

*Normas de Diseño de Sistemas de
Alcantarillado de las Empresas Públicas
de Medellín. E. S. P.*

Empresas Públicas de Medellín. E. S. P.

Título:

Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado de las Empresas Públicas de Medellín. E. S. P.

Copyright © 2013, Empresas Públicas de Medellín. E. S. P. Todos los derechos reservados.

Queda prohibida la reproducción o transmisión total o parcial del contenido de la presente obra en cualquier forma, sea electrónica o mecánica, sin el consentimiento previo y por escrito de las Empresas Públicas de Medellín. E. S. P.

**Impreso en Colombia
*Printed in Colombia***

Edición: 2013

TABLA DE

CONTENIDO

PREFACIO	1-10
PARTICIPANTES.....	1-11
Capítulo 1 REFERENCIACIÓN GENERAL.....	1-12
1.1 SISTEMA DE UNIDADES	1-12
1.2 ABREVIATURAS.....	1-13
1.3 NORMAS TÉCNICAS REFERENCIADAS.....	1-13
1.3.1 Normas técnicas colombianas.....	1-13
1.3.2 Normas técnicas internacionales.....	1-15
1.3.3 Otras normas y/o guías técnicas	1-18
1.3.4 Normas y manuales de EPM.....	1-18
1.4 LEYES, DECRETOS Y LEGISLACIÓN PERTINENTE	1-18
1.5 DEFINICIONES.....	1-19
Capítulo 2 ASPECTOS GENERALES DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y TRANSPORTE DE AGUAS RESIDUALES Y/O LLUVIAS	2-27
2.1 ALCANCE.....	2-27
2.2 INTEGRALIDAD DEL DRENAJE URBANO	2-27
2.3 SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y TRANSPORTE DE AGUAS RESIDUALES Y/O LLUVIAS	2-27
2.3.1 Tipos de sistemas de alcantarillado	2-27
2.3.2 Selección del tipo de sistema de recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias	2-28
2.4 PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y TRANSPORTE DE AGUAS RESIDUALES Y/O LLUVIAS	2-29
2.4.1 PASO 1 - Definición del tamaño del sistema	2-29
2.4.2 PASO 2 - Conocimiento del marco institucional.....	2-30
2.4.3 PASO 3 - Aspectos legales	2-30
2.4.4 PASO 4 - Aspectos ambientales relacionados con los sistemas de recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias.....	2-30
2.4.5 PASO 5 - Ubicación dentro de los Planes de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Urbano previstos para los municipios atendidos por EPM.	2-31
2.4.6 PASO 6 – Evaluación socioeconómica	2-31
2.4.7 PASO 7 - Definición del alcance del Proyecto	2-31
2.4.8 PASO 8 - Estudios previos	2-31
2.4.9 PASO 9 – Generación de alternativas y optimización.....	2-32
2.4.10 PASO 10 - Diseño y requerimientos técnicos	2-32
2.4.11 PASO 11 - Construcción e Interventoría	2-32
2.4.12 PASO 12 - Puesta en marcha, operación y mantenimiento del sistema de recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias.....	2-32
2.5 TECNOLOGÍA DE INFORMACIÓN PARA LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO	2-32
2.5.1 Sistemas de Información Geográfica	2-32
2.5.2 Programas de diseño de redes de alcantarillado	2-32
2.5.3 Calidad de agua en sistemas de alcantarillado.....	2-33
2.5.4 Sistemas de monitoreo y tipo SCADA.....	2-33
2.6 PLANOS Y MEMORIAS DE CÁLCULO.....	2-33
2.6.1 Planos.....	2-33
2.6.2 Memorias de cálculo.....	2-34
2.7 CALIDADES Y REQUISITOS DE LOS PROFESIONALES	2-34
2.7.1 Aspectos Generales	2-34
2.7.2 Calidad de los diseñadores y de los interventores o revisores de diseño	2-34
2.7.3 Personal auxiliar profesional y no profesional	2-35
2.8 COMITÉ ASESOR DE LAS NORMAS.....	2-35
2.8.1 Propósito.....	2-35

2.8.2	Integración	2-35
2.8.3	Funciones	2-35
ANEXO 2 EVALUACIÓN SOCIOECONÓMICA.....		2-36
A.2.1	Análisis Costo Eficiencia	2-36
A.2.2	Análisis de costo mínimo de expansión de capacidad	2-36
Capítulo 3 ASPECTOS ESPECÍFICOS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO		3-39
3.1	ALCANCE.....	3-39
3.2	ESTUDIOS PREVIOS	3-39
3.2.1	Estudio de la demanda del servicio.....	3-39
3.2.2	Descripción de la zona del proyecto.....	3-39
3.2.3	Descripción de los sistemas e infraestructura existentes.....	3-40
3.3	PROCEDIMIENTO PARA GENERACIÓN DE ALTERNATIVAS Y DISEÑO DE ALTERNATIVA SELECCIONADA	3-43
3.3.1	Delimitación del área del proyecto y las cuencas de drenaje	3-43
3.3.2	Definición del período de diseño	3-44
3.3.3	Cálculo de la población y/o clientes objeto del proyecto	3-44
3.3.4	Generación y comparación de alternativas	3-44
3.3.5	Selección y diseño de la mejor alternativa	3-44
3.3.6	Protocolo de pruebas de diseño y recomendaciones especiales	3-45
3.4	REFERENCIACIÓN DE COMPONENTES Y DISPOSICIÓN GENERAL DE LAS TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO	3-45
3.4.1	Referenciación de componentes	3-45
3.4.2	Ubicación	3-45
3.4.3	Distancias mínimas a otras redes de servicio público.....	3-46
3.4.4	Distancia mínima horizontal a paramentos	3-46
Capítulo 4 HIDRÁULICA DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO		4-47
4.1	Alcance.....	4-47
4.2	Diseño hidráulico de tuberías parcialmente llenas.....	4-47
4.2.1	Tipos de flujo para el diseño.....	4-47
4.2.2	Caudal de diseño.....	4-47
4.2.3	Diámetros	4-47
4.2.4	Pendientes de las tuberías	4-47
4.2.5	Propiedades geométricas de ductos en sistemas de alcantarillados.....	4-48
4.2.6	Materiales para ductos en sistemas de alcantarillado.....	4-50
4.2.7	Ecuaciones de flujo uniforme para el diseño de tuberías fluyendo parcialmente llenas.	4-52
4.2.8	Ecuación para el cálculo del esfuerzo cortante.....	4-54
4.2.9	Coefficientes de rugosidad y rugosidad absoluta.....	4-54
4.2.10	Régimen de flujo.....	4-55
4.3	Diseño hidráulico de redes de alcantarillado	4-55
4.3.1	Topología de la red de alcantarillado	4-55
4.3.2	Caudales para el diseño hidráulico	4-56
4.3.3	Pérdidas menores en accesorios	4-56
4.3.4	Cálculo de la línea piezométrica y la línea de energía total	4-56
4.3.5	Flujo no permanente en sistemas de alcantarillado	4-59
4.4	Calidad de agua en la red de alcantarillado	4-61
4.5	Protocolos de prueba	4-61
Capítulo 5 REDES DE ALCANTARILLADO DE AGUAS RESIDUALES		5-62
5.1	Alcance.....	5-62
5.2	Parámetros de diseño.	5-62
5.2.1	Período de diseño.....	5-62
5.2.2	Cientes y Población	5-62
5.2.3	Contribuciones de aguas residuales	5-64
5.2.4	Caudal medio diario de aguas residuales	5-67
5.2.5	Caudal máximo horario final (Q_{MHf})	5-67

5.2.6	Factor de mayoración (F)	5-67
5.2.7	Caudal de diseño	5-68
5.2.8	Diámetro interno mínimo	5-69
5.2.9	Velocidad mínima	5-69
5.2.10	Velocidad máxima en las tuberías	5-70
5.2.11	Pendiente mínima de las tuberías	5-70
5.2.12	Pendiente máxima de las tuberías	5-70
5.2.13	Anclajes en tuberías de alcantarillado	5-70
5.2.14	Profundidad máxima	5-70
5.2.15	Profundidad mínima a la cota clave de las tuberías	5-71
5.2.16	Profundidad máxima a la cota clave	5-71
5.2.17	Materiales susceptibles a corrosión por sulfuros	5-71
5.2.18	Generación de alternativas	5-72
5.3	Operación, control y seguimiento	5-72
5.3.1	Uso de tecnologías de información	5-72
5.3.2	Calibración de la red de alcantarillado	5-73
ANEXO 5. DISEÑO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIONES DE TUBERÍAS		5-74
A.5.1	TIPOS DE CARGA EXTERNAS A UNA TUBERÍA ENTERRADA	5-74
A.5.2	CÁLCULO DE CARGAS EXTERNAS	5-74
A.5.2.1	Tuberías flexibles	5-74
A.5.2.2	Tuberías rígidas	5-78
A.5.3	TIPOS DE CIMENTACIÓN	5-80
A.5.3.1	Capa de cimentación	5-81
A.5.3.2	Zona de atraque	5-81
A.5.3.3	Relleno inicial	5-81
A.5.3.4	Relleno final	5-81
A.5.3.5	Cimentación Clase C	5-83
A.5.3.6	Cimentación Clase B	5-83
A.5.3.7	Cimentación con relleno de densidad controlada	5-83
A.5.3.8	Cimentación con atraque con piedra triturada	5-84
A.5.3.9	Cimentación Clase A Cuna de Concreto	5-84
A.5.3.10	Cimentación Clase A Arco de Concreto	5-85
Capítulo 6 REDES DE ALCANTARILLADO DE AGUAS LLUVIAS		6-86
6.1	Alcance	6-86
6.2	Parámetros de diseño	6-86
6.2.1	Período de diseño	6-86
6.2.2	Período de retorno de diseño	6-86
6.2.3	Áreas de drenaje	6-87
6.2.4	Caudal de diseño	6-87
6.2.5	Distancia mínima a quebradas	6-87
6.2.6	Aporte de caudal por abatimiento del nivel freático	6-87
6.2.7	Diámetro interno mínimo	6-88
6.2.8	Velocidad mínima	6-88
6.2.9	Velocidad máxima	6-88
6.2.10	Pendiente mínima de las tuberías	6-88
6.2.11	Pendiente máxima de las tuberías	6-88
6.2.12	Anclajes en tuberías de alcantarillado	6-89
6.2.13	Profundidad máxima	6-89
6.2.14	Profundidad mínima a la cota clave de las tuberías	6-89
6.2.15	Profundidad máxima a la cota clave	6-89
6.2.16	Generación de alternativas	6-90
6.3	MÉTODO RACIONAL	6-90
6.3.1	Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia	6-91
6.3.2	Intensidad de precipitación	6-92
6.3.3	Coeficiente de escorrentía	6-92
6.3.4	Tiempo de concentración	6-93

6.4	Método de cálculo de caudal basado en el programa EPASWMM	6-95
6.5	Otros métodos de cálculo de caudal	6-97
6.5.1	Método del Hidrograma Unitario	6-97
6.5.2	Método del Hidrograma Unitario Sintético	6-99
ANEXO 6.1 CURVAS DE INTENSIDAD, FRECUENCIA Y DURACIÓN		6-102
ANEXO 6.2 MÉTODOS DE INFILTRACIÓN		6-103
A.6.2.1	Modelo de infiltración de Horton	6-103
A.6.2.2	Modelo de infiltración propuesto por el SCS	6-103
A.6.2.3	Modelo de infiltración propuesto Green y Ampt	6-105
Capítulo 7 REDES DE ALCANTARILLADOS COMBINADOS		7-108
7.1	Alcance	7-108
7.2	Consideraciones generales	7-108
7.3	Caudal de diseño	7-108
7.4	Parámetros de diseño	7-109
Capítulo 8 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS		8-110
8.1	ALCANCE	8-110
8.2	CONSIDERACIONES GENERALES	8-110
8.3	ESTRUCTURAS DE CONEXIÓN y/o inspección DE TUBERÍAS	8-110
8.3.1	Consideraciones para su proyección	8-111
8.3.2	Parámetros de diseño	8-111
8.3.3	Profundidad a cota clave	8-114
8.3.4	Diámetro del orificio de acceso	8-114
8.3.5	Distancia máxima entre estructuras de conexión y/o inspección	8-114
8.3.6	Pérdidas de energía en estructuras de conexión y/o inspección	8-115
8.4	CÁMARAS DE CAÍDA	8-121
8.4.1	Consideraciones para su proyección	8-121
8.4.2	Parámetros de diseño	8-121
8.4.3	Cámaras de caída bajo régimen supercrítico	8-122
8.5	SUMIDEROS	8-124
8.5.1	Consideraciones para su diseño	8-124
8.5.2	Tipos de sumideros	8-124
8.5.3	Parámetros de diseño	8-126
8.5.4	Métodos de cálculo	8-126
8.6	ALIVIOS EN ALCANTARILLADOS COMBINADOS (AAC)	8-129
8.6.1	Consideraciones generales	8-130
8.6.2	Consideraciones de Diseño	8-131
8.6.3	Control de la contaminación de los AAC. Cálculo del caudal de vertimiento	8-132
8.6.4	Estudios previos	8-132
8.6.5	Diseño de AAC de Vertedero Lateral o tipo cañuela	8-132
8.6.6	Diseño de AAC de Vertedero Transversal	8-136
8.6.7	AAC de Orificio	8-137
8.6.8	Almacenamiento	8-138
8.7	CANALES EN SISTEMAS DE DRENAJE	8-139
8.7.1	Consideraciones para su proyección	8-139
8.7.2	Estudios previos	8-140
8.7.3	Parámetros de diseño y Métodos de cálculo	8-140
8.8	TRANSICIONES	8-142
8.8.1	Consideraciones para su proyección	8-142
8.8.2	Parámetros de diseño y métodos de cálculo	8-142
8.9	SIFONES INVERTIDOS	8-142
8.10	ESTRUCTURAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA Y DESCARGA	8-144
8.10.1	Estructuras de entrega con canales rugosos	8-144
8.10.2	Estructuras de caída libre y resalto hidráulico	8-147
8.10.3	Canales escalonados	8-149
8.11	Drenaje urbano.	8-151
8.11.1	Medidas no estructurales	8-151

8.11.2	Medidas estructurales.....	8-151
Capítulo 9	ESTACIONES ELEVADORAS Y/O DE BOMBEO.....	9-153
9.1	ALCANCE.....	9-153
9.2	ESTUDIOS PREVIOS.....	9-153
9.2.1	Concepción del proyecto.....	9-153
9.2.2	Infraestructura existente.....	9-153
9.2.3	Estudio de la cantidad de agua a ser bombeada.....	9-154
9.2.4	Aspectos generales de la zona.....	9-154
9.2.5	Estudios topográficos.....	9-154
9.2.6	Condiciones geológicas.....	9-155
9.2.7	Disponibilidad de energía.....	9-155
9.2.8	Calidad del agua a ser bombeada.....	9-155
9.2.9	Estudio de suelos.....	9-155
9.3	CONDICIONES GENERALES.....	9-155
9.3.1	Recomendaciones para ubicación, seguridad y protección.....	9-155
9.3.2	Vulnerabilidad y amenaza sísmica.....	9-156
9.3.3	Facilidad de acceso y retiros.....	9-156
9.4	PARÁMETROS DE DISEÑO.....	9-157
9.4.1	Período de diseño.....	9-157
9.4.2	Caudal de diseño.....	9-157
9.4.3	Conducto de entrada o llegada a la estación.....	9-157
9.4.4	Materiales.....	9-157
9.4.5	Número de Bombas.....	9-157
9.4.6	Tipo de Bombas.....	9-157
9.4.7	Pozo de succión.....	9-158
9.4.8	Diámetros de tuberías de impulsión y succión.....	9-159
9.4.9	Velocidades en tuberías de impulsión y succión.....	9-159
9.4.10	Instalación de tuberías.....	9-159
9.4.11	Distancias a otras redes.....	9-160
9.4.12	Sala de bombas.....	9-160
9.4.13	Generación y control de ruido.....	9-160
9.4.14	Control de tamaño de sólidos.....	9-161
9.4.15	Generación de alternativas.....	9-161
9.5	DISEÑO DE LAS ESTACIONES ELEVADORAS Y/O DE BOMBEO.....	9-162
9.5.1	Cálculo hidráulico de tuberías simples.....	9-162
9.5.2	Bombas centrífugas y eyectoras.....	9-165
9.5.3	Bombas helicoidales.....	9-167
9.5.4	Corrosión en tuberías.....	9-169
9.5.5	Recubrimientos y protección de tuberías.....	9-169
9.5.6	Golpe de Ariete en estaciones elevadoras y/o de bombeo.....	9-170
9.5.7	Eficiencia del bombeo.....	9-170
9.5.8	Válvulas y accesorios en las estaciones elevadoras y/o de bombeo.....	9-171
9.5.9	Instalaciones eléctricas en las estaciones elevadoras y/o de bombeo.....	9-171
9.5.10	Dispositivos de medición y control.....	9-174
9.5.11	Instalaciones complementarias para las estaciones elevadoras y/o de bombeo ..	9-175
9.5.12	Comprobación de diseño bajo diferentes condiciones de operación.....	9-176
9.5.13	Protocolos de prueba del diseño.....	9-176
9.5.14	Uso de tecnologías de información para el diseño de estaciones elevadoras y/o de bombeo.....	9-176
9.5.15	Referenciación de las estaciones elevadoras y/o de bombeo.....	9-177
9.6	ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA DE LA ESTACIÓN ELEVADORA Y/O DE BOMBEO RELACIONADOS CON EL DISEÑO.....	9-177
9.6.1	Inspecciones preliminares.....	9-177
9.6.2	Pruebas preliminares.....	9-178
9.6.3	Pruebas hidrostáticas para tuberías de impulsión.....	9-178
9.6.4	Medición de caudales.....	9-178

9.6.5	Línea piezométrica de la tubería de impulsión	9-179
9.6.6	Golpe de Ariete	9-179
9.6.7	Accesorios y Válvulas	9-179
9.6.8	Válvulas de cheque o de retención	9-179
9.7	ASPECTOS DE LA OPERACIÓN RELACIONADOS CON EL DISEÑO	9-179
9.7.1	Mediciones de caudal	9-180
9.7.2	Golpe de Ariete	9-180
9.7.3	Línea Piezométrica	9-180
9.7.4	Instrumentación y telemetría en las tuberías de impulsión	9-180
9.7.5	Punto de operación de la bomba	9-181
9.7.6	Uso de tecnologías de información para la operación	9-181
9.8	ASPECTOS DEL MANTENIMIENTO RELACIONADOS CON EL DISEÑO	9-181
9.8.1	Mantenimiento correctivo y preventivo	9-181
9.8.2	Registro de mantenimientos	9-181
9.8.3	Disponibilidad de repuestos	9-182
9.8.4	Mantenimiento de accesorios	9-182
9.8.5	Uso de tecnologías de información para labores de mantenimiento	9-182
	Capítulo 10 PROYECTOS URBANÍSTICOS	10-183
10.1	ALCANCE	10-183
10.2	CONSIDERACIONES GENERALES	10-183
10.2.1	Redes Privadas	10-183
10.2.2	Redes Públicas	10-184
10.3	INFORMACIÓN PREVIA AL DISEÑO	10-185
10.4	REQUISITOS PARA APROBACIÓN DEL DISEÑO POR PARTE DE EPM	10-185
10.5	PARÁMETROS DE DISEÑO	10-186
10.5.1	Parámetros generales de diseño	10-186
10.5.2	Acometidas	10-186
10.5.3	Cajas de empalme a la red	10-187
10.5.4	Cajas de empalme para domiciliaria en acera o zona verde	10-187
10.5.5	Verificación del comportamiento hidráulico de la red receptora	10-187
10.5.6	Protocolo de pruebas	10-187
	Capítulo 11 ASPECTOS AMBIENTALES	11-188
11.1	Alcance	11-188
11.2	Identificación de actividades que pueden generar impactos ambientales.	11-188
11.3	Caracterización del ambiente	11-188
11.4	Identificación y valoración de aspectos e impactos ambientales que se generarán	11-188
11.5	Definición de medidas de manejo	11-189
11.6	Cumplimiento de la normatividad ambiental vigente	11-189
11.7	Instrumentos legales de control territorial y ambiental	11-190
11.7.1	Plan de Ordenamiento Territorial	11-190
11.7.2	Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos, PSMV.	11-190
11.7.3	Instrumentos para la planificación, ordenación y manejo de las cuencas hidrográficas y acuíferos	11-190
11.7.4	Planes de ordenamiento del recurso hídrico –PORH-	11-191
11.7.5	Zonas de interés arqueológico	11-191
	Capítulo 12 INTERVENTORÍA	12-196
12.1	ALCANCE	12-196
12.2	PERSONAL DE LA INTERVENTORÍA	12-196
12.3	INTERVENTORÍA DE DISEÑO	12-196
12.3.1	Funciones principales de la Interventoría de Diseño	12-196
12.3.2	Interventoría o revisión de diseños de entes externos	12-197
12.3.3	Verificación de protocolos de pruebas	12-197
	Capítulo 13 TECNOLOGÍAS SIN ZANJA (Trenchless)	13-198
13.1	ALCANCE	13-198
13.2	TÉcnicas de instalación	13-198
13.2.1	Pipe ramming	13-198

13.2.2	Pipe jacking y microtunelería.....	13-198
13.2.3	Perforación horizontal dirigida o HDD	13-198
13.2.4	Tubo Piloto.....	13-198
13.3	Técnicas de rehabilitación	13-198
13.3.1	Técnicas de renovación.....	13-199
13.3.2	Técnicas de remplazo:.....	13-199
TEMAS TRANSITORIOS ALCANTARILLADO.....		13-198

PREFACIO

El propósito de la presente norma de diseño de sistemas de redes de alcantarillado de EPM, es fijar los criterios básicos, los requisitos mínimos, los valores específicos y límites, las metodologías y las tecnologías que deben tenerse en cuenta en los diferentes procesos involucrados en la conceptualización y el diseño de sistemas de alcantarillado. Estos sistemas incluyen las redes de tuberías en alcantarillados separados (aguas residuales y aguas lluvias), las redes de tuberías en alcantarillados combinados, las estructuras complementarias, las estaciones elevadores y de bombeo, y las redes de alcantarillado de agua lluvias y aguas residuales. Esto se hace con el fin de garantizar la seguridad, durabilidad, funcionalidad, calidad técnica, eficiencia de operación, sostenibilidad de los sistemas de alcantarillado y redundancia de éstos. El contenido específico de esta norma está basado en sus aspectos generales en el reglamento técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS, en su versión vigente, específicamente en sus títulos A "Aspectos Generales de los Sistemas de Agua Potable y Saneamiento Básico", y D "Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales y Pluviales".

La norma está dirigida primordialmente a los planificadores y los diseñadores de los sistemas de alcantarillado, ya sean contratistas o funcionarios de EPM, así como a los ingenieros diseñadores de los Urbanizadores y/o Constructores y a los interventores de diseño de dichos sistemas. Adicionalmente puede ser utilizada por los operadores y los ingenieros de mantenimiento encargados del drenaje de las aguas urbanas en los municipios operados por EPM. En general, esta norma es de obligatorio cumplimiento en todo su contenido y hace referencia de manera complementaria a las Normas y Especificaciones Generales de Construcción de EPM, así como a los trámites que deben realizarse ante diferentes dependencias locales y nacionales que deben ser considerados desde la etapa de diseño de un sistema de alcantarillado y de cualquiera de sus componentes, como también, hace referencia a algunos Decretos, Reglamentos y Manuales, en sus versiones vigentes, sin descartar otras reglamentaciones que puedan tener injerencia directa e indirecta y que deben ser tenidos en cuenta en los diseños de los proyectos. Sin embargo, es necesario que se consulte la decisión de la Junta Directiva de EPM con respecto a estas normas, con el fin de verificar si existen algunos numerales transitorios, cuya obligatoriedad será establecida posteriormente.

PARTICIPANTES

Para la redacción de las nuevas Normas de Diseño de Sistemas de Alcantarillado las EPM y la Universidad de los Andes, a través del Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados – CIACUA – del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, conformaron el siguiente equipo de trabajo:

1- Por parte de EPM, como propietario e interventor del proyecto, así:

Interventor del proyecto

José Alberto Alzate Hoyos

Interventora técnica del Área de Alcantarillado

Ana María Vélez O.

Colaboradores:

Jaime Humberto Jaramillo De Los Ríos
Fernando De Jesús Rojas Mazo
Carlos Enrique Castro Gallo
Claudia Elena Figueroa Vanegas
Claudia María Villegas Aristizabal
Juan Camilo Hurtado Restrepo
Lina María Sierra Lema

Maribel Ramírez Ríos
Fernando Calad Chica
José Alberto Alzate Hoyos
Wilson Javier Martínez Gómez
Víctor Hugo Barrera Ortiz
Elsa Victoria Gómez Jaramillo
Olga Patricia López Bedoya

2- Por parte de la Universidad de los Andes, a través del CIACUA, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados del Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, como contratista consultor del proyecto, así:

Como Autores:

Director del Proyecto

Juan G. Saldarriaga

Investigador

Manuel Antonio Serna Rodríguez

Ingeniera Área de Acueducto

María Fernanda González Candia

Colaboradores:

Mireya Perafán
Marta Rocío Acosta
Ximena Gutiérrez Hinojosa
Johanna Garzón Mazuera

María del Pilar Ochoa
Carolina Quiros Garzón

Capítulo 1 REFERENCIACIÓN GENERAL

1.1 SISTEMA DE UNIDADES

Aceleración m/s^2 Metros por segundo cuadrado	Ángulo Plano ° “ Grados, minutos y segundos	Área cm^2 Centímetro cuadrado ha Hectárea km^2 Kilómetro cuadrado m^2 Metro cuadrado	Caudal L/h Litro por hora L/s Litro por segundo m^3/s Metros cúbicos por segundo
Concentración mg/L Miligramo por Litro ppm Partes por millón	Densidad viv/ha o hab/viv Densidad de población kg/m^3 Kilogramo por m^3	Esfuerzo kg/m^2 Fuerza tractiva kPa Kilopascal MPa Megapascal Pa Pascal	Fuerza N Newton kN Kilonewton t Tonelada
Longitud m Metro km Kilómetro mm Milímetro	Masa g Gramo mg Miligramo kg Kilogramo	Población hab Habitante	Potencia kW Kilovatio W Vatio
Potencial eléctrico kV Kilovoltio	Presión $m.c.a$ Metros de columna de agua kPa Kilopascal MPa Megapascal Pa Pascal	Temperatura $^{\circ}C$ Grados centígrados K Kelvin	Tiempo $año$ Año $día$ Día h Hora min Minuto s Segundo
Velocidad m/s Metros por segundo	Viscosidad $Pa \cdot s$ Pascales por segundo	Volumen cm^3 Centímetro cúbico L Litro m^3 Metro cúbico	Otras $L/(hab \cdot día)$ Litro por habitante por día m^2/m Metro cuadrado por metro $msnm$ Metros sobre el nivel del mar viv Vivienda

1.2 ABREVIATURAS

AASTHO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ANSI	American National Standards Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
AWWA	American Water Works Association Standard
CIDET	Centro de Investigación y Desarrollo Tecnológico Sector Eléctrico Colombiano
CONPES	Consejo Nacional de Política Económica y Social
CRA	Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico
DANE	Departamento Administrativo Nacional de Estadística
DIN	Deutscher Industrie Normen
DNP	Departamento Nacional de Planeación
EPM	Empresas Públicas de Medellín E.S.P.
GPS	Global Positioning System – Sistema de Posicionamiento Global
GRP	Glass Reinforced Polyester
HEC	Hydraulic Engineering Circular
HU	Hidrograma Unitario
HUS	Hidrograma Unitario Sintético
ICONTEC	Instituto Colombiano de Normas Técnicas
IDEAM	Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales
IES	International Electrical Standards
IGAC	Instituto Geográfico Agustín Codazzi
ISO	Internacional Standard Organization
MAVDT	Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial
MPS	Ministerio de Protección Social
NEGC	Normas y especificaciones generales de construcción
NSR-10	Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, Ley 400 de 1997 y Decreto 33 de 1998.
POT	Plan de Ordenamiento Territorial
PSMV	Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos
PVC	Policloruro de vinilo
RAS	Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico
SCS	Soil Conservation Service
SIGMA	Sistema de Información Geográfica para Medellín y sus Alrededores
SSPD	Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios

1.3 NORMAS TÉCNICAS REFERENCIADAS

1.3.1 Normas técnicas colombianas

NTC 30	Cemento Portland. Clasificación y nomenclatura.
NTC 44	Tubos y juntas de asbesto-cemento para conducción de fluidos a presión.
NTC 105	Tubos de Acero Tipo "EMT", Recubiertos de Zinc para la Conducción y Protección de Conductores Eléctricos -Tubería Conduit-.
NTC 116	Alambre duro de acero para refuerzo de concreto.
NTC 121	Cemento Portland. Especificaciones físicas y mecánicas.
NTC 126	Solidez de los agregados con el uso del sulfato de sodio o sulfato de magnesio.
NTC 127	Determinación de impurezas orgánicas en agregado fino para concreto.
NTC 159	Alambres de acero, sin recubrimiento, liberados de esfuerzos para concreto pretensado.
NTC 161	Barras lisas de acero al carbono para hormigón armado.
NTC 174	Especificaciones de los agregados para concreto.
NTC 183	Determinación de la dureza al rayado de los agregados gruesos.
NTC 239	Accesorios para tubos sanitarios de asbesto cemento.
NTC 245	Barras de acero al carbono trabajadas en frío para hormigón reforzado.
NTC 248	Barras y rollos corrugados de acero al carbono para hormigón reforzado.

NTC 268	Tubos sanitarios de asbesto cemento.
NTC 277	Motores y Generadores Eléctricos.
NTC 321	Cemento Portland, especificaciones químicas.
NTC 369	Plásticos. Compuestos rígidos de poli(cloruro de vinilo) (PVC) y compuestos de poli(cloruro de vinilo) clorado (CPVC).
NTC 384	Asbesto-cemento. Tubos para alcantarillado.
NTC 401	Tubos de hormigón reforzado para alcantarillados.
NTC 487	Manguitos de asbesto-cemento.
NTC 511	Tubos de gres de resistencia normal para drenaje.
NTC 589	Determinación del porcentaje de terrones de arcilla y partículas deleznable en los agregados.
NTC 747	Tubos de Presión Tipo Cilindro de Acero con Recubrimiento de Hormigón, Mortero o Ambos.
NTC 1022	Tubos de concreto sin refuerzo para alcantarillado.
NTC 1087	Tubos de policloruro de vinilo (PVC) rígido para uso sanitario.
NTC 1259	Ingeniería Civil y Arquitectura. Instalación de tuberías para conducción de aguas sin presión.
NTC 1260	Plásticos. Tubos de Policloruro de Vinilo - PVC - Rígido para Ventilación y Aguas Lluvias.
NTC 1299	Aditivos químicos para concreto.
NTC 1328	Juntas flexibles para la unión de tubos circulares de concreto.
NTC 1341	Accesorios de PVC rígidos para tuberías sanitarias.
NTC 1393	Tapas para pozos de inspección.
NTC 1461	Colores y Señales de Seguridad.
NTC 1483	Detectores de Incendio. Clasificación.
NTC 1500	Código Colombiano de Fontanería.
NTC 1747	Plásticos. Tubos de polietileno PE especificados por su diámetro interior (RDIE-PM).
NTC 1748	Tubos de policloruro (PVC) rígido para alcantarillado.
NTC 1762	Válvulas de Retención (Cheque) de Aleación de Cobre.
NTC 1775	Bombas Centrífugas, Bombas de Flujo Axial y Mixto. Ensayos Clase.
NTC 1867	Sistema de Señales Contra Incendio. Instalación y Usos.
NTC 1907	Siderurgia. Alambre de acero para concreto armado.
NTC 1925	Mallas de acero soldadas fabricadas con alambre liso, para refuerzo de concreto.
NTC 1931	Seguridad Contra Incendios. Señales.
NTC 1991	Flotadores para Accionamiento de Válvulas.
NTC 2011	Válvulas de Acondicionamiento por Flotador.
NTC 2050	Código Eléctrico Colombiano.
NTC 2091	Tubería de acero corrugado y galvanizado para alcantarillado y drenaje subterráneo.
NTC 2310	Mallas de acero soldadas fabricadas con alambre corrugado.
NTC 2346	Accesorios en hierro dúctil y/o hierro gris para agua y otros líquidos. Serie inglesa.
NTC 2534	Uniones mecánicas para tubos plásticos de desagüe y alcantarillado.
NTC 2587	Tuberías de hierro dúctil. Acoples y accesorios para líneas de tuberías de presión.
NTC 2629	Tubería de hierro dúctil. Revestimiento de mortero-cemento centrifugado. Controles de composición del mortero recientemente aplicado.
NTC 2697	Accesorios de PVC rígido para tubería de alcantarillado.
NTC 2795	Práctica normalizada para la instalación subterránea de tubos termoplásticos de alcantarillado y otras aplicaciones de flujo por gravedad.
NTC 2802	Cámaras de inspección para alcantarillados, construidas en mampostería de ladrillo tolete recocido.
NTC 2836	Materias primas para pintura. Resinas epóxicas.
NTC 3359	Bridas y accesorios con brida para tubos de hierro fundido.
NTC 3358	Determinación de las dimensiones de tubos y accesorios termoplásticos.
NTC 3409	Plásticos. Accesorios de polietileno(PE) para unión por fusión a tope con tubería de polietileno (PE).

NTC 3410	Plásticos. Accesorios de polietileno tipo campana para tubería de polietileno con diámetro exterior controlado tipo IPS o CTS.
NTC 3526	Juntas de compresión para tubería y accesorios de gres.
NTC 3640	Tubos corrugados en policloruro de vinilo (PVC) con interior liso y accesorios para alcantarillado.
NTC 3654	Transformadores de Potencia Tipo Seco.
NTC 3664	Plásticos. Tubos plásticos de polietileno con base en el diámetro exterior controlado y clasificado según presión.
NTC 3676	Métodos para ensayo de pozos de inspección en concreto.
NTC 3694	Plásticos. Tubos tipo CTS de polietileno (PE).
NTC 3721	Plásticos. Tubos ligeros y accesorios para sistemas de drenaje subterráneo y alcantarillado. Métodos de ensayo generales.
NTC 3722	Plásticos. Tubos ligeros y accesorios para sistemas de drenaje subterráneo y alcantarillado. Especificaciones para PVC-U.
NTC 3789	Secciones de cámara de inspección de prefabricados en concreto reforzado.
NTC 3818	Tubería Metálica. Recubrimiento Epóxico con Adherencia Mediante Fusión para Aplicación Externa Sobre Tubería de Acero.
NTC 3819	Tubería Metálica. Recubrimiento de Polietileno para Tubería Metálica.
NTC 3870	Tubos de fibra de vidrio para usos en alcantarillado.
NTC 3875	Plásticos. Determinación de la resistencia química de los tubos de fibra de vidrio (resina termoestable reforzada con fibra de vidrio) en condiciones de aplastamiento.
NTC 3876	Plásticos. Método de ensayo para la determinación de la deformación anular a largo plazo de tubos de fibra de vidrio (resina termoestable reforzada con fibra de vidrio).
NTC 3877	Plásticos. Especificaciones para juntas de fibra de vidrio (resina termoestable con fibra de vidrio) usando sellos elastoméricos.
NTC 3878	Plásticos. Prácticas para instalación subterránea de tubos de fibra de vidrio (resina termoestable reforzada con fibra de vidrio).
NTC 3918	Plásticos. Método de ensayo para determinar la resistencia a la presión externa de tubos de fibra de vidrio (resina termoestable reforzada con fibra de vidrio).
NTC 4089	Accesorios de gres para alcantarillado y perforados para drenaje. Resistencia normal.
NTC 4223	Métodos para ensayo de presión negativa con aire en pozos de inspección para alcantarillados.
NTC 4326	Tubos de Acero. Recubrimiento Externo con Triple Capa A Base de Polipropileno. Aplicación por Extrusión.
NTC 4764-1	Tubos y Accesorios termoplásticos con superficies interna lisa y externa perfilada. Parte 1. Dimensiones.
NTC 4764-2	Tubos y Accesorios termoplásticos con superficies interna lisa y externa perfilada. Parte 2. Condiciones técnicas de entrega.
NTC 4777	Recubrimientos Protectores Epóxicos Interiores para Válvulas e Hidrantes.
NTC 4937 – 1	Tubería de Hierro Dúctil. Revestimiento Exterior de Zinc. Parte 1: Zinc Metálico con Capa de Acabado.
NTC 4937 – 2	Tubería de Hierro Dúctil. Recubrimiento Exterior de Zinc. Parte 2. Pintura Rica en Zinc con Capa de Acabado.
NTC 5070	Tubos y accesorios de poli (cloruro de vinilo) pvc fabricados con perfil cerrado para uso en alcantarillado, controlados por el diámetro interno.

1.3.2 Normas técnicas internacionales

1.3.2.1 Normas Técnicas AWWA

AWWA C 104	Cement Mortar Lining for Ductile Iron Pipe and Fittings for Water
AWWA C 105	Polyethylene Encasement for Ductile Iron Pipe Systems
AWWA C 106	Cast iron pipe centrifugally cast in metal molds, for water or other liquids.

AWWA C 110	Ductile Iron and Grey Iron Fittings
AWWA C 115	Flanged Ductile Iron Pipe with Ductile Iron or Gray Iron Threaded Flanges.
AWWA C 116	Protective Fusion-Bonded Epoxy Coatings for the Interior and Exterior Surfaces of Ductile-Iron and Gray-Iron Fittings for Water Supply Service
AWWA C 508	Swing Check Valves for Water Works Service.
AWWA C 510	Double Check Valve Backflow Prevention Assembly.
AWWA D 104	Automatically Controlled, Impressed-Current Cathodic Protection for the Interior of Steel Water Tanks
AWWA E 101	Vertical Turbine Pumps-line Shaft and Submersible Types.
AWWA M41	Ductile-Iron Pipe Fittings

1.3.2.2 Normas Técnicas ASTM

A 74	Specification for cast iron soil pipe and fittings.
A 475	Standard specification for general requirements for delivery of zinc coated (galvanized) iron or steel sheets, coils and cut lengths coated by the hot dip method.
A 746	Specification for ductile iron gravity sewer pipe.
A 760	Specification for corrugated steel pipe, metallic-coated for sewers and drains.
A 762	Specification for corrugated steel pipe, polymer precoated for sewers and drains.
C 12	Installing vitrified clay pipelines.
C 14	Standard specification for concrete sewer, storm drain, and culvert pipe.
C 76	Standard specification for reinforcement concrete culvert, storm drain, and sewer pipe.
C 260	Air entrainment admixtures for concrete.
C 301	Standard test methods for vitrified clay pipe.
C 361	Standard specification for reinforced concrete low-head pressure pipe.
C 425	Specifications for compression joints for vitrified clay pipe and fittings.
C 428	Standard specification for asbestos-cement nonpressure sewer pipe.
C 443	Standard specification for joints for circular concrete sewer and culvert pipe, using rubber gaskets.
C 506	Specification for reinforced concrete arch culvert, storm drain and sewer pipe.
C 507	Specification for reinforced concrete elliptical culvert, storm drain and sewer pipe.
C 582	Contact-molded reinforced thermosetting plastic (RTP) laminates for corrosion-resistant equipment.
C 618	Coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in concrete.
C 644	Standard terminology relating to iron castings.
C 655	Specification for reinforced concrete D-load culvert, storm drain and sewer pipe.
C 700	Specification for vitrified clay pipe, extra strength, standard strength and perforated.
C 828	Low pressure air test of vitrified clay pipe lines.
C 877	Specification for external sealing bands for noncircular concrete sewer, storm drain and culvert pipe.
C 924	Testing concrete pipe sewer lines by low pressure air test method.
C 969	Infiltration and exfiltration acceptance testing of installing precast concrete pipe sewer lines.
C 1091	Hydrostatic infiltration and exfiltration testing of vitrified clay pipe lines.
C 1214	Concrete pipe sewer lines by negative air pressure (vacuum) test method.
D 1248	Specification for polyethylene plastics molding and extrusion materials.
D 2239	Specification for polyethylene (PE) plastic pipe (SDR-PR) based on controlled inside diameter.
D 2310	Specification for machine-made classification, reinforced thermosetting-resin (RTR) pipe, classification.
D 2412	Test for external loading characteristics of plastic pipe, by parallel-plate loading.
D 2564	Specification for solvent cements for PVC piping systems.
D 2581	Specification for polybutylene (PB) plastic molding/extrusion materials.
D 2680	Specification for acrylonitrile-butadiene-styrene (ABS) and Poly (Vinyl Chloride) (PVC)

- composite sewer pipe.
- D 2924 Standard Test Method for External Pressure Resistance of "Fiberglass" (Glass-Fiber-Reinforced Thermosetting Resin) Pipe.
 - D 2996 Specification for filament-wound glass-fiber-reinforced thermosetting-resin (fiberglass) pipe.
 - D 2997 Specification for fiberglass pipe-centrifugally cast.
 - D 3033 Specification for type PSP Poly (Vinyl Chloride) (PVC) sewer pipe and fittings.
 - D 3034 Specification for sewer pipe/fittings - PVC, type PSM for sewer applications.
 - D 3035 Specification for polyethylene (PE) plastic pipe (SDR-PR) based on controlled outside diameter.
 - D 3212 Specification for joint for drain/sewer plastic pipes, using flexible elastomeric seals.
 - D 3261 Specification for butt heat fusion polyethylene (PE) plastic fittings for polyethylene (PE) plastic fittings for polyethylene (PE) pipe and tubing.

 - D 3262 Specification for fiberglass sewer pipe, for conveying sanitary sewage/storm water/industrial wastes.
 - D 3681 Specification for chemical resistance of fiber glass (glass fiber reinforced thermosetting resin) pipe in a defected condition.
 - D 3754 Specification for fiberglass (Glass-Fiber-Reinforced Thermosetting-Resin) sewer and industrial pressure pipe.
 - D 3839 Standard Practice for Underground Installation of "Fiberglass" (Glass-Fiber-Reinforced Thermosetting Resin) Pipe.
 - D 4161 Standard Specification for "Fiberglass" (Glass-Fiber-Reinforced Thermosetting-Resin) Pipe Joints Using Flexible Elastomeric Seals.
 - D 5365 Standard test method for long-term ring-bending strain of "fiberglass" (glass-fiber-reinforced thermosetting-resin) pipe.
 - F 477 Standard specification for elastomeric seals (gaskets) for joining plastic pipe.
 - F 545 Standard specification for PVC and ABS injected solvent cemented plastic pipe joints.
 - F 679 Standard specification for polyvinyl chloride (PVC) large-diameter plastic gravity sewer pipe and fittings.
 - F 714 Standard specification for polyethylene (PE) plastic pipe (SDR-PR) based on outside diameter.
 - F 794 Standard Specification for Poly(Vinyl Chloride) (PVC) Profile Gravity Sewer Pipe and Fittings Based on Controlled Inside Diameter.
 - F 809 Standard specification for large diameter polybutilene plastic pipe.
 - F 894 Standard specification for polyethylene (PE) large diameter profile wall sewer and drain pipe.
 - F 949 Specification for Poly(Vinyl Chloride) Corrugated Sewer Pipe With a Smooth Interior and Fittings.
 - F 1417 Standard test method for installation acceptance of plastic gravity sewer lines using low pressure air.

1.3.2.3 Normas Técnicas ISO

- 2531 Tubos, racores y accesorios de fundición dúctil para canalizaciones a presión.
- 4633 Juntas de estanqueidad de caucho – Guarniciones de juntas de canalizaciones de alimentación y evacuación de aguas (alcantarillados incluidos) – Especificación de materiales.
- 5208 Ensayos de fábrica para válvulas de mariposa.
- 5210 Conexión a los mecanismos manuales y eléctricos para válvulas de mariposa.
- 5752 Dimensiones entre caras de las válvulas bridadas.
- 5752-14 Dimensionamiento de válvulas de mariposa.
- 7005-2 Bridas de unión para válvulas.
- 7259 Válvulas con compuertas revestidas de Elastómero.

1.3.2.4 Normas Técnicas DIN

- DIN 1994 4 Phosphorescent Pigments and Products: Photoluminescent Products for Safety Applications
- DIN 30675-2 External Corrosion Protection of Buried Pipes; Corrosion Protection Systems for Ductile Iron Pipes.

1.3.3 Otras normas y/o guías técnicas

- EN 1610 Construction and testing of drains and sewers

La Guía RAS 001 “Definición del Nivel de Complejidad y Evaluación de la Población, la Dotación y la Demanda de Agua”.

1.3.4 Normas y manuales de EPM

- 1- Alcance del trabajo y especificaciones para los levantamientos o localizaciones de trabajos de topografía en la investigación para diseño de redes de acueducto y/o alcantarillado, conducciones, impulsiones y obras civiles (plantas de tratamiento, tanques, estaciones de bombeo, edificaciones, etc.).
- 2- Estándar para la digitalización del dibujo de las redes de acueducto y alcantarillado en Autocad.
- 3- Estándar para la digitalización del dibujo de las redes de acueducto y alcantarillado en Microstation.
- 4- Manual para la referenciación de redes de acueducto y alcantarillado, versión vigente¹.
- 5- Normas y Especificaciones Generales de Construcción en redes de servicios.

1.4 LEYES, DECRETOS Y LEGISLACIÓN PERTINENTE

- Artículo 144 de la Ley 142 de 1994.
- Artículo 145 de la Ley 142 de 1994.
- Artículo 17 del Decreto 302 de 2000, Resolución No. 138-00 de la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico CRA.
- Artículo 43 de la Ley 99 de 1993.
- Decreto 302 de 2000 del Ministerio de Desarrollo Económico y su Decreto Modificatorio 229 de 2000.
- Decreto 1504 de 1998. Por el cual se reglamenta el manejo del espacio público en los planes de ordenamiento territorial.
- Decreto 216 del 3 de febrero de 2003 por el cual se determinan los objetivos, la estructura orgánica del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.
- Decreto 1594 de 1984 que contiene las normas de calidad de los vertimientos.
- Decretos 1541 de 1978 y 2811 de 1974 de la Presidencia de la República.
- Decreto 1220 de 2005: Por el cual se reglamenta el Título VIII de la Ley 99 de 1993 sobre licencias ambientales.
- Decreto 1729 de 2002: Sobre cuencas hidrográficas.
- Decreto 2667 de diciembre 21 de 2012, por el cual se reglamenta la tasa retributiva por la utilización directa e indirecta del agua como receptor de los vertimientos puntuales, y se toman otras determinaciones. Deroga los decretos 3100 de 2003 y 3440 de 2004.
- Ley 09 de 1979, por la cual se expide el Código Sanitario
- Ley 45 de 1995, sobre Calidad Ambiental de Aire.
- Ley 99 de 1993, por la cual se crea el Ministerio del Medio Ambiente.
- Ley 142 de 1994, por la cual se establece la regulación de los Servicios Públicos Domiciliarios.
- Ley 373 de 1997, sobre ahorro y uso eficiente del agua.
- Ley 388 de 1997, sobre Planes de Ordenamiento Territorial.

¹ <http://www.epm.com.co>

- Ley 400 de 1997 y Decreto 33 de 1998. Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismorresistente NSR-10.
- Ley 430 de 1998. Referente a los desechos peligrosos y otras disposiciones
- Ley 689 de 2001.
- Resolución 151 de 2001 de la Comisión de Regulación de Agua Potable.
- Resolución 8321 del 4 de Agosto de 1983, del Ministerio de Salud Pública.
- Resolución 1096 de Noviembre 17 de 2000, por el cual se adopta el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS.
- Resolución N° 0185 de 1999.
- Resolución 1433 de diciembre 13 de 2004 por el cual se reglamenta el artículo 12 del Decreto 3100 de 2003, sobre Planes de Saneamiento y Manejo de Vertimientos, PSMV.
- Decreto 3930 de 2010, Por el cual se reglamenta parcialmente el Título I de la Ley 9ª de 1979, así como el Capítulo II del Título VI -Parte III- Libro II del Decreto-ley 2811 de 1974 en cuanto a usos del agua y residuos líquidos y se dictan otras disposiciones.

1.5 DEFINICIONES

Accesorio Elementos componentes de un sistema de tuberías, diferentes de las tuberías en sí, tales como uniones, codos, tees etc.

Acometida de alcantarillado Derivación que parte de la caja de inspección domiciliar y llega hasta la red pública de alcantarillado.

Acometida múltiple Derivación que transporta las aguas residuales de múltiples usuarios, que va de la caja de inspección domiciliar y llega hasta la red pública de alcantarillado.

Aguas lluvias Aguas provenientes de la precipitación pluvial.

Aguas residuales Desechos líquidos provenientes de residencias, edificios, instituciones, fábricas o industrias.

Aguas residuales domésticas Desechos líquidos provenientes de la actividad doméstica en residencias, edificios e instituciones.

Aguas residuales industriales Desechos líquidos provenientes de las actividades industriales.

Aguas de infiltración Agua proveniente del subsuelo, que puede ingresar al sistema de alcantarillado.

Alcantarillado de aguas combinadas Sistema compuesto por todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte, tanto de las aguas residuales como de las aguas lluvias.

Alcantarillado de aguas lluvias Sistema compuesto por todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte de aguas lluvias.

Alcantarillado de aguas residuales Sistema compuesto por todas las instalaciones destinadas a la recolección y transporte de las aguas residuales domésticas y/o industriales.

Alcantarillado separado Sistema constituido por un alcantarillado de aguas residuales y otro de aguas lluvias que recolectan y transportan en forma independiente los caudales generados en un sector.

Algoritmo genético Algoritmos de evolución que someten a los individuos a acciones aleatorias y de selección tal y como ocurren en la evolución biológica. Se aplica para buscar soluciones a problemas complejos, especialmente de optimización combinatoria.

Altura dinámica total Energía suministrada por una bomba a un flujo en tuberías, expresada en términos de cabeza. Se obtiene a partir de la suma de la altura estática en la succión, de las pérdidas de energía por fricción, pérdidas menores en la succión y en la impulsión, y de la presión requerida al final de la línea de impulsión.

Altura de velocidad Altura teórica a la que una partícula líquida puede elevarse debido a su energía cinética.

Altura GPS Coordenadas geográficas del punto referenciado. Medido a partir del elipsoide de referencia

Aliviadero Estructura diseñada en sistemas combinados, con el propósito de separar los caudales que exceden la capacidad del sistema y conducirlos a un sistema de drenaje de agua lluvia.

Ampliación Programa que contiene los proyectos de redes nuevas de aguas lluvias, aguas residuales o combinadas a construir en un área ya desarrollada, que posibilite la vinculación de nuevos clientes.

Arrastre Transporte de sedimentos debido a la acción del agua en un canal o área de drenaje.

Área tributaria Superficie que drena hacia un tramo o punto determinado de la red de alcantarillado.

Autoridad Ambiental Competente (AAC) Entidad que tiene a su cargo el manejo y ordenamiento ambiental.

B.M. En topografía se refiere a aquellos puntos de cota o nivel conocidos que se usan como referencia.

Caída de fondo Diferencia en metros entre la energía específica de entrada en una cámara de conexión y/o inspección y la energía de salida.

Caja de andén Caja ubicada al inicio de la acometida de alcantarillado que recoge las aguas residuales, lluvias o combinadas, de un inmueble, con sus respectivas tapas removibles y en lo posible ubicadas en zonas libres de tráfico vehicular.

Cámara de caída Estructura utilizada para dar continuidad y disipar energía al flujo cuando una tubería llega a la cámara con una altura considerable respecto de la tubería de salida.

Cámara de inspección Estructura de forma usualmente cilíndrica, que remata generalmente en su parte superior en forma tronco-cónica, y con tapa removible para permitir la ventilación, el acceso y el mantenimiento de las redes.

Caja de inspección domiciliar Caja ubicada en el límite de la red pública y privada que recoge las aguas residuales, lluvias o combinadas provenientes de un inmueble.

Canal Cauce artificial, revestido o no, que se construye para conducir las aguas lluvias hasta su entrega final en un cauce natural.

Cañuela Parte interior inferior de una estructura de conexión o cámara de inspección, cuya forma orienta el flujo.

Capacidad hidráulica Caudal máximo de agua que puede manejar un sistema de alcantarillado.

Caracterización de las aguas residuales Determinación de la cantidad y características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales.

Caudal de diseño Caudal para el cual el sistema debe satisfacer los requerimientos hidráulicos.

Caudal de saturación Caudal que corresponde a las condiciones máximas de desarrollo.

Cavitación Proceso dinámico de formación de burbujas dentro del líquido, su crecimiento y subsecuente colapso a medida que el líquido fluye.

Cliente. Corresponde al usuario que se encuentra actualmente registrado en la base de datos de cada uno de los municipios en los que presta servicio EPM.

Coefficiente de escorrentía Relación que existe entre la escorrentía y la cantidad de agua lluvia que cae en una determinada área.

Coefficiente de retorno Relación que existe entre el caudal medio de aguas residuales y el caudal medio de agua que consume la población.

Coefficiente de rugosidad Parámetro que representa el efecto friccional del contorno del conducto sobre el flujo y en general depende del tipo de material del conducto.

Colector Estructura encargada de recolectar y transportar aguas residuales y/o lluvias, provenientes de las redes secundarias, usualmente paralelos a quebradas.

Conducto Estructura hidráulica destinada al transporte de agua.

Conexiones erradas Contribución adicional de caudal debido al aporte de aguas lluvias en la red de aguas residuales y viceversa.

Consumo Cantidad de agua potable recibida por el usuario en un periodo determinado.

Control de flujo Establecimiento de una relación única entre el nivel y el caudal en una localización específica de un conducto.

Cota de batea Nivel del punto más bajo de la sección transversal interna de una tubería de alcantarillado.

Cota de clave Nivel del punto más alto de la sección transversal externa de una tubería de alcantarillado.

Cuna Término que se refiere a la estructura base que soporta una tubería instalada en una zanja.

Cuneta Canal de cualquier sección ubicado, en general, entre el sardinel y la calzada de una calle, destinado a conducir las aguas de escorrentía.

Cuerpo receptor Cualquier masa de agua que recibe la descarga del efluente final.

Curvas características Curvas que definen el comportamiento de una bomba mostrando el rango de caudales de operación contra la altura dinámica total, la potencia consumida, la eficiencia y la altura neta de succión positiva.

DBO Demanda Biológica de Oxígeno la cual representa la cantidad de oxígeno consumido por los gérmenes aerobios para asegurar la descomposición dentro de condiciones bien especificadas de las materias orgánicas contenidas en el agua que se analizará.

Densidad de población Número de personas que habitan dentro de un área bruta o neta determinada.

Diámetro interno real Diámetro interno de una tubería determinado con elementos de medición apropiados.

Descarga accidental Vertimiento no intencional que supera las limitaciones establecidas por la autoridad competente para los vertimientos líquidos.

Diámetro nominal Diámetro utilizado como especificación comercial de las tuberías y que no coincide necesariamente con el diámetro interno real de éstas.

Dotación Cantidad de agua promedio diaria por persona o por cliente que suministra el sistema de acueducto, expresada en litros por persona por día o metros cúbicos por cliente por mes.

DQO Demanda Química de Oxígeno, representa la cantidad necesaria de O₂ para la oxidación química de la materia orgánica en CO₂ y H₂O.

Emisario final Red de alcantarillado que lleva parte o la totalidad de las aguas lluvias, residuales o combinadas de una localidad hasta el sitio de vertimiento o a las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Escorrentía Porción de las aguas lluvias que no es retenida por el terreno y corre sobre la superficie.

Esfuerzo Cortante Mínimo Representa el valor mínimo de fuerzas cortantes que deben actuar sobre la pared de un conducto para que se presenten condiciones de autolimpieza.

Estructuras Complementarias Son todas aquellas estructuras especiales diferentes a las tuberías fluyendo parcialmente llenas que hacen parte de un sistema de alcantarillado.

Estructura de conexión y/o inspección Estructura construida para la unión de uno o más tramos de redes de alcantarillado, con el fin de permitir cambios de alineamiento horizontal y vertical en el sistema, y en muchos casos la inspección y limpieza de la red.

Estructuras de disipación de energía Estructuras construidas para disipar la energía del flujo.

Estructuras de entrega Estructuras utilizadas para evitar daños e inestabilidad en el cuerpo de agua receptor.

Estación de bombeo Componente de un sistema de alcantarillado de aguas residuales, aguas lluvias o combinado utilizado para evacuar por bombeo dichas aguas de las zonas bajas de una población. Lo anterior puede también lograrse con estaciones elevadoras.

Exfiltración Salida de agua del sistema de alcantarillado debido a problemas de estanqueidad en los componentes del sistema.

Expansión Programa que contiene los proyectos de aguas lluvias, aguas residuales o combinadas a ejecutar en una nueva área de desarrollo con el fin de vincular nuevos clientes.

Flujo crítico Estado de flujo en el cual la energía específica es la mínima para un caudal determinado.

Flujo cuasicrítico Estado de flujo en el cual la energía específica se acerca a su valor mínimo para un caudal determinado.

Flujo gradualmente variado Flujo permanente cuya profundidad varía de manera gradual a lo largo de la longitud del canal.

Flujo no permanente El flujo en un canal abierto es no permanente si la profundidad del flujo y/o las demás características del flujo cambia durante el intervalo de tiempo en consideración.

Flujo subcrítico Flujo en el cual las fuerzas gravitacionales son más importantes que las fuerzas inerciales.

Flujo supercrítico Flujo en el cual las fuerzas inerciales son más importantes que las fuerzas gravitacionales.

Flujo turbulento Se presenta cuando las fuerzas viscosas son débiles en relación con las fuerzas inerciales. Las partículas se mueven con trayectorias irregulares, que no son suaves ni fijas, pero que en conjunto todavía representan el movimiento hacia adelante de la corriente entera.

Flujo Turbulento hidráulicamente liso Flujo en el cual la altura de rugosidad es menor que el espesor de la capa límite viscosa.

Flujo Turbulento hidráulicamente rugoso Flujo en el cual la altura de rugosidad es mayor que el espesor de la capa límite viscosa.

Flujo Uniforme Flujo en el cual la profundidad de agua es la misma en cada sección de un canal.

Frecuencia En hidrología, número de veces que en promedio se presenta un evento con una determinada magnitud, durante un periodo definido.

Georeferenciación Acción de ubicar uno o varios puntos a partir de un grupo de puntos previamente localizados.

Golpe de ariete Fenómeno hidráulico de tipo dinámico oscilatorio, causado por la variación súbita del caudal en una tubería, bien sea por el cierre rápido (total o parcial) de una válvula o por el apagado o por el encendido del sistema de bombeo, que da lugar a la transformación de la energía cinética en energía elástica, tanto en el flujo como en la tubería, produciendo sobre elevación de la presión, subpresiones y cambios en el sentido de la velocidad del flujo.

Hermeticidad Capacidad que tiene una estructura de evitar la salida del agua por fugas.

Hidrograma Gráfica que representa la variación del caudal con el tiempo en un sitio determinado, que describe usualmente la respuesta hidrológica de un área de drenaje a un evento de precipitación.

Índice de Agua No Contabilizada Indicador porcentual que relaciona el volumen total de agua que se suministra a las redes con el volumen total de agua que se factura a los clientes de éstas, en un período determinado.

Infiltración Proceso por el cual el agua penetra en el suelo y/o en las estructuras que hacen parte de un sistema de alcantarillado.

Inteligencia Artificial Es la inteligencia que exhiben implementos tecnológicos creados por el hombre y que busca emular el comportamiento y raciocinio de la especie humana.

Intensidad de precipitación Cantidad de agua lluvia caída sobre una superficie durante un tiempo determinado.

Instalación interna Conjunto de tuberías y accesorios que recogen y conducen las aguas residuales y/o lluvias de las edificaciones hasta la caja de inspección domiciliar o de andén.

Interceptor Conducto cerrado que recibe las afluencias de los colectores, y usualmente se construye paralelamente al cuerpo receptor principal, con el fin de evitar el vertimiento de las aguas residuales a éste, y llevar las aguas a las PTAR.

Línea de energía Línea o elevación obtenida como la suma de la altura de presión, la altura de velocidad y la diferencia de altura topográfica respecto a un datum o nivel de referencia.

Línea piezométrica o línea de gradiente de hidráulico Línea o elevación obtenida como la suma de la altura de presión y la diferencia de altura topográfica respecto a un datum o nivel de referencia.

Lógica Difusa Consiste en sistemas lógicos que admiten varios valores de verdad posibles, cuantificando la incertidumbre en más de dos valores como lo hace la lógica clásica.

Modernización Programa que busca mejoras tecnológicas y de calidad y disminución de costos de suministros en general. Incluye las inversiones para ampliación de capacidad o instalación de nuevas redes, necesarias para vincular clientes en zonas con cobertura del servicio.

Nivel de Complejidad del Sistema Rango en el cual se clasifica un proyecto el cual depende del número de habitantes en la zona urbana del municipio, su capacidad económica o el grado de exigencia técnica que se requiera.

Nivel freático Nivel del agua subterránea en un acuífero.

NPSH *Net Positive Suction Head*. Presión necesaria para mover un fluido desde la cámara de succión hasta el impulsor de la bomba.

Optimización Programa que contiene las inversiones en la infraestructura existente de las redes de aguas lluvias, aguas residuales o combinadas para mejorar la recolección, el transporte y el funcionamiento de las redes.

Pendiente Inclinación longitudinal de un canal o ducto.

Pérdidas menores o pérdidas locales Pérdida de energía causada por accesorios o válvulas en una conducción de agua.

Pérdidas por fricción Pérdida de energía causada por los esfuerzos cortantes generados por la interacción entre el flujo de agua y las paredes de un conducto.

Período de retorno Número de años en que en promedio la magnitud de un evento extremo es igualado o excedida.

pH Logaritmo negativo de la concentración de iones hidrógeno.

Plan de cumplimiento Actividades propuestas por el usuario y aprobadas por Las Empresas, conducentes a cumplir con los requisitos exigidos por éstas para permitir la conexión de descargas de aguas residuales a la red pública de alcantarillado.

Plan maestro de alcantarillado Plan de ordenamiento del sistema de alcantarillado de una localidad para un horizonte de planeamiento dado.

Población servida Número de habitantes que son atendidos por un sistema de alcantarillado.

Población flotante Número de habitantes que frecuenta en determinadas épocas el área comprendida por el proyecto, que es significativa para el dimensionamiento de un proyecto de recolección y transporte de aguas residuales.

Población migratoria Número de habitantes que han abandonado la zona donde están registrados para buscar trabajo y vivienda en otro sitio.

Pozo de succión Tanque o estructura desde el cual las aguas residuales, lluvias o combinadas son extraídas por bombeo.

Precipitación Cantidad de agua lluvia caída en una superficie.

Pretratamiento Tratamiento realizado a las aguas residuales de usuarios que necesitan adecuar los valores de ciertos parámetros de interés especial, que exceden los límites permitidos por Las Empresas para poder ser vertidos a la red pública de alcantarillado.

Profundidad crítica Profundidad de agua que corresponde al estado crítico para un caudal determinado.

Profundidad del colector Diferencia de nivel entre la superficie del terreno o la rasante de la calle y la cota clave de la red de alcantarillado.

Profundidad hidráulica Relación entre el área mojada de un conducto que transporta algún fluido y su ancho superficial.

PTAR Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

Rápida Canal abierto de alta pendiente.

Recurso En estas normas se entenderá como recurso, las aguas superficiales y subterráneas, incluidas las aguas residuales.

Redes Privadas Las redes privadas de alcantarillado son aquellas redes que están dentro de las urbanizaciones cerradas cuya operación y mantenimiento es responsabilidad de los copropietarios.

Red pública de alcantarillado Las redes públicas de alcantarillado son aquellas que hacen parte del sistema de alcantarillado y cuya operación y mantenimiento corre por cuenta de EPM.

Rehabilitación Proceso constructivo para mejorar la operación y el mantenimiento de las redes de alcantarillado existentes.

Reposición Programa que contiene los proyectos de construcción de redes de aguas lluvias, aguas residuales o combinadas para reponer las existentes por cumplimiento de vida útil.

Sedimentación Proceso mediante el cual los sólidos suspendidos en el agua se decantan por gravedad.

Sello hidráulico Volumen de agua retenido en la cámara del sumidero con el cual se impide la salida de gases y malos olores de la red del drenaje.

Sifón invertido Estructura compuesta por una o más tuberías que funcionan a presión. Se utilizan cuando es necesario pasar las tuberías por debajo de obstáculos inevitables.

Sistema de Alcantarillado Conjunto de obras para la recolección, conducción y disposición final de las aguas residuales, lluvias y combinadas.

SNR (Relación Señal / ruido) la cual debe ser mayor o igual que 4.0. Este valor indica la señal de interferencia que puede tener el receptor GPS.

Sólidos suspendidos Parte de los sólidos totales que son retenidos después de realizar una filtración en un filtro con poros de tamaño máximo de una micra de un determinado volumen de muestra.

Sólidos sedimentables Volumen de sólidos del desecho, que sedimentan después de una hora en un cono Imhoff; los resultados se expresan en mililitro/litro (ml/l).

SST Sólidos Suspendidos Totales presentes en una columna de agua.

Sumergencia Acción de estar inmerso en agua relacionada con sistemas de tubería-bomba.

Sumidero Estructura diseñada y construida para cumplir con el propósito de captar las aguas de escorrentía y entregarlas a las coberturas, fuentes superficiales, a las estructuras de conexión o cámaras de inspección de los alcantarillados combinados o de lluvias.

Sustancias de interés especial Las que pueden afectar adversamente el sistema de alcantarillado de Las Empresas.

Tecnologías sin zanja Consisten en la instalación, sustitución o renovación de redes subterráneas con mínima excavación y mínima afectación de las actividades en la superficie.

Tiempo de concentración Tiempo de recorrido de la escorrentía superficial desde el punto más alejado de la cuenca de drenaje hasta el punto de salida considerado. En alcantarillados es la suma del tiempo de entrada y de recorrido.

Topología Es toda aquella información que define el recorrido y la distribución de una red de tuberías.

Toxicidad Propiedad que tiene una sustancia, elemento o compuesto, de causar daños en la salud humana o la muerte de un organismo vivo.

Tramo Red de alcantarillado comprendida entre dos cámaras de inspección o entre una cámara y una descarga final.

Tramo de empalme Es el tramo de alcantarillado por medio del cual se conectan una o varias edificaciones cuyas redes son privadas, a la red pública de alcantarillado que opera EPM.

Tubería de impulsión Tubería de salida de un equipo de bombeo.

Tubería de succión Tubería de entrada a un equipo de bombeo.

Tubos o tubería Conducto prefabricado, o construido en sitio, de concreto, concreto reforzado, plástico, poliuretano de alta densidad, asbesto-cemento, hierro fundido, gres vitrificado, PVC, plástico con refuerzo de fibra de vidrio, u otro material cuya tecnología y proceso de fabricación cumplan con las normas técnicas correspondientes. Por lo general su sección es circular.

Usuario especial Usuario cuyos vertimientos contengan sustancias de interés especial.

Usuario y/o suscriptor de una Empresa Prestadora del Servicio Público de Alcantarillado. Toda persona natural o jurídica de derecho público o privado, que realice vertimientos al sistema de alcantarillado público.

Vertimiento líquido Cualquier descarga líquida hecha a un cuerpo de agua o a un alcantarillado.

Volumen útil del pozo de succión Volumen del pozo de succión, comprendido entre el nivel máximo y el nivel mínimo de operación de bombeo.

Título	Capítulo
Referenciación General	1
Aspectos generales	2
Aspectos específicos para el diseño	3
Hidráulica de alcantarillados	4
Redes de alcantarillado de aguas residuales	5
Redes de alcantarillado de aguas lluvias	6
Redes de alcantarillado de aguas combinadas	7
Estructuras complementarias	8

Capítulo 2 ASPECTOS GENERALES DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y TRANSPORTE DE AGUAS RESIDUALES Y/O LLUVIAS

2.1 ALCANCE

El propósito de la presente norma de diseño de sistemas de alcantarillado de EPM es fijar los criterios básicos, los requisitos mínimos y los valores específicos y límite que deben tenerse en cuenta en los diferentes procesos involucrados en la conceptualización y el diseño de sistemas de alcantarillado. Esto se hace con el fin de garantizar la seguridad, durabilidad, funcionalidad, calidad técnica, eficiencia de operación, sostenibilidad de los sistemas y redundancia de éstos.

La presente norma incluye los aspectos generales de los sistemas de alcantarillado, el cálculo de los caudales de diseño, el diseño hidráulico, las características de los alcantarillados de aguas residuales, aguas lluvias y aguas combinadas. También incluye algunos aspectos relacionados con la interventoría de diseños y aspectos ambientales de los sistemas de drenaje urbano para los municipios atendidos por EPM según lo establecido por el RAS, en su versión vigente. La Tabla 2-1 muestra un esquema del contenido de esta norma. **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

Tabla 2-1 Contenido de la norma

Continuación Tabla 2-1

Título	Capítulo
Estaciones elevadoras y de bombeo	9
Urbanizaciones	10
Aspectos ambientales y legales	11
Interventoría	12
Vertimientos	13

2.2 INTEGRALIDAD DEL DRENAJE URBANO

Esta norma de diseño de sistemas de alcantarillado de EPM se enmarca dentro del concepto de la Integralidad del Drenaje Urbano. Este concepto implica la integración, en cuanto a calidad y cantidad de agua, entre las tres partes que conforman el drenaje de una urbe moderna: El sistema de alcantarillado en si, la(s) planta(s) de tratamiento de aguas residuales (PTAR) y el cuerpo receptor. El sistema de alcantarillado está conformado por todas las tuberías y estructuras de las redes, bien sea de aguas residuales, aguas lluvias o aguas combinadas. El papel de esta parte del sistema es el de recolectar el agua residual y conducirla a las PTAR y recolectar el agua lluvia hasta disponerla en el cuerpo receptor.

Las PTAR tienen como función recibir las aguas residuales y parte de las aguas lluvias para ser tratadas hasta un nivel óptimo.

Finalmente, el papel del cuerpo receptor es el de recibir el efluente de las PTAR y finalizar el tratamiento utilizando su capacidad de autodepuración.

El concepto de integralidad implica que no se puede realizar un diseño de alguna de sus partes sin tener en cuenta los efectos sobre las otras.

2.3 SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y TRANSPORTE DE AGUAS RESIDUALES Y/O LLUVIAS

2.3.1 Tipos de sistemas de alcantarillado

Los tipos de sistemas de alcantarillado de aguas residuales y/o lluvias, en los

municipios atendidos por las EPM son de tipo convencional.

Los alcantarillados convencionales son los sistemas tradicionales utilizados para la recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias hasta los sitios de disposición final o hasta las plantas de tratamiento de aguas residuales. Los tipos de sistemas convencionales son:

- Alcantarillado combinado: sistema en el que tanto las aguas residuales domésticas e industriales como las aguas lluvias son recolectadas y transportadas por el mismo sistema de tuberías.
- Alcantarillados separados: las aguas residuales y las aguas lluvias corren por sistemas de tuberías independientes.

2.3.2 Selección del tipo de sistema de recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias

En general, en el proceso de selección de un sistema de recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias deben estar involucrados los aspectos relacionados con el sistema urbano de los municipios atendidos por EPM, tales como:

- Las proyecciones de población.
- Los planes de ordenamiento territorial.
- Las poblaciones de saturación y densidades de población.
- Los consumos de agua potable y las curvas de demanda de éste a lo largo del día y de la semana.
- Las características hidrológicas de la zona.
- Las características de las quebradas, ríos, etc que puedan ser utilizados como receptores de las descargas de los aliviaderos.
- Los aspectos socioeconómicos y socioculturales del municipio.
- Los aspectos institucionales.
- Infraestructura de redes y vías existentes y proyectadas.
- Los aspectos técnicos y las nuevas tecnologías.
- Las consideraciones económicas y financieras particulares.

En caso de que EPM no hayan definido el tipo de sistema de alcantarillado objeto de un proyecto, el diseñador debe seleccionar el sistema o combinación de sistemas más conveniente para drenar las aguas residuales y lluvias de la zona objeto del proyecto. La justificación de la alternativa adoptada por el diseñador debe estar sustentada con argumentos técnicos, económicos, financieros y ambientales, y debe ser aprobada por EPM. Algunas de las consideraciones que deben ser tenidas en cuenta por el diseñador para la selección de los sistemas de alcantarillado son las siguientes:

1. Sistema Combinado

Este sistema debe ser adoptado en aquellas zonas de los municipios atendidos por EPM donde existan situaciones de hecho que limiten el uso de sistemas separados o cuando el sistema combinado resulte ser la mejor alternativa técnica, económica y ambiental, incluyendo las consideraciones de tratamiento y disposición final de las aguas recolectadas.

El diseñador debe asegurar que el diseño cumpla con el Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos (PSMV) elaborado para cada municipio atendido por EPM. En caso de que no exista un PSMV en el municipio objeto del diseño, EPM debe trabajar en la elaboración de este plan, teniendo en cuenta la información disponible sobre calidad y uso de corrientes, tramos o cuerpos receptores, los criterios sobre priorización de proyectos definidos en el RAS, en su versión vigente, lo dispuesto en el Plan de Ordenamiento Territorial, POT, Plan Básico de Ordenamiento Territorial y/o esquema de Ordenamiento Territorial. EPM debe determinar, en cada caso particular, la necesidad o no, de realizar un estudio de modelación y caracterización de la calidad del agua de la red de alcantarillado y el cuerpo receptor.

2. Sistema Separado

Este tipo de sistema se debe adoptar, en primera instancia, para aquellos municipios o zonas de municipios atendidos por EPM que no posean sistema de alcantarillado, es decir

en el caso de que se trate del diseño de un sistema nuevo, o en donde se requiera transportar aguas residuales mediante un sistema de bombeo.

También se debe adoptar el sistema separado cuando las condiciones propias de drenaje de la zona del municipio objeto del proyecto permiten una solución individual para la evacuación de la escorrentía de aguas lluvias o cuando aguas abajo exista un alcantarillado separado.

Su adopción requiere una justificación sustentada de tipo técnico, económico, financiero y ambiental, y requiere la aprobación explícita de EPM.

2.4 PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y TRANSPORTE DE AGUAS RESIDUALES Y/O LLUVIAS

Toda acción relacionada con el diseño de sistemas de alcantarillado para EPM, debe seguir el procedimiento general descrito en los Numerales 2.4.1 a 2.4.12, mostrados a continuación. En general los Pasos 1 a 7 forman parte de la fase de planeación de los proyectos, los Pasos 8, 9 y 10 forman parte de la fase de diseño y los Pasos 11 y 12 deben ser desarrollados en forma independiente y posterior al proceso de diseño.

2.4.1 PASO 1 - Definición del tamaño del sistema

El primer paso para el diseño de un sistema de alcantarillado es la definición del tipo y tamaño de éste. En particular, para definir el tamaño del sistema se deben tener en cuenta los siguientes puntos:

1. El Nivel de Complejidad del Sistema para la ciudad de Medellín, de acuerdo con el RAS, en su versión vigente, y teniendo en cuenta el número de habitantes y el grado de exigencia técnica que deben tener los proyectos de agua potable y saneamiento básico en este municipio, es Alto. Por consiguiente, de acuerdo con el RAS,

cualquier municipio que se anexe al sistema interconectado de EPM, debe adoptar el Nivel de Complejidad del Sistema Alto.

2. En el caso de municipios cuyo sistema de alcantarillado sea atendido por EPM, pero que no formen parte del sistema de Medellín, se debe seguir lo establecido en el Capítulo A.3 “Determinación del Nivel de Complejidad del Sistema” del Título A del RAS en su versión vigente. Para establecer este Nivel de Complejidad del Sistema se debe hacer una proyección de la población en la zona urbana del municipio, un estudio para establecer la capacidad socioeconómica de sus habitantes, de acuerdo con lo establecido en la Tabla 2-2.

Tabla 2-2 Asignación del Nivel de Complejidad (Tomado del RAS 2012)

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana ⁽¹⁾ (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios ⁽²⁾
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

- Notas :** (1) Proyectado al período de diseño, incluida la población flotante.
 (2) Incluye la capacidad económica de población flotante. Debe ser evaluada según metodología del DNP o cualquier otro método justificado.

3. EPM podrá exigir al diseñador la adopción de un Nivel de Complejidad de un sistema, mayor al determinado con la metodología propuesta por el RAS vigente, siempre y cuando el municipio cumpla con los siguientes requisitos:
 - a. Que técnicamente se justifique que con el Nivel de Complejidad establecido inicialmente no se logra la solución necesaria para el problema de recolección de aguas residuales y/o lluvias y por consiguiente es conveniente la adopción de un Nivel de Complejidad superior.
 - b. Que se demuestre capacidad de inversión y capacidad técnica de

operación y mantenimiento para desarrollar el sistema en un Nivel de Complejidad superior, teniendo en cuenta que el sistema va a tener el apoyo o va a ser operado por EPM

En caso de que el Nivel de Complejidad del Sistema adoptado sea el Alto, el diseñador debe aplicar todo lo establecido en la presente norma. En caso contrario, EPM debe decidir sobre la aplicación de esta norma o en su defecto el RAS, en su versión vigente.

2.4.2 PASO 2 - Conocimiento del marco institucional

Con el fin de llevar a cabo el diseño del sistema alcantarillado, se deben conocer las diferentes entidades y actores relacionados con la prestación del servicio público de saneamiento básico, con el fin de establecer las responsabilidades y las funciones de cada uno de ellos. Las entidades y actores que deben identificarse, entre otros, son:

1. Empresas Públicas de Medellín.
2. El diseñador.
3. El Constructor
4. Las administraciones de los municipios.
5. Las entidades territoriales competentes.
6. Las entidades de Planeación (DNP, MADS, MV, MPS, DMSP, etc.).
7. La entidad reguladora (Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico CRA).
8. Las entidades de vigilancia y control (Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios SSPD, MPS).
9. El interventor.
10. La autoridad ambiental competente (MADS, las corporaciones autónomas regionales, etc).
11. Las fuentes de financiación para el proyecto (FINDETER, FNR, etc.).
12. La comunidad

2.4.3 PASO 3 - Aspectos legales

Para llevar a cabo el proceso de diseño de un sistema de recolección de aguas residuales y/o lluvias, se deben conocer todas las leyes, decretos, reglamentos técnicos y normas técnicas que estén relacionadas con la conceptualización, el

diseño, la operación, la construcción, el mantenimiento, la supervisión técnica y la operación de este tipo de sistemas.

Además se debe tener en cuenta lo establecido en el Capítulo 11 “Aspectos Ambientales y legales”, sobre los aspectos legales necesarios con el fin de garantizar la sostenibilidad y el desarrollo adecuado del sistema de alcantarillado o de cualquiera de sus componentes.

Debe tenerse en cuenta los compromisos adquiridos por el estado colombiano en lo referente con los Objetivos del Milenio.

2.4.4 PASO 4 - Aspectos ambientales relacionados con los sistemas de recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias.

Todos los proyectos de diseño de sistemas de recolección de aguas residuales y/o lluvias que se desarrollen de acuerdo con la presente norma de EPM deben cumplir con lo establecido en el Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos (PSMV) definido para cada municipio atendido por EPM. Adicionalmente, deben seguir lo establecido en el Capítulo 11 de esta norma, referente a los aspectos ambientales.

En general, para la ejecución de las obras relacionadas con la recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias y sus actividades complementarias, en municipios diferentes a Medellín y a los del Valle de Aburrá, se debe obtener el permiso correspondiente ante la autoridad ambiental competente, en los casos en los cuales sea necesario.

Con respecto al efecto de las aguas residuales sobre los cuerpos receptores, el diseñador debe consultar el PSMV vigente para el municipio. Únicamente, en aquellos casos en los cuales EPM determine la necesidad de hacer una modelación de calidad de agua de los cuerpos o quebradas receptoras, ésta se debe hacer siguiendo las directrices que establezca el Ministerio de Ambiente y desarrollo sostenible, y lo establecido en el Numeral 2.5.3 de esta norma.

2.4.5 PASO 5 - Ubicación dentro de los Planes de Ordenamiento Territorial y Desarrollo Urbano previstos para los municipios atendidos por EPM.

Para llevar a cabo un proyecto de alcantarillado se deben conocer los planes de desarrollo y de ordenamiento territorial planteados dentro del marco de la Ley 388 de 1997, o aquella que la reemplace, y establecer las implicaciones que el sistema de recolección y transporte tendrá dentro de la dinámica del desarrollo urbano de los municipios atendidos por EPM.

En particular, el diseño de un sistema de alcantarillado debe contemplar la dinámica del desarrollo urbano municipal prevista para el corto, mediano y largo plazo de las áreas habitadas hoy en día y las proyectadas en los próximos años, teniendo en cuenta la estratificación socioeconómica, la utilización del suelo, zonas de riesgo, zonas de retiro de vías, la población de saturación, el plan vial del municipio y las zonas de conservación y protección de recursos naturales y ambientales, entre otros.

Cuando por motivos ambientales, técnicos o económicos no sea posible localizar parte de la infraestructura en la zona de cobertura de EPM, se debe gestionar la autorización ante el gobierno municipal competente y conseguir las garantías necesarias para asegurar la prestación del servicio, previo cumplimiento de las normas legales vigentes.

2.4.6 PASO 6 – Evaluación socioeconómica

Todo proyecto de un sistema de alcantarillado debe estar justificado desde el punto de vista socioeconómico con la identificación de un problema de bienestar social, de salud pública, o de impacto al medio ambiente, el cual debe tener solución con la ejecución del diseño propuesto, ya sea mediante la ampliación de la cobertura de servicio de alcantarillado o a través de una mejora en su eficiencia y/o calidad.

La evaluación socioeconómica del proyecto de alcantarillado debe realizarse con el objetivo de establecer su aporte neto al bienestar de la comunidad. Es decir, debe tener la capacidad de establecer la bondad

del proyecto para la economía municipal en su conjunto.

Para establecer la evaluación socioeconómica del proyecto de alcantarillado se deben ejecutar, como mínimo los siguientes estudios:

1. Análisis de costo eficiencia.
2. Análisis de costo mínimo de expansión de capacidad.

En el Anexo 2.1 de este capítulo se definen las diferentes variables que deben utilizarse para los estudios socioeconómicos, así como la descripción de los estudios de evaluación socioeconómica.

En general, si existe evaluación y factibilidad socioeconómica de los sistemas de drenaje urbano para el municipio de Medellín y los demás municipios del Valle de Aburrá realizada por EPM, el consultor debe mantener el diseño dentro de dichos parámetros de optimización socioeconómica.

2.4.7 PASO 7 - Definición del alcance del Proyecto

Una vez justificado el proyecto se debe hacer una definición de los alcances específicos. Estos pueden incluir el diseño de un sistema completamente nuevo en un área anexa a alguno de los municipios atendidos por EPM, la extensión de un sistema de alcantarillado existente, la ampliación de un sistema existente por aumento en la densidad poblacional en el período de diseño, una sectorización hidráulica de la red de alcantarillado, un cambio en la forma de operación hidráulica con el fin de facilitar las labores de operación y mantenimiento del sistema, la reposición de un tramo del sistema, etc.

2.4.8 PASO 8 - Estudios previos

Para el diseño de un sistema de alcantarillado o parte de éste, ya sea un sistema nuevo o una ampliación, se deben conocer las condiciones físicas, económicas y sociales de la localidad o municipio en la cual se va a desarrollar el proyecto y lo indicado en el Numeral 2.3 de esta norma. Los estudios previos durante la etapa de diseño se indican en el Numeral 3.2 de esta norma. En caso de que los estudios previos o

parte de éstos hayan sido desarrollados con anterioridad por EPM, el diseñador debe hacer únicamente una revisión de los resultados antes de proceder a los Pasos 9 y 10.

2.4.9 PASO 9 – Generación de alternativas y optimización

Teniendo en cuenta los resultados de los estudios previos y la información dada por EPM, el diseñador debe generar diferentes alternativas de diseño para los proyectos de sistemas de alcantarillado, de tal forma que puedan ser evaluadas dentro de un proceso de optimización financiera que permita escoger aquella de menor costo, la cual debe ser objeto del diseño definitivo. La generación de alternativas debe estar regida por lo establecido en el Numeral “Generación de Alternativas” de los capítulos 5, 6 y 9 y el Numeral 3.3.4 de la presente norma.

2.4.10 PASO 10 - Diseño y requerimientos técnicos

El diseño de la alternativa seleccionada de cualquier componente de un sistema de alcantarillado debe cumplir con los requisitos establecidos en la presente norma en sus Capítulos 4 a 10. En particular, se debe asegurar que todo diseño cumpla con el PSMV del municipio objeto del proyecto y que se incluyan los diseños de los protocolos de prueba por parte del diseñador.

2.4.11 PASO 11 - Construcción e Interventoría

El proceso de construcción de los sistemas de recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias debe cumplir los requisitos mínimos establecidos en el manual “Normas y Especificaciones Generales de Construcción” de EPM y en los pliegos de licitación de cada proyecto en particular.

Los procesos de construcción e interventoría se deben ajustar a los requisitos mínimos establecidos por EPM o en su defecto por lo definido en el Título A del RAS vigente. Así mismo, se debe tener en cuenta lo establecido en el Capítulo G.6 “Vulnerabilidad y Reducción de Riesgos” del Título G y el Literal A.1.5 “Sobre Otros Reglamentos Técnicos” del Título A del RAS en su versión vigente.

2.4.12 PASO 12 - Puesta en marcha, operación y mantenimiento del sistema de recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias

Los procedimientos y las medidas pertinentes a la puesta en marcha, la operación y el mantenimiento de los diferentes componentes del sistema de recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias diseñado, deben seguir los requerimientos establecidos para cada componente en particular, según lo establecido en los Capítulos 4-10.

2.5 TECNOLOGÍA DE INFORMACIÓN PARA LOS SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Con el fin de llevar a cabo el diseño de sistemas de alcantarillado nuevos o expansiones de sistemas de alcantarillados existentes, el diseñador debe hacer uso de tecnologías de información, teniendo en cuenta las consideraciones dadas en los numerales 2.5.1 a 2.5.4.

2.5.1 Sistemas de Información Geográfica

Los sistemas de información geográfica utilizados para llevar a cabo el diseño deben permitir el manejo de toda la información de la red de alcantarillado en un modelo digital, que dé la facilidad de generar las entradas al modelo de manera simple y rápida. Además debe permitir la posibilidad de realizar una actualización y seguimiento continuo de la red, alimentándolo con cualquier información nueva adquirida de manera posterior. El sistema de información geográfica que debe ser utilizado en el diseño debe ser compatible con el SIGMA de EPM, sistema sobre el cual se debe crear toda la base de datos de información sobre la red de alcantarillado.

2.5.2 Programas de diseño de redes de alcantarillado

Los programas para simular y diseñar los sistemas de alcantarillado deben estar basados en ecuaciones de resistencia fluida físicamente basadas, las cuales permiten obtener diseños y resultados de simulaciones

óptimos. Los programas de análisis hidráulico deben tener la capacidad de simular condiciones de flujo uniforme en la red, así como condiciones de flujo gradualmente variado y flujo no permanente con las correspondientes condiciones de frontera. Adicionalmente, el programa de análisis debe tener capacidad de incluir el efecto de las cámaras de inspección y de otras estructuras del sistema de alcantarillado, debido a las pérdidas de energía que éstas causan. El programa debe incluir las ecuaciones correspondientes para el análisis de dichas pérdidas menores.

Además, el programa seleccionado debe permitir el intercambio directo de información con el sistema de información geográfica y las bases de datos definidas por el SIGMA de EPM.

Cuando EPM lo considere necesario, los diseñadores deberán presentar los datos de diseño en la hoja de cálculo dispuesta en la página WEB de EPM, la que se modifique o remplace, la cual permite a su vez exportar datos a los programas basados en ecuaciones de resistencia fluida indicados en este numeral.

EPM aprobará el programa y los parámetros a utilizar por el diseñador.

2.5.3 Calidad de agua en sistemas de alcantarillado

En aquellos casos de diseño de redes de alcantarillado, en los cuales EPM establezca la necesidad de una modelación especial de calidad de agua, dicha modelación debe incluir un análisis de calidad del agua y su evolución a lo largo de toda la red de alcantarillado y de los cuerpos receptores de sus descargas o de sus alivijs en caso de alcantarillados combinados. Los programas de simulación deben tener la capacidad de simular la evolución de los principales contaminantes dentro de los cuerpos de agua y la estructura del sistema de alcantarillado, tales como la demanda biológica de oxígeno (DBO), la demanda química de oxígeno (DQO), los sólidos suspendidos totales (SST), y todos aquellos que la autoridad ambiental exija. El análisis de calidad de agua en los cuerpos receptores debe incluir las condiciones iniciales de calidad del agua aguas arriba de la descarga del sistema de

alcantarillado, ya sea directa o a través de un aliviadero, y debe proseguir hacia aguas abajo hasta la entrega a un cuerpo mayor de agua.

2.5.4 Sistemas de monitoreo y tipo SCADA

Con el fin de llevar a cabo el proceso de diseño de un sistema de alcantarillado, el diseñador debe disponer de toda la información histórica, proveniente del sistema SCADA, HIDRO o cualquier sistema que lo complete o remplace, con la cual cuenten EPM, con el fin de utilizarla para su diseño. Esta información debe analizarse en conjunto con la registrada en el sistema de información geográfica del SIGMA de EPM.

Como parte del diseño, el diseñador debe definir el tipo de información que debe ser monitoreada en el sistema diseñado, ya sea nuevo o sea la reposición de un sistema existente, estableciendo el sitio de medición, los parámetros a ser medidos, la precisión de los aparatos y la frecuencia de mediciones, cuando estas sean posibles de realizar. En particular debe definir el tipo de aparatos para medición de caudales, medición de niveles en las tuberías y en las cámaras de inspección o cámaras de quiebre y parámetros de calidad de agua. Estos datos deben ser tomados en forma tal que su integración a las bases de datos de EPM sea directa.

2.6 PLANOS Y MEMORIAS DE CÁLCULO

Los requisitos para la presentación de los planos y las memorias de cálculo relacionados con los procesos de diseño de redes de alcantarillado para EPM, se deben establecer de acuerdo con los siguientes numerales:

2.6.1 Planos

Con respecto al tipo de planos y su presentación, a la información mínima que debe estar contenida en los planos y a las convenciones y escalas de éstos, para los proyectos de diseño de sistemas de alcantarillado, se deben tener en cuenta los manuales de dibujo de EPM vigentes.

2.6.2 Memorias de cálculo

Para las memorias de cálculo de los diseños de los sistemas de alcantarillado, se debe seguir lo establecido en el Literal A.6.2 “Memorias” del Título A del RAS vigente. Éste establece que los planos arquitectónicos, hidráulicos, estructurales y mecánicos que sean necesarios para la ejecución de la obra de recolección de aguas residuales y/o lluvias deben ir acompañados por memorias de cálculo detalladas que describan los procedimientos con los cuales se realizaron dichos diseños. Entre otras cosas, las memorias de cálculo deben incluir lo siguiente:

- a. Resultado de los estudios previos y las suposiciones utilizadas en los diseños.
- b. Las metodologías y ecuaciones de diseño utilizadas.
- c. La verificación del cumplimiento de los requisitos mínimos establecidos por la presente norma de diseño de redes de alcantarillado.
- d. La referencia a todas las normas técnicas municipales, nacionales o internacionales para los materiales, equipos y procedimientos específicos utilizados para el diseño del sistema de alcantarillado.
- e. La información con base en la cual se realizaron los planos de construcción.
- f. La referencia a las leyes, decretos y códigos nacionales.
- g. En el caso en que para el proceso de diseño se utilice un procesamiento automático de información, debe entregarse una descripción detallada de los principios en que se basa dicho procedimiento así como una descripción de los datos de entrada y salida del proceso computacional.
- h. El protocolo y los procedimientos de prueba dados por el diseñador.
- i. El presupuesto detallado, soportado por un análisis de precios unitarios con la fecha precisa de su elaboración, en los casos que aplique.
- j. Las memorias de cálculo deben indicar claramente el Tamaño del Sistema y el Nivel de Complejidad del Sistema utilizado en los diseños, en los procedimientos detallados y

demás actividades del proyecto. Las memorias de cálculo deben ser aprobadas por el interventor de los diseños, y éste podrá invalidar aquellas que contengan errores aritméticos, cotas, abscisados, transcripción, copia u otras fallas imputables al descuido o a la falta de revisión por parte del diseñador.

- k. Informe ambiental, análisis de riesgos, social, en los casos en que aplique.

2.7 CALIDADES Y REQUISITOS DE LOS PROFESIONALES

2.7.1 Aspectos Generales

Todos los profesionales que participen en la ejecución del diseño de un sistema de alcantarillado para EPM, debe acreditar los requisitos de experiencia e idoneidad establecidos en el RAS 2000, o aquel que lo reemplace.

En particular, la experiencia de los profesionales debe acreditarse según las actividades específicas realizadas en cada proyecto, las cuales deben estar directamente relacionadas con actividades de diseño de sistemas de alcantarillado, de acuerdo con el RAS vigente.

2.7.2 Calidad de los diseñadores y de los interventores o revisores de diseño

El título profesional de los diseñadores y/o interventores de diseño debe obedecer al trabajo específico desarrollado.

Todos los profesionales deben tener matrícula profesional vigente y no estar sancionados por El Concejo Profesional Nacional de Ingeniería (COPNIA) o el organismo que lo reemplace y su experiencia acreditada se debe contar a partir de la expedición de ésta. La experiencia mínima de diseñadores, interventores o revisores de diseño debe ser la establecida en el título A del RAS vigente. En todo caso, de acuerdo con la magnitud del proyecto, EPM puede hacer exigencias mayores en cuanto a estos requisitos.

2.7.3 Personal auxiliar profesional y no profesional

El personal auxiliar profesional y no profesional que participe en labores de diseño de sistemas de alcantarillado para EPM, debe acreditar las calificaciones y experiencia que establezca EPM. En particular, la experiencia del personal auxiliar profesional y no profesional debe acreditarse según las actividades específicas realizadas en cada proyecto.

El personal auxiliar profesional y no profesional incluye, entre otros, los auxiliares de ingeniería, los topógrafos, los programadores, los dibujantes, entre otros.

2.8 COMITÉ ASESOR DE LAS NORMAS

2.8.1 Propósito

Con el fin de mantener actualizada esta norma de diseño de sistemas de alcantarillado, se establece el Comité Asesor de las Normas cuyo objetivo es el de modificar, complementar y/o aprobar el contenido de ésta.

2.8.2 Integración

El Comité Asesor para las normas de diseño de redes de alcantarillado de EPM será designado por el Director de Aguas de EPM. En general, este comité debe estar compuesto por siete (7) profesionales de EPM con experiencia en diseño de sistemas de alcantarillados.

En aquellos casos en que se considere necesario, también debe formar parte del Comité un (1) representante de la academia vinculado al área de hidráulica, sanitaria o ambiental y un (1) ingeniero consultor independiente con amplia experiencia en diseños de sistemas de alcantarillado.

2.8.3 Funciones

Las siguientes, serán funciones generales del Comité Asesor de las Normas de diseño de sistemas de alcantarillado de EPM.

1. Revisar, modificar y actualizar en forma permanente la norma de

diseño de sistemas de alcantarillado de EPM.

2. Atender y analizar las inquietudes y sugerencias de orden técnico formuladas por diseñadores, interventores, personal de operación y mantenimiento de EPM e ingenieros en general, y canalizadas por la Dirección de Aguas, en relación con la aplicabilidad de la nueva norma y cambios sugeridos para la actualización de ésta.
3. Incorporar a las normas, nuevas metodologías de diseño de sistemas de alcantarillado.
4. Incorporar a la norma nuevos materiales que puedan ser utilizados para tuberías, accesorios y en general en cualquier estructura que forme parte del sistema de alcantarillado.
5. Incorporar a la norma nuevos programas de soporte lógico (software) que puedan ser utilizados para el diseño de sistemas de alcantarillado. Esto incluye entre otros, programas para el diseño hidráulico de redes, bases de datos, sistemas de información geográfica, sistemas de procesamiento de señales remotas, etc.
6. Incorporar a la norma nuevas tecnologías para la adquisición remota de datos incluyendo los instrumentos de medición, los instrumentos de comunicación y transmisión electrónico de datos, y el registro lógico (software) necesario para su análisis.
7. Cualquier otra que le sea delegada por la Dirección de Aguas de EPM.

ANEXO 2 EVALUACIÓN SOCIOECONÓMICA

La evaluación socioeconómica de proyectos debe realizarse con el objeto de medir el aporte neto de un proyecto o política de inversión social al bienestar de una comunidad. Es decir, tendrá la capacidad de establecer la bondad del proyecto o programa para la economía nacional en su conjunto. En estos términos, el valor de cualquier bien, factor o recurso a ser generado o utilizado por el proyecto debe valorarse según su contribución al bienestar nacional.

Para proyectos de agua potable y saneamiento básico se permiten los siguientes tipos de estudios socioeconómicos:

1. Análisis de costo eficiencia
2. Análisis de costo mínimo de expansiones de capacidad

Los estudios de evaluación socioeconómica se deben ejecutar para los **niveles de complejidad medio, medio alto y alto**.

Los estudios de evaluación socioeconómica que deben ejecutarse para los municipios atendidos por EPM son los siguientes:

A.2.1 ANÁLISIS COSTO EFICIENCIA

El objetivo principal de un estudio de costo eficiencia es el de establecer la comparación de los costos de las diferentes alternativas factibles de los proyectos de alcantarillado, con el fin de establecer aquella que tenga el menor valor presente de los costos de inversión, operación y mantenimiento a lo largo de la vida útil del proyecto.

El análisis de costo eficiencia debe partir de las siguientes suposiciones:

1. Se debe utilizar la tasa social de descuento establecida por EPM. Los beneficios derivados de las alternativas estudiadas deben ser los mismos

2. Se deben recopilar costos de componentes similares a los considerados en las diferentes alternativas, los cuales deben considerar costos de construcción, operación y mantenimiento.
3. Los beneficios deben ser mayores que los costos de cada una de las alternativas consideradas.

El Análisis de Costo Eficiencia debe seleccionar el proyecto que presente el valor presente neto mínimo entre las diferentes alternativas de sistemas de alcantarillado consideradas.

A.2.2 ANÁLISIS DE COSTO MÍNIMO DE EXPANSIÓN DE CAPACIDAD

El objetivo de un análisis de costo mínimo de expansión de capacidad de recolección de aguas residuales y/o lluvias debe ser el de fijar los años que resulten óptimos para la ejecución de la expansión de la capacidad de recolección del sistema, teniendo en cuenta el efecto opuesto que se presenta entre las economías de escala y el costo de oportunidad de capital.

El período de expansión de la capacidad de recolección del sistema de alcantarillado que va a ser diseñado debe definirse teniendo en cuenta los siguientes criterios:

1. Debe buscarse el equilibrio entre el período de expansión fijado por las economías de escala que prefieren un período largo y por consiguiente buscando componentes de recolección grandes, y el período de tiempo determinado por el costo de oportunidad de capital que tiende a ser un período corto con componentes de poca capacidad de recolección buscando la inversión inmediata de los recursos en otros proyectos de alcantarillado en EPM.
2. El período de expansión debe escogerse para todo el sistema de alcantarillado considerado como global y no para cada componente particular del sistema, de tal forma que se pueda minimizar el impacto causado por las ampliaciones puntuales de cada componente.

3. El período de diseño seleccionado puede ajustarse en cada etapa de expansión cuando existan los estudios de demanda del servicio durante dos expansiones sucesivas que demuestren cambios en las funciones de demanda y en general en las condiciones bajo las cuales se formuló el período de expansión inicial. El nuevo período de expansión utilizado por EPM debe ser obtenido con base en la metodología descrita en este numeral.

$$t = \frac{6 \cdot (1 - b^{1/3})}{r} \quad \text{Ecuación A.2-2}$$

$$t = \frac{2.6 \cdot (1 - b)^{1/12}}{r} \quad \text{Ecuación A.2-3}$$

2. Período óptimo de expansión con crecimiento exponencial de la demanda

Cuando el crecimiento de la demanda del servicio de alcantarillado en la zona objeto del proyecto de diseño, es exponencial, el período óptimo de expansión t del componente de distribución está dado por la siguiente ecuación:

$$\frac{b \cdot g - r}{b \cdot g} = \frac{1 - e^{b \cdot g \cdot t + r \cdot t}}{1 - e^{g \cdot t}} \quad \text{Ecuación A.2-4}$$

donde,

g = tasa exponencial anual de crecimiento de la demanda.

3. Déficit inicial de capacidad de recolección

Cuando la capacidad instalada del sistema de alcantarillado no satisface la demanda correspondiente, el período óptimo de expansión de la ampliación inicial debe ser mayor que el definido en las ecuaciones A.2-1 a A.2-4, debido a la necesidad de suplir tanto la demanda no satisfecha como la demanda proyectada.

El período óptimo de la expansión inicial de la capacidad de recolección cuando existe déficit inicial, con crecimiento lineal de la demanda, debe calcularse mediante la siguiente ecuación:

Ecuación A.2-5

$$t_i = \frac{\ln \left(\frac{b \cdot (t_o + t_i)^{b-1}}{(1 - e^{rt}) \cdot r \cdot t^b} \right)}{r}$$

donde,

t_o = período de retraso inicial con déficit de capacidad (años)

Para el diseño de sistemas de recolección de aguas residuales y/o lluvias en EPM, el período de expansión podrá ser aquel período en el cual se alcance la población de saturación definida por el Plan de Ordenamiento Territorial de los municipios atendidos por EPM para las diferentes zonas del proyecto. En caso de que el horizonte del proyecto sea menor al horizonte de alcance de la población de saturación, se debe establecer el período de expansión óptimo de acuerdo con los siguientes criterios de crecimiento de la demanda del servicio de alcantarillado.

1. Período de expansión óptimo con crecimiento lineal de la demanda.

Cuando se realice este tipo de análisis para establecer el período de expansión óptimo debe partirse del supuesto que cuando se presenta un crecimiento lineal de la demanda, la longitud del período de expansión no cambia.

En este caso, el período óptimo de expansión t del sistema de alcantarillado está dado por la siguiente ecuación:

$$b = \frac{rt}{e^{rt} - 1} \quad \text{Ecuación A.2-1}$$

donde,

b = factor de economías de escala

r = tasa anual social de descuento

t = período óptimo de expansión en años

Alternativamente, el período óptimo puede aproximarse de forma explícita utilizando cualquiera de las dos siguientes ecuaciones:

t_i = período óptimo de la expansión inicial de capacidad con déficit inicial (años)

Para llevar a cabo el estudio de costo mínimo de expansión de la capacidad de recolección de aguas residuales y/o lluvias para EPM se debe seguir con la metodología descrita en los siguientes pasos:

- a. Establecer la demanda actual y futura teniendo en cuenta factores de mayoración.
- b. Determinar las capacidades disponibles del sistema de recolección actual y en particular de cada uno de sus componentes
- c. Establecer el déficit o exceso de capacidad de cada componente del sistema de alcantarillado.
- d. Calcular el retraso en años de aquellos componentes deficitarios del sistema de alcantarillado, los cuales son los responsables de las limitaciones en la capacidad total actual del sistema de recolección.
- e. Determinar los valores apropiados de los coeficientes y variables establecidos en las ecuaciones A.2-1 a A.2-5.
- f. Establecer los períodos óptimos de expansión de cada componente del sistema de alcantarillado.
- g. Calcular el período óptimo de expansión inicial para cada uno de los componentes deficitarios.
- h. Realizar los análisis de sensibilidad pertinentes a los períodos óptimos de expansión en función de las variables de las ecuaciones A.2-1 a A.2-5.
- i. Establecer el plan de expansiones de costo mínimo para todos los componentes del sistema de alcantarillado, ajustando los períodos óptimos y desplazando algunas inversiones para concentrar estas en el tiempo evitando expansiones demasiado continuas y sus correspondientes sobrecostos administrativos.
- j. Valorar los costos del plan de recolección de aguas residuales y/o lluvias objeto del diseño.

Capítulo 3 ASPECTOS ESPECÍFICOS PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

3.1 ALCANCE

En este capítulo se describen de manera detallada los pasos que, de acuerdo con lo estipulado en el Numeral 2.4, están más directamente relacionados con el proceso de diseño del sistema de alcantarillado, y que son comunes para cualquier componente de éste. Específicamente se hace la descripción del Paso 8 “Estudios Previos”, Paso 9 “Generación de alternativas” y Paso 10 “Diseño y requerimientos técnicos”. Adicionalmente, se presentan consideraciones al respecto de la referenciación y disposición en campo de los elementos del sistema de alcantarillado.

3.2 ESTUDIOS PREVIOS

Para llevar a cabo un proyecto de diseño de sistemas de alcantarillado se deben determinar las condiciones socioeconómicas del sitio de proyecto, con base en información primaria y/o secundaria, su estratificación, su distribución espacial, sus niveles de ingreso y las actividades económicas predominantes. En particular, es necesario establecer el crecimiento y las tendencias de desarrollo de la zona objeto del proyecto. El diseñador es responsable de recolectar y analizar toda la información pertinente para el proyecto.

En este numeral se describen en detalle los estudios previos y la información que debe ser recolectada durante el diseño de un proyecto de sistemas de alcantarillado. En general, se estudian una serie de aspectos específicos relacionados con los sistemas existentes de abastecimiento de agua potable, de recolección de aguas residuales y de drenaje de aguas lluvias necesarios para el desarrollo de un nuevo proyecto de sistemas de alcantarillado o la expansión de éste.

3.2.1 Estudio de la demanda del servicio

El diseñador debe conocer el estudio de la demanda del servicio de alcantarillado, con base en la demanda de agua potable. También se deben tener en cuenta las consideraciones sobre estimación de caudales en los Capítulos 5, 6 y 7 de esta norma.

3.2.2 Descripción de la zona del proyecto

Para el diseño de cualquier sistema de alcantarillado, o uno de sus componentes, se deben tener en cuenta las características físicas de la zona objeto del proyecto. Es así como se deben conocer aspectos climatológicos, geológicos, geotécnicos y topográficos. A continuación se hace una descripción de la información y estudios previos que deben tenerse en cuenta para conocer las características físicas de la zona del proyecto.

1. Climatología

El diseñador debe conocer la información de tipo climatológica y meteorológica, que esté vigente, con el fin de determinar las características hidrológicas de la zona del proyecto, en los casos en los cuales se diseñe un sistema de alcantarillado de aguas lluvias o aguas combinadas. Así mismo, debe conocer las características de los cuerpos receptores en cuanto a crecientes máximas y niveles máximos.

2. Condiciones Geológicas

El diseñador debe conocer las condiciones geológicas y las características del subsuelo en la zona del proyecto de alcantarillado. Mediante el uso de planos geológicos, deben identificarse las zonas de falla, de deslizamiento, de inundación y en general todas las zonas que presenten algún problema causado por aspectos geológicos, a partir de los planos de microzonificación sísmica existentes. No se deben aceptar alternativas de diseño que crucen zonas claramente identificadas como zonas de deslizamiento.

El diseñador debe conocer específicamente el nivel de amenaza sísmica de la zona del proyecto. En particular debe tenerse en cuenta lo establecido en la norma sismorresistente NSR-10, o aquella que la reemplace, con respecto a los niveles de amenaza sísmica de las diferentes zonas del territorio de los municipios atendidos por EPM.

3. Estudio de Suelos

En todos los casos se debe considerar el concepto de un especialista en Geotecnia con la experiencia establecida en el RAS, que indique aquellos estudios que se requieren para el proyecto de acueducto y/o alcantarillado, acorde con lo establecido en los Títulos A, y G, del RAS 2000, o aquel que lo reemplace. Para el diseño de sistemas de alcantarillado se debe seguir lo establecido en el Capítulo G.2, “Aspectos Geotécnicos” del Título G del RAS 2000, o aquel que lo reemplace.

El estudio geotécnico debe considerar los siguientes aspectos:

- a. Determinación de la clasificación de los suelos, la permeabilidad, el nivel freático, etc.
- b. Estudios para determinar las propiedades corrosivas de los suelos alrededor del trazado o zona del proyecto.
- c. Estudios de compresión lateral para el caso de los anclajes y los empalmes que formen parte del sistema de alcantarillado.
- d. Para una tubería de material y tipo de unión determinados, para ser utilizados en la conducción, se debe establecer la máxima deformación en las juntas, causada por movimiento de suelo, que puede resistir la tubería.
- e. Se debe cumplir lo establecido en la Resolución 1096 de noviembre 17 de 2000 del Ministerio de Desarrollo Económico, en su artículo 192, “Consideraciones sísmicas de los diseños geotécnicos”. Cuando existan estudios particulares de zonificación sísmica deben emplearse los espectros de diseño

recomendados según los mapas de microzonificación respectivos, además de los requerimientos especiales de diseño sísmico que se establecen para cada zona en particular. De lo contrario, se deben adoptar las consideraciones sísmicas estipuladas en el Literal H.4.3.2.1 de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismorresistente NSR-10, o aquella que la reemplace.

4. Estudios Topográficos

Para el diseño de los sistemas de alcantarillado debe seguirse lo establecido en el manual de topografía de EPM, “Alcances del trabajo y especificaciones para los levantamientos o localizaciones de trabajo de topografía en la investigación para diseño de redes de acueducto y/o alcantarillado, conducciones, impulsiones y obras civiles (plantas de tratamiento, tanques, estaciones de bombeo, edificaciones, etc.)”, en su versión vigente.

3.2.3 Descripción de los sistemas e infraestructura existentes

El diseñador debe conocer todos los aspectos generales de la zona por donde cruza el componente del sistema de alcantarillado. En general, deben conocerse los regímenes de propiedad, los usos generales de la zona objeto del diseño y los predios o servidumbres que deben adquirirse para nuevos trazados de alcantarillado.

A continuación se hace una descripción detallada de los aspectos que se deben tener en cuenta, para el diseño de sistemas de alcantarillado, sobre los sistemas existentes tanto de abastecimiento de agua potable como de recolección y transporte de las aguas residuales y/o lluvias, los sistemas de drenaje natural de las aguas lluvias y el estado general de la calidad de agua en los cuerpos que conforman dicho sistema de drenaje y las obras de infraestructura existentes y futuras en el sector objeto del proyecto.

1. Descripción y/o diagnóstico del sistema existente de abastecimiento de agua potable

Como paso previo para el diseño de un sistema de alcantarillado, se debe conocer el sistema de abastecimiento de agua potable existente en la zona del municipio en que se va a desarrollar dicho diseño. Se deben identificar los siguientes aspectos:

- a. Componentes del sistema de abastecimiento de agua potable en la zona del proyecto, con base en la información vigente en el sistema SIGMA de EPM y realizando visitas de campo, si es necesario, para corroborar esta información.
 - b. Condiciones del servicio de acueducto, recolectando información como los consumos medios, los consumos máximos y las curvas de consumo. Si en la zona objeto del proyecto existen zonas urbanas sin servicio de agua potable, pero que pueden ser abastecidas en el futuro, se debe hacer el análisis de caudales de consumo correspondientes al período de diseño del proyecto. La información sobre consumos debe ser obtenida en EPM.
 - c. Deficiencias en el servicio de abastecimiento de agua potable, en particular el índice de agua no contabilizada y su influencia sobre el sistema de recolección y transporte de aguas residuales, teniendo en cuenta que el suministro de agua potable corresponde al período de planeación del sistema, incluyendo las posibles expansiones.
2. Descripción y/o diagnóstico del sistema existente de recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias

El diseñador debe consultar en EPM el estado actual de los sistemas existentes de recolección y transporte de las aguas residuales y las aguas lluvias de la zona del municipio atendido por EPM, incluyendo los aspectos enumerados a continuación, con el fin de conocer de manera general los mismos. En la medida de lo posible, el diseñador debe conocer las características del sistema existente al cual se conectaría el nuevo diseño, así como las quebradas u

otros cuerpos que conforman el sistema de drenaje natural a donde se puedan desviar aguas lluvias o a donde se puedan conectar las descargas de los alivios en sistemas de alcantarillado combinado. También es necesario conocer las características de los cuerpos receptores.

- a. Componentes del sistema

El diseñador debe conocer y dejar registros de:

- Características de componentes incluyendo el tipo de sistema de alcantarillado, la disposición de elementos, edad de las tuberías, materiales de las tuberías, redes de tuberías, cámaras de conexión y/o inspección, interceptores, canales, estaciones elevadoras y cualquier otro tipo de estructura especial que forme parte del sistema de alcantarillado.
- El Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos (PSMV) de los municipios atendidos por EPM, en caso de que éste exista.
- Toda la información cartográfica existente en el Sistema de Información Geográfica de EPM, sobre el sistema de alcantarillado y el sistema de abastecimiento de agua potable.
- Las contribuciones especiales de aguas residuales o de aguas lluvias en caso de que éstas existan.
- El estado actual y la capacidad hidráulica actual y futura del sistema.
- Los caudales y tipo de descargas a las quebradas y cuerpos receptores.
- Los niveles freáticos donde se ejecute el diseño

- b. Operación y mantenimiento

El diseñador debe conocer:

- Los manuales de operación y mantenimiento de EPM.
- El tipo de equipos utilizados para la limpieza de las tuberías, regidos por las longitudes máximas entre cámaras y el diámetro mínimo en las tuberías del sistema de alcantarillado.

- Los puntos críticos del sistema, desde el punto de vista de las operaciones de mantenimiento, tales como hundimientos u obstrucciones, y aquellos puntos con mayor frecuencia de daños en el sistema de alcantarillado.
 - Análisis de la información correspondiente a los eventos atendidos por el equipo de mantenimiento de la zona del proyecto; la información que se debe analizar debe ser de un período mínimo de dos años.
 - Requerimientos de la comunidad sobre la operación del sistema de alcantarillado. También se debe conocer el inventario de las solicitudes de la comunidad e identificar los reportes de Acciones de Tutela y Derechos de Petición, relacionados con problemas en el sistema de alcantarillado.
- c. Deficiencias del servicio de recolección y transporte de las aguas residuales y/o lluvias

El diseñador debe conocer los puntos débiles del servicio de recolección y transporte de las aguas residuales y/o lluvias en el sector objeto de proyecto. Debe describir aquellas áreas urbanas que no se encuentren unidas al sistema existente y que pueden tener relación con el proyecto.

Igualmente, se deben conocer las zonas de inundación, zonas de inundación potencial o zonas que presenten algún tipo de problemas con el manejo de las aguas lluvias.

3. Descripción del sistema de drenaje natural

El diseñador debe conocer el sistema de drenaje natural urbano existente en la zona objeto del proyecto. Debe conocer los aspectos hidráulicos de las quebradas, acequias, canales naturales, ríos y otros cuerpos que conformen el sistema de drenaje natural donde se puedan desviar aguas lluvias o conectar las descargas de los alivios en sistemas de alcantarillado combinado.

Cuando EPM lo considere conveniente o cuando la entidad ambiental lo exija, el diseñador debe conocer los aspectos relacionados con las pendientes de los cuerpos de agua, las velocidades de flujo, los caudales máximos y mínimos, la variación estacional de los caudales, los aspectos relacionados con el transporte de sedimentos y la socavación local y general existentes en los cuerpos naturales que conforman el sistema de drenaje urbano.

La información sobre los cuerpos de agua debe ser obtenida en los institutos y/o autoridades ambientales competentes en los municipios atendidos por EPM.

4. Descripción y diagnóstico de la calidad de agua en los cuerpos receptores

Para llevar a cabo el procedimiento de diseño de nuevos sistemas de alcantarillado o de expansiones de sistemas existentes, el diseñador debe conocer el Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos (PSMV) del municipio atendido por EPM, objeto del proyecto de diseño. Adicionalmente, el diseño puede tener en cuenta, en caso de que existan, modelos y resultados de simulaciones sobre la calidad del agua en cuerpos receptores.

En caso de que no exista un PSMV y un estudio de caracterización de las aguas residuales, EPM debe definir la necesidad o no de realizar un estudio de modelación de calidad de agua, el cual debería incluir aspectos como el estado actual y la variación espacio temporal de la demanda biológica de oxígeno (DBO), la demanda química de oxígeno (DQO) y el estado de sólidos suspendidos totales (SST), entre otros. También sería necesario conocer la capacidad de autodepuración y asimilación de contaminación por parte de cada uno de los cuerpos de agua, los posibles efectos ambientales de las descargas con y sin tratamiento de las aguas residuales y los usos del agua en cada uno de los cuerpos de drenaje natural establecidos por EPM y/o las autoridades ambientales competentes, con base en la legislación vigente.

Adicionalmente, este estudio debería incluir aspectos específicos, como por ejemplo, si el sitio de disposición final es una corriente,

quebrada o río, se debe estimar el caudal mínimo semanal con un período de retorno de 10 años para determinar la capacidad de autodepuración y la frecuencia de niveles extremos máximos para evitar remansos en la descarga.

Como complemento, se debe tener en cuenta lo establecido en el Documento CONPES 3177 de 2002, la Resolución 1443 de diciembre de 2004, el Decreto 2667 de 2012 y el Decreto 3930 de 2010 o aquellos que los reemplacen o los actualicen.

5. Evaluación de obras de infraestructura existentes

Para el proceso de diseño deben identificarse las principales obras de infraestructura construidas y proyectadas en el corto y mediano plazo dentro de la zona de influencia (área tributaria de estudio) del sistema de alcantarillado que se va a desarrollar, tales como calles, avenidas, puentes, líneas de transmisión de energía eléctrica, redes de gas, redes de telecomunicaciones, circuitos del sistema de distribución de agua potable, urbanizaciones y cualquier otra obra de importancia, con base en la información vigente del SIGMA.

En caso de que el diseño de un proyecto de alcantarillado pueda afectar la infraestructura existente en los ríos, quebradas u otros cuerpos de agua, se debe hacer una evaluación sobre el posible impacto que los nuevos caudales puedan tener sobre dicha infraestructura y establecer las medidas preventivas para evitar su socavación o daño.

Se debe establecer la posibilidad de aprovechar ya sea de manera total o parcial los elementos del sistema existente. En el caso de diseños de sistemas nuevos, se debe establecer la posibilidad técnica de aprovechar los elementos del sistema existente al cual se va a conectar el sistema nuevo.

En particular, el diseño debe tener en cuenta los puentes, cruces de tuberías, alcantarillas (box culvert), las estructuras de entrega de aguas de lavado del sistema de conducciones de EPM o cualquier otro tipo de infraestructura localizada dentro de los

cuerpos de agua; así mismo, otras obras de infraestructura existentes que formen parte del sistema de alcantarillado o el sistema de transporte y drenaje natural de las aguas lluvias, como los puntos de entrega de alivios del sistema de alcantarillado combinado y los puntos de entrega directa a quebradas y ríos de aguas lluvias recolectadas en zonas de los municipios atendidos por EPM.

3.3 PROCEDIMIENTO PARA GENERACIÓN DE ALTERNATIVAS Y DISEÑO DE ALTERNATIVA SELECCIONADA

Este numeral establece las actividades específicas que deben ser realizadas por el diseñador de un sistema de alcantarillado, cuando ya se han adelantado los Pasos 1 al 8 de acuerdo con lo estipulado en el Numeral 2.4 de esta norma.

En particular se habla de la forma de determinar el área tributaria del proyecto, el período de diseño para el sistema de alcantarillado, el cálculo de la población objeto del diseño, la generación de alternativas de diseño, los criterios de selección de la mejor alternativa y el diseño de la alternativa seleccionada.

3.3.1 Delimitación del área del proyecto y las cuencas de drenaje

Con propósitos de diseño, se debe definir la zona sobre la cual se debe proyectar el nuevo sistema o la expansión del sistema de alcantarillado existente. Adicionalmente, se deben definir las áreas o cuencas sanitarias, que van a hacer aportes de caudal al sistema, identificando las quebradas, caños y coberturas que se encuentren allí. El límite de la cuenca hidrográfica y sanitaria de la cual se debe conocer la información básica, de acuerdo con los Numerales 2.4.8 y 3.2, debe ser previamente aprobado por EPM y estar de acuerdo con lo establecido en el Plan de Ordenamiento Territorial con respecto a los límites del perímetro urbano.

Las redes de alcantarillado en vías nuevas que inicialmente no van a prestar el servicio, deben empalmarse a las redes existentes en operación.

3.3.2 Definición del período de diseño

Como parte del diseño del sistema de alcantarillado, el diseñador debe establecer el período de planeamiento del sistema y el año inicial de entrada en operación. En el caso de redes de alcantarillado de aguas residuales en los que no se cuente con densidades de saturación establecidas por los Planes de Ordenamiento Territorial y las correspondientes proyecciones de demanda de agua potable, el período de diseño debe ser de 30 años. Lo anterior, previa aprobación de EPM.

En el caso de redes de alcantarillado de aguas lluvias, se deben tener en cuenta las características hidrológicas de la zona, la importancia de las áreas y los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones periódicas puedan ocasionar a la sociedad. Se debe tener en cuenta lo establecido en el Capítulo 6 de esta norma.

3.3.3 Cálculo de la población y/o clientes objeto del proyecto

El cálculo de la población y/o clientes objeto del diseño del sistema de alcantarillado, debe considerar la proyección de clientes establecida por EPM o la población actual y futura y las densidades de saturación establecidas en los Planes de Ordenamiento Territorial de los municipios atendidos por EPM. Si no es posible tener la densidad de saturación, el diseño podrá utilizar la densidad actual y mayorarla con base en información de zonas con similares condiciones de desarrollo y crecimiento, previa aprobación de EPM. En todo caso, el cálculo de la población y/o clientes del sistema a diseñar, debe hacerse según lo establecido en el Numeral 5.2.2 de la presente norma.

3.3.4 Generación y comparación de alternativas

El diseño de sistemas para la recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias debe evaluar cada una de las posibles alternativas desde el punto de vista hidráulico, de calidad de agua (cumplimiento de PSMV), ambiental y económico, como se establece en el Capítulo 2 de esta norma.

Como uno de los pasos importantes del diseño de sistemas de recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias, se deben dimensionar de manera preliminar los componentes de cada una de las alternativas consideradas. Este predimensionamiento es importante para poder analizar económicamente cada una de las alternativas.

De acuerdo con lo anterior, se debe tener en cuenta lo establecido en el numeral “Generación de Alternativas” del Capítulo 5 para redes de alcantarillado de aguas residuales, Capítulo 6 para redes de alcantarillado de aguas lluvias y el Capítulo 9 para Estaciones Elevadoras y/o de Bombeo de esta norma.

Una vez se tenga el predimensionamiento de las alternativas, se debe hacer un análisis de costo mínimo, en el cual se hace una estimación general de los costos de cada una de ellas, con el fin de definir la alternativa de diseño óptima desde el punto de vista hidráulico y económico.

En el caso de expansiones menores a sistemas existentes, EPM podrá exigir que el diseño incluya la generación y comparación de alternativas, de acuerdo con los párrafos anteriores.

3.3.5 Selección y diseño de la mejor alternativa

De acuerdo con el análisis de alternativas, el diseño debe escoger la mejor para ser objeto de un diseño final, y posteriormente ser construida, operada y mantenida.

Para la alternativa seleccionada, se deben cuantificar totalmente los costos de construcción dentro de un cronograma de ejecución de obras, incluyendo aspectos requeridos para el manejo ambiental y urbano durante su construcción.

Adicionalmente el diseño debe generar manuales, programas y procedimientos de operación y mantenimiento que estén de acuerdo con las políticas que para tal efecto definan EPM.

3.3.6 Protocolo de pruebas de diseño y recomendaciones especiales

EPM establecerá, de acuerdo con la autoridad ambiental competente y la normatividad vigente, para qué proyectos el diseñador deberá establecer un protocolo para las pruebas de operación hidráulica y de calidad de agua del sistema, una vez éste haya sido construido en su totalidad.

Este protocolo debe establecer lo siguiente:

- Puntos de medición caudal y/o nivel.
- Tipo y nivel de precisión de aparatos necesarios para la toma de datos de campo.
- Frecuencia de toma de datos y los períodos bajo los cuales se deben hacer las medidas de campo.

EPM puede exigir que el diseñador incluya dentro del protocolo de pruebas, los siguientes aspectos relacionados con la calidad del agua:

- Puntos de medición de calidad de agua.
- Tipo y nivel de precisión de aparatos necesarios para la toma de datos de calidad de agua en campo.
- Frecuencia de toma de datos y los períodos bajo los cuales se deben hacer las medidas de calidad de agua en campo.

Adicionalmente, el diseñador debe hacer recomendaciones especiales que faciliten los procesos de operación y mantenimiento del sistema de alcantarillado objeto del diseño. Entre éstas se destacan las siguientes:

- Recomendaciones sobre metodologías y procedimientos de mantenimiento en estructuras especiales del sistema.
- Recomendaciones sobre procedimientos de operación.
- Recomendaciones a tener en cuenta en la operación del sistema en zonas del proyecto con problemas geológicos y/o geotécnicos.

En caso de que EPM decida llevar a cabo las pruebas establecidas en el protocolo de pruebas, los datos de campo tomados deben comprobarse con los resultados arrojados por los modelos de comportamiento hidráulico y, en el caso de que existan, los modelos de calidad de agua del sistema, bajo condiciones de flujo permanente y flujo no permanente, según lo establecido en el Numeral 4.5 de la presente norma. El diseño debe incluir siempre el diseño del protocolo de pruebas.

3.4 REFERENCIACIÓN DE COMPONENTES Y DISPOSICIÓN GENERAL DE LAS TUBERÍAS DE ALCANTARILLADO

Este numeral establece la forma como se deben referenciar cada uno de los componentes del sistema de alcantarillado, la ubicación y las distancias mínimas que deben existir entre las tuberías de alcantarillado y las tuberías de otras redes de servicios públicos u otro tipo de infraestructura.

3.4.1 Referenciación de componentes

La red de tuberías y las demás estructuras asociadas al sistema de alcantarillado objeto del diseño debe tener una referenciación que permita su interpretación adecuada en las memorias y planos de diseño, apoyadas en las convenciones de dibujo estándar definidas por EPM para la elaboración de estos sistemas y la identificación, caracterización y ubicación topográfica de las estructuras de conexión de las tuberías y los demás elementos del sistema. En particular se debe tener en cuenta lo establecido en el “Manual para la referenciación de redes de acueducto y alcantarillado”, versión vigente².

3.4.2 Ubicación

En general, el diseño debe localizar las tuberías siguiendo el lineamiento de las calles. Sin embargo, si la topografía o los altos costos de construcción lo ameritan, las tuberías pueden ubicarse por los andenes.

² <http://www.epm.com.co>

Las tuberías de aguas residuales y/o lluvias no pueden estar ubicadas en la misma zanja de una tubería de acueducto o de cualquier otra red y su cota clave siempre debe estar por debajo de la cota de batea de la tubería de acueducto. En general, en el caso de que se opte por un sistema de alcantarillado separado, las tuberías de aguas lluvias deben localizarse en los costados norte y oriente de las calles y carreras, mientras que las tuberías de aguas residuales deben ubicarse en los costados sur y occidente, a una distancia aproximada de un cuarto del ancho de la vía y no menor que 0.80 m de la acera. Los sistemas de alcantarillado combinado se deben tratar de la misma manera que los sistemas de alcantarillado de aguas residuales. Las tuberías de aguas residuales no deben localizarse, hasta donde sea posible, en el mismo costado de ubicación de la red de distribución de agua potable.

3.4.3 Distancias mínimas a otras redes de servicio público.

En el caso de vías con separador central se debe diseñar redes independientes en cada calzada. Cuando por el costado de una vía se vaya a construir un alcantarillado para aguas residuales y otro para aguas lluvias, este último deberá estar más cerca del eje de la vía.

Hasta donde sea posible, las redes no pueden colocarse en zonas verdes. En caso contrario, se debe respetar una franja de servidumbre de al menos 1.5 metros al eje de la tubería, en la cual no se podrá hacer ningún tipo de arborización.

Las distancias libres entre las tuberías que conforman la red de recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias y las tuberías de otras redes de servicios públicos se presentan a continuación:

- a. La distancia horizontal mínima entre las tuberías del sistema de aguas residuales y las tuberías del sistema de abastecimiento de agua potable deben ser las mostradas en la Tabla 3-1.
- b. La distancia vertical mínima libre entre las tuberías de alcantarillado de

aguas lluvias y aguas residuales con respecto a las tuberías de otras redes de servicio público debe ser como mínimo 0.50 m.

Tabla 3-1 Distancias horizontales mínimas entre redes

Tipo de redes	Distancia (m)
Aguas residuales y agua potable	1,5
Aguas lluvias y agua potable	1,0
Aguas lluvias, residuales y combinadas con otras redes	1,5

El diseño debe indicar, en los planos del proyecto y en los planos "as built", la posición relativa de las redes de acueducto, alcantarillado, energía, gas y telecomunicaciones.

En caso de que no se pueda cumplir con las anteriores distancias, se deben mantener las siguientes distancias entre las diferentes redes de servicio: 1.0 m horizontal y 0.3 m vertical.

La distancia vertical se mide entre la cota clave de la tubería de la red de alcantarillado de aguas residuales o lluvias y la cota de batea de la tubería de los otros servicios públicos.

Los cruces entre las diferentes redes de servicios públicos con la red de alcantarillado de aguas lluvias y/o residuales deben analizarse de manera individual para establecer la necesidad de diseños especiales, en aquellos casos que se incumplan las distancias mínimas establecidas anteriormente, y deben recomendar el tipo de protección que debe añadirse a las otras tuberías.

3.4.4 Distancia mínima horizontal a paramentos

El diseño debe asegurar una distancia mínima horizontal a paramentos, de forma tal que se garantice la realización de todas las operaciones de mantenimiento, rehabilitación y/o renovación de las redes de alcantarillado sin generar peligro en las obras aledañas.

Capítulo 4 HIDRÁULICA DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

4.1 ALCANCE

Este capítulo tiene como objetivo indicar todos los aspectos hidráulicos que se deben tener en cuenta para las redes de alcantarillado que se diseñen y construyan como parte de los sistemas de recolección y transporte de las aguas lluvias y las aguas residuales en forma separada o combinada, de EPM, mostrando los aspectos teóricos, las suposiciones y las consideraciones generales necesarias para llevar a cabo el diseño hidráulico de las tuberías. Se incluyen todas las variables que deben considerarse dentro del diseño así como las ecuaciones de flujo uniforme, haciendo énfasis en su manejo y en las restricciones de cada una de ellas.

4.2 DISEÑO HIDRÁULICO DE TUBERÍAS PARCIALMENTE LLENAS

4.2.1 Tipos de flujo para el diseño

Las tuberías de alcantarillado deben diseñarse como conducciones a flujo libre por gravedad.

Para tuberías con diámetros nominales inferiores a 1300 mm, el diseño debe verificarse bajo la condición de flujo gradualmente variado. Esto también se aplica para los canales y otros conductos que formen parte del sistema de recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias. Para tuberías con diámetros nominales iguales o superiores a 1300 mm el diseño se debe verificar bajo la condición de flujo no permanente, teniendo en cuenta la tubería diseñada y las demás tuberías interconectadas a ese sistema. En todo caso, cuando la velocidad en una tubería de alcantarillado sea superior a 4 m/s se debe hacer un análisis del comportamiento hidráulico detallado del tramo, en particular de las estructuras de disipación de energía y las cámaras de inspección o de caída que existan en los extremos de éste.

4.2.2 Caudal de diseño

El diseñador debe definir el caudal de diseño de acuerdo con el tipo de sistema de alcantarillado objeto del diseño. Esta información aparece en el Capítulo 5 para los sistemas de alcantarillado de aguas residuales, en el Capítulo 6 para los sistemas de alcantarillado de aguas lluvias y en el Capítulo 7 para los sistemas de alcantarillado combinado, de esta norma.

4.2.3 Diámetros

Los cálculos hidráulicos de tuberías fluyendo parcialmente llenas deben hacerse teniendo en cuenta el diámetro interno real de las tuberías y no los diámetros nominales. Tal como se mencionó en el numeral referente a la generación de alternativas, el diseño debe realizarse tantas veces como materiales, que cumplan con los requisitos del proyecto, haya disponibles, teniendo en cuenta para cada uno de ellos su propio diámetro interno y su propio coeficiente de rugosidad. De todas formas, el diseñador debe determinar si las condiciones constructivas y económicas invalidan el uso de algún material, en alguna parte de la red de alcantarillado, antes de proceder con el análisis beneficio/costo.

4.2.4 Pendientes de las tuberías

De acuerdo con el tipo de sistema de alcantarillado objeto del diseño, se deben escoger los valores máximos y mínimos de las pendientes que pueden permitirse en la tubería de acuerdo con lo establecido en los Numerales 5.2.11 y 5.2.12 para sistemas de alcantarillado de aguas residuales y 6.2.10 y 6.2.11 para sistemas de alcantarillado de aguas lluvias y alcantarillados combinados.

En el caso de que la pendiente de la tubería sea superior al 10%, el diseño hidráulico debe tener en cuenta que bajo la condición de flujo uniforme, para este tipo de pendientes, la distribución hidrostática de presiones deja de ser válida. Por consiguiente, en las ecuaciones de análisis de flujo gradualmente variado y de flujo no permanente debe incluirse el factor $\cos^2\theta$, siendo θ el ángulo de la tubería con respecto a la horizontal.

4.2.5 Propiedades geométricas de ductos en sistemas de alcantarillados

Los sistemas de alcantarillado están conformados principalmente por tuberías de sección circular en las cuales el flujo no ocupa la totalidad de la sección transversal. Adicionalmente, los sistemas de alcantarillado pueden tener otros tipos de ducto que conforman canales a superficie libre. Las propiedades geométricas de la sección transversal circular fluyendo parcialmente llena se describen teniendo en cuenta el diámetro interno real de la tubería y el ángulo subtendido entre el centro de la sección transversal y los puntos de contacto entre la superficie libre y la circunferencia de la tubería, tal como se muestra en la Figura 4-1.

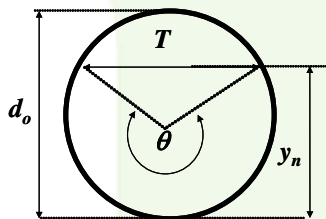


Figura 4-1. Características geométricas de la sección circular

El ángulo subtendido desde el centro de la sección transversal y los puntos de contacto entre la superficie libre y la circunferencia de la tubería está dado por la **Ecuación 4-1**:

Ecuación 4-1

$$\theta = \pi + 2 \arcsen \left(\frac{y_n - d_0/2}{d_0/2} \right)$$

donde,

θ = Ángulo subtendido entre el centro de la sección transversal y los puntos de contacto entre la superficie libre y la circunferencia de la tubería (rad).

y_n = Profundidad del agua (m).

d_0 = Diámetro interno real de la tubería (m).

Teniendo en cuenta el ángulo antes descrito y el diámetro real interno de la tubería, el área mojada de la sección transversal se calcula de acuerdo con la Ecuación 4-2.

$$A = \frac{1}{8} (\theta - \text{sen} \theta) d_0^2 \quad \text{Ecuación 4-2}$$

donde,

A = Área mojada transversal (m^2).

El perímetro mojado correspondiente al área mojada se calcula de acuerdo con la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

$$P = \frac{1}{2} \theta d_0 \quad \text{Ecuación 4-3}$$

donde,

P = Perímetro mojado (m).

El radio hidráulico de la sección de la tubería corresponde a la división del área mojada por el perímetro mojado y se calcula de acuerdo con la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

$$R = \frac{d_0}{4} \left(1 - \frac{\text{sen} \theta}{\theta} \right) \quad \text{Ecuación 4-4}$$

donde,

R = Radio hidráulico (m).

Finalmente, el ancho en la superficie se calcula de acuerdo con la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia..**

Ecuación 4-5

$$T = d_0 \cos \left(\arcsen \frac{y_n - d_0/2}{d_0/2} \right)$$

donde,

T = Ancho de la sección del canal en la superficie libre (m).

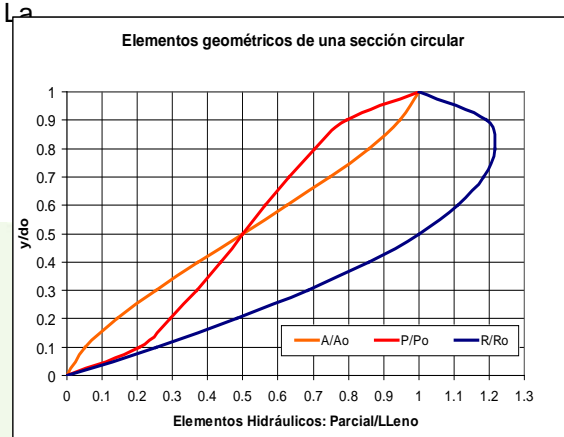


Figura 4-2 muestra la variación de los elementos hidráulicos de una sección circular fluyendo parcialmente llena como función de la relación entre la profundidad de flujo y el diámetro interno real de la tubería.

En algunos casos, los sistemas de alcantarillado pueden incluir ductos para el transporte de agua con secciones diferentes a una sección circular parcialmente llena.

El uso de este tipo de ductos es frecuente en zonas bajas de los sistemas de alcantarillado hacia las cuales han confluído un alto número de subsistemas de drenaje.

La

Tabla 4-1 muestra las propiedades geométricas de ductos con secciones diferentes a la sección circular fluyendo parcialmente llena, las cuales deben ser utilizadas en las ecuaciones de cálculo de flujo uniforme para el dimensionamiento de la sección transversal.

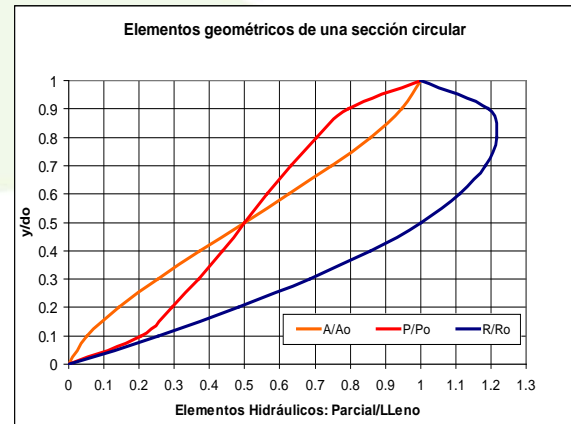


Figura 4-2 Elementos geométricos de una sección circular

Tabla 4-1. Propiedades geométricas de ductos con secciones diferentes a la sección circular

Sección Transversal	Área A	Perímetro mojado P	Radio Hidráulico R	Ancho Superficial T	Profundidad hidráulica D	Factor de sección Z
 Rectángulo	by	$b + 2y$	$\frac{by}{b + 2y}$	b	y	$by^{3/2}$
 Trapecio	$(b + zy)y$	$b + 2y\sqrt{1 + z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}}$	$b + 2zy$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$	$\frac{((b + zy)y)^{3/2}}{\sqrt{b + 2zy}}$

Sección Transversal	Área A	Perímetro mojado P	Radio Hidráulico R	Ancho Superficial T	Profundidad hidráulica D	Factor de sección Z
<p>Triángulo</p>	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2y\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{\sqrt{2}}{2}zy^{5/2}$
<p>Parábola</p>	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T^2 + 8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$	$\frac{A}{T}$	$\frac{2}{9}\sqrt{6Ty}^{5/2}$

* Aproximación satisfactoria para el intervalo $0 < x \leq 1$, donde $x=4y/T$. Cuando $x > 1$, se debe utilizar la expresión exacta $P = (T/2)(\sqrt{1+x^2} + 1/x \ln(x + \sqrt{1+x^2}))$

Tabla 4-2 muestra las propiedades geométricas de ductos con secciones hidráulicas óptimas, diferentes a la sección circular, las cuales pueden ser utilizadas en

las ecuaciones de cálculo de flujo uniforme para el dimensionamiento de la sección transversal.

Tabla 4-2. Propiedades geométricas de ductos con secciones óptimas diferentes a la sección circular

Sección Transversal	Área A	Perímetro mojado P	Radio Hidráulico R	Ancho Superficial T	Profundidad hidráulica D	Factor de sección Z
Trapezio medio hexágono	$\sqrt{3}y^2$	$2\sqrt{3}y^2$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{4}{3}\sqrt{3}y$	$\frac{3}{4}y$	$\frac{3}{2}y^{5/2}$
Rectángulo medio cuadrado	$2y^2$	$4y$	$\frac{1}{2}y$	$2y$	y	$2y^{5/2}$
Triángulo medio cuadrado	y^2	$2\sqrt{2}y$	$\frac{1}{4}\sqrt{2}y$	$2y$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{\sqrt{2}}{2}y^{5/2}$
Parábola	$\frac{4}{3}\sqrt{2}y^2$	$\frac{8}{3}\sqrt{2}y$	$\frac{1}{2}y$	$2\sqrt{2}y$	$\frac{2}{3}y$	$\frac{8}{9}\sqrt{3}y^{5/2}$
Catenaria hidrostática	$1.39586y^2$	$2.9836y$	$0.46784y$	$1.917532y$	$0.72795y$	$1.19093y^{5/2}$

4.2.6 Materiales para ductos en sistemas de alcantarillado

El diseño de los sistemas de recolección y transporte de aguas residuales y/o lluvias debe garantizar la estanqueidad del sistema a lo largo del periodo de diseño. Por consiguiente, el diseñador debe utilizar los

materiales más apropiados teniendo en cuenta las características de las aguas residuales y lluvias, incluyendo su agresividad y la posible generación de sulfuros, las cargas externas actuantes, incluidas aquellas ocasionadas por eventos sísmicos, las condiciones del suelo, las condiciones del nivel freático, y la posible interacción con otras redes de servicios

públicos, en particular con redes eléctricas que puedan generar corrientes en el suelo. Lo anterior debe ser tenido en cuenta no solamente para los materiales de las tuberías y ductos sino también para sus uniones, las estructuras de conexión, las cámaras de inspección y de caída y todos los demás componentes que formen parte del sistema de alcantarillado. La escogencia del material también debe tener en cuenta todo lo establecido en el Capítulo 3 de esta norma referente a Generación de Alternativas.

Para los sistemas de alcantarillado se pueden utilizar los siguientes materiales: arcilla vitrificada (gres), concreto simple y reforzado, PVC, polipropileno, polietileno, hierro dúctil, poliéster reforzado con fibra de vidrio (GRP), resina termoestable reforzada (fibra de vidrio), mortero plástico reforzado y acero. En caso de que se quiera utilizar un material diferente, éste debe cumplir con las normas de calidad correspondientes y tener previa aprobación por parte de EPM.

Algunos ductos y otros componentes del sistema pueden, y en muchos casos deben, ser construidos in situ. En este caso se incluyen ductos y canales fabricados en concreto reforzado, ladrillo vitrificado, asfalto y otros materiales, así como cámaras de inspección, cámaras de caída, box culverts, alivios en alcantarillados, etc.

Todos los materiales y elementos permitidos para ser utilizados en los sistemas de alcantarillado, para aguas residuales y/o lluvias, deben cumplir con las especificaciones técnicas correspondientes del ICONTEC o en su defecto de normas internacionales establecidas por la AWWA, la ANSI, la ASTM, la ISO, o la DIN. En las Tablas **Tabla 2-1** **Tabla 4-3** **Tabla 4-4**, **Tabla 4-5**, mostradas a continuación se presentan las normas técnicas del ICONTEC y algunas normas técnicas internacionales asociadas con los materiales para tuberías y demás componentes de sistemas de alcantarillado.

Tabla 4-3. Especificaciones y Normas Técnicas Para Tuberías (Adaptada del Título D del RAS 2012)

MATERIAL	ICONTEC	INTERNACIONAL
Concreto Reforzado	NTC 401 NTC 1328 NTC 3789 NTC 1259	ANSI/ASTM C 76 ANSI/ASTM C 361 ANSI/ASTM C 443 ANSI/ASTM C 506 ANSI/ASTM C 507 ANSI/ASTM C 655 ANSI/ASTM C 877
Concreto Simple	NTC 1022 NTC 1328	ANSI/ASTM C 14
Arcilla Vitrificada (Gres)	NTC 511 NTC 3526 NTC 4089	ASTM C 12 ANSI/ASTM C 700 ASTM C 425 ANSI/ASTM C 301
Hierro fundido	NTC 3359	ASTM A 74-72 ANSI A 21.6 (AWWA C 106) ASTM C 644
Resina termoestable reforzada con fibra de vidrio	NTC 3870 NTC 2836 NTC 3875 NTC 3876 NTC 3877 NTC 3878 NTC 3918	ASTM D 3262 ASTM D 3681 ASTM D 2996 ANSI/ASTM D 2997 ASTM D 2310 ASTM D 3754 ASTM D 2412 ASTM D 2924 ASTM D 3839 ASTM D 4161 ASTM D 5365
Hierro dúctil	NTC 2346 NTC 2587 NTC 2629 NTC 3359	ISO 2531 ISO 4633 ISO 5208 ISO 5210 ISO 5752 serie 14

MATERIAL	ICONTEC	INTERNACIONAL
		ISO 5752 ISO 7005-2 ISO 7259 ANSI A 21.4 (AWWA C 104) ANSI A 21.5 (AWWA C 105) ANSI/AWWA C 110 ANSI A 21.5 (AWWA C 115) ASTM A 746
Acero	NTC 2091	ASTM A 475 ASTM A 760 ASTM A 762 AASHTO M-36 AASHTO M-245
Polietileno	NTC 1747 NTC 3409 NTC 3410 NTC 3664 NTC 3694	ASTM D 2239, ASTM D 3035, ASTM D 3261
Polietileno de Alta Densidad		ASTM D 1248 ASTM D 2412 ASTM D 3035 ASTM F 714 ASTM F 894
Polibutileno		ASTM F 809 ASTM D 2581 AWWA C902
Policloruro de Vinilo	NTC 1087 NTC 1341 NTC 1748 NTC 2534 NTC 2697 NTC 3640 NTC 3721 NTC 3722 NTC 4764 (PARTES 1 y2) NTC 369 NTC 2795 NTC 3358 NTC 5070	ANSI/ASTM D 2564 ANSI/ASTM D 2680 ANSI/ASTM D 3033 ANSI/ASTM D 3034 ANSI/ASTM D 3212 ANSI/ASTM F 477 ASTM F 545 ASTM F 679 ASTM F 949 ASTM F 794
Mortero plástico reforzado (RPM)		ANSI/ASTM D 3262 ASTM D 3754

MATERIAL	ICONTEC
Acero de refuerzo liso	NTC 161
Acero de refuerzo corrugado	NTC 248
Alambre de acero para refuerzo	NTC 116
Alambre de acero al carbono grafilado para refuerzo de concreto	NTC 1907
Alambre de refuerzo de concreto pretensado	NTC 159
Mallas de acero soldadas fabricadas con alambre liso para refuerzo de concreto	NTC 1925
Mallas de acero soldadas fabricadas con alambre corrugado	NTC 2310
Barras de acero de carbono, trabajadas en frío	NTC 245

Concreto (Adaptado de Título D RAS 2012)

MATERIAL	ICONTEC	INTERNACIONAL
Cemento portland	NTC 30 NTC 121 NTC 321	
Agregado grueso	NTC 126 NTC 174 NTC 183 NTC 589	
Agregado fino	NTC 127 NTC 174	
Aditivos	NTC 1299	ASTM C 260 ASTM C 618

Tabla 4-5. Normas de Acero de Refuerzo (Adaptado de Título D RAS 2012)

Tabla 4-4. Especificaciones y Normas Técnicas de Materiales y Mezclas Para

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k_s}{3.7d} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad \text{Ecuación 4-7}$$

Con respecto a los materiales para los sistemas de alcantarillado de aguas residuales y/o aguas lluvias, el diseño también debe tener en cuenta todo lo establecido en el manual "Normas y Especificaciones Generales de Construcción" de EPM.

4.2.7 Ecuaciones de flujo uniforme para el diseño de tuberías fluyendo parcialmente llenas.

Para el dimensionamiento de la sección transversal de una tubería fluyendo parcialmente llena, bajo la condición de flujo uniforme, se deben utilizar la ecuación de Darcy-Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook-White o la ecuación de Manning, teniendo en cuenta las restricciones para su aplicabilidad.

4.2.7.1 Ecuación de Darcy-Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook-White

La ecuación de Darcy-Weisbach es válida para todo el rango de flujo turbulento, desde flujo turbulento hidráulicamente liso hasta flujo turbulento hidráulicamente rugoso. La Ecuación 4-6 muestra la ecuación de Darcy-Weisbach.

$$h_f = f \frac{L v^2}{d 2g} \quad \text{Ecuación 4-6}$$

donde,
 h_f = Pérdidas por fricción (m).
 f = Factor de fricción de Darcy (adimensional).
 L = Longitud de la tubería (m).
 v = Velocidad del flujo (m/s).
 d = Diámetro interno real de la tubería (m).
 g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

Para el cálculo del factor de fricción de Darcy, se debe utilizar la ecuación de Colebrook White, mostrada a continuación:

donde,
 k_s = Rugosidad absoluta (m).
 Re = Número de Reynolds (adimensional).

Combinando las dos ecuaciones anteriores, es posible establecer la siguiente ecuación que relaciona el caudal que pasa por la tubería, bajo condición de flujo uniforme, como función de la rugosidad absoluta de la tubería, del radio hidráulico de la sección transversal, de la viscosidad cinemática del agua y de la pendiente de la tubería.

Ecuación 4-8

$$Q = -2A \sqrt{8gRS_o} \log_{10} \left(\frac{k_s}{14.8R} + \frac{2.51\nu}{4R \sqrt{8gRS_o}} \right)$$

Donde,

Q = Caudal de flujo (m^3/s)
 R = Radio hidráulico (m)
 A = Área mojada transversal (m^2)
 S_o = Pendiente longitudinal de la tubería (m/m).
 ν = Viscosidad cinemática (m^2/s)

4.2.7.2 Ecuación de Manning

Para el dimensionamiento de la sección transversal de la tubería también se puede utilizar la de Manning, mostrada a continuación, la cual es aplicable únicamente para el caso de flujo uniforme turbulento hidráulicamente rugoso:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S_o^{1/2} \quad \text{Ecuación 4-9}$$

Esta expresión se puede convertir en la siguiente ecuación que relaciona el caudal que pasa por la tubería como función del área mojada, del radio hidráulico, de la pendiente de la tubería y del coeficiente de rugosidad de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} S_o^{1/2} \quad \text{Ecuación 4-10}$$

Las variables de las ecuaciones Ecuación 4-9 Ecuación 4-10 son:

v = Velocidad media del flujo (m/s).
 n = Coeficiente de rugosidad de Manning (s/m^{1/3}).
 Q = Caudal del flujo (m³/s).
 R = Radio hidráulico (m).
 A = Área mojada transversal (m²).
 S_o = Pendiente longitudinal de la tubería (mm)

$$\tau = \gamma R \text{ Sen}(\arctan(S_o)) \quad \text{Ecuación 4-11}$$

donde:

τ = Esfuerzo cortante en la pared de la tubería (N/m² ó Pa).
 γ = Peso específico del agua (N/m³).
 R = Radio hidráulico (m).
 S_o = Pendiente del canal (m/m).

El coeficiente de rugosidad, n de Manning, mostrado en las dos ecuaciones anteriores corresponde al coeficiente que presenta la tubería fluyendo totalmente llena. Para el cálculo del coeficiente correspondiente a otras profundidades, se debe utilizar la gráfica mostrada a continuación, Figura 4-3, con el fin de calcular el factor por el cual debe multiplicarse dicho coeficiente en caso de que la profundidad de flujo sea diferente al diámetro total interno de la tubería.

Esta ecuación relaciona el esfuerzo cortante con las propiedades físicas del agua, el radio hidráulico de la sección transversal y la pendiente de la tubería.

4.2.9 Coeficientes de rugosidad y rugosidad absoluta

La ecuación de Darcy-Weisbach utilizada para el dimensionamiento de ductos en sistemas de alcantarillado, en conjunto con la ecuación de Colebrook White para el cálculo del factor de fricción, se considera como la ecuación teórica más completa, debido a que es aplicable a todos los regímenes de flujo turbulento, desde hidráulicamente liso hasta hidráulicamente rugoso, por lo cual puede incluir materiales modernos en los cuales el tamaño de la rugosidad implica que en la mayoría de los casos se presente flujo hidráulicamente liso. El factor de fricción de Darcy depende del número de Reynolds del flujo y de la rugosidad relativa del ducto, entendida ésta como la relación entre la rugosidad absoluta de la pared interna de la tubería y el diámetro de ésta. En la

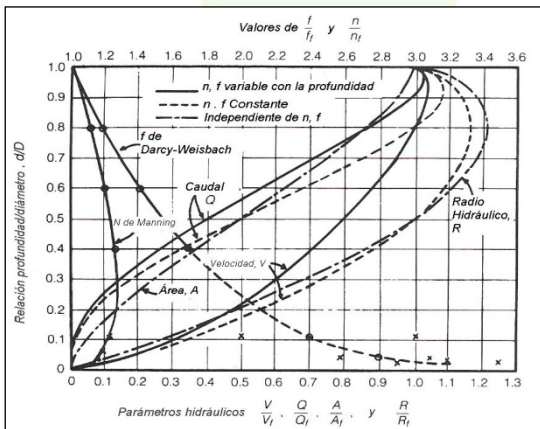


Figura 4-3. Coeficiente de rugosidad correspondiente a profundidades del flujo, diferentes al diámetro total interno de la tubería³

4.2.8 Ecuación para el cálculo del esfuerzo cortante

En tuberías de alcantarillado, se debe garantizar que los sedimentos que ingresen al sistema puedan moverse por acción del flujo hacia aguas abajo de las tuberías. Para esto, se debe garantizar un esfuerzo cortante mínimo, el cual depende del tipo de sistema de alcantarillado objeto del diseño. Con el fin de calcular el esfuerzo cortante bajo la condición de flujo uniforme se debe utilizar la Ecuación 4-11 mostrada a continuación.

Tabla 4-6 se muestran las rugosidades absolutas para diferentes materiales en tuberías y ductos para sistemas de alcantarillado.

Tabla 4-6. Coeficientes de rugosidad absoluta k_s

Material	k_s (mm)
Concreto ⁴	0,3–3,0
Asbesto-Cemento	0,03

³ Fuente: Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems. ASCE, Manual and Reports of Engineering Practice N° 77, 1982.

⁴ Este rango de valores para las tuberías de concreto es función del tipo de proceso de fabricación y el tipo de formaleta, en caso de que se requiera. Por ejemplo, el valor inferior corresponde al caso de formaleta metálica.

Arcilla Vitrificada (Gres)	0,15
Hierro fundido	0,15
Poliéster reforzado con fibra de vidrio (GRP)	0,03
Hierro dúctil con revestimiento en mortero	0.03
Acero	0,046
Polietileno	0.0015
Polivinilo de Cloruro	0,0015
CCP	0,12

El uso de la ecuación de Manning para el diseño de tuberías en sistemas de alcantarillados está limitado al caso del flujo turbulento hidráulicamente rugoso. En este caso, el coeficiente de rugosidad n de Manning que debe utilizarse depende, en general, del tipo de material del ducto. El valor de este coeficiente para tuberías de alcantarillado se encuentra definido en la

Tabla 4-7. Debe tenerse en cuenta que los valores mostrados en esta tabla corresponden a la situación de flujo completamente lleno en la tubería. Para el cálculo del coeficiente n de Manning definitivo, el diseñador deberá afectar el coeficiente dado anteriormente por el factor correspondiente a la relación entre la profundidad del flujo y el diámetro interno de la tubería de acuerdo con lo establecido en el Numeral 4.2.7.2 de esta norma.

Tabla 4-7. Coeficientes n de Manning

Material	n (s/m ^{1/3})
Concreto	0,013
Canales en ladrillo	0,015
Hierro fundido	0,013
Poliéster reforzado con fibra de vidrio (GRP)	0,010
Hierro dúctil con revestimiento de mortero	0,013
Acero	0,012
Polietileno de Alta Densidad	0,010
Arcilla Vitrificada (Gres)	0,012
Polivinilo de Cloruro liso	0.010
Polivinilo de Cloruro espiralado	0.011

4.2.10 Régimen de flujo

El régimen de flujo, en una tubería o ducto de un sistema de alcantarillado, puede ser

crítico, subcrítico o supercrítico de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Fr = 1.0$$

$$Fr < 1.0 \quad \text{Ecuación 4-12}$$

$$Fr > 1.0$$

en donde el número de Froude está descrito mediante las ecuaciones Ecuación 4-13 y Ecuación 4-14 mostradas a continuación:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gD}} \quad \text{Ecuación 4-13}$$

donde:

Fr = Número de Froude (adimensional).

g = Aceleración de la gravedad (m/s²).

D = Profundidad hidráulica (m).

v = Velocidad de flujo (m/s).

$$D = \frac{d}{8} \left(\frac{\theta - \text{sen}\theta}{\text{sen}(\theta/2)} \right) \quad \text{Ecuación 4-14}$$

donde:

θ = Ángulo subtendido entre el centro de la sección transversal y los puntos de contacto entre la superficie libre y la circunferencia de la tubería (rad).

d = Diámetro interno de la tubería (m).

Una de las características del flujo crítico y cuasicrítico (cuando el número de Froude se encuentra entre 0.7 y 1.5 aproximadamente) es su inestabilidad y la variabilidad de la profundidad de flujo alrededor de la profundidad crítica de flujo. Por consiguiente, se recomienda que el diseño bajo flujo uniforme evite aquellas velocidades de flujo que impliquen un número de Froude en este intervalo. Si esto no es posible, el diseño debe analizar y prever todos los efectos que la inestabilidad inherente del flujo cuasicrítico tenga sobre las estructuras de llegada al final del ducto diseñado y las formas apropiadas para resolver dichos problemas. En particular, se debe entender el efecto que se tiene sobre la posible socavación de la cámara de llegada y la generación de ruidos.

Si el régimen de flujo es supercrítico, el diseño debe poner especial cuidado en la posible generación de ondas traslacionales

en las tuberías. La presencia de este tipo de ondas va acompañada de generación de ruidos molestos en las tuberías de alcantarillados, así como posibles problemas de socavación por choques del chorro en la cámara de aguas abajo.

En caso de que se tenga un régimen de flujo supercrítico en las tuberías, el diseño debe analizar y prever los problemas causados por cambios bruscos de pendiente, la posible presencia de resaltos hidráulicos en el interior de las tuberías, y las formas apropiadas para resolver la problemática. En caso de que existan problemas de ruido causados por el flujo, el diseño debe analizar en cada caso particular la forma de controlar el ruido de las tuberías.

4.3 DISEÑO HIDRÁULICO DE REDES DE ALCANTARILLADO

En un sistema de alcantarillado, el diseño tubo a tubo bajo la condición de flujo uniforme no es suficiente. Desde la etapa de diseño, se debe entender el comportamiento hidráulico de la red de alcantarillado como un todo. Para esto, y dependiendo del tamaño del sistema, es necesario hacer un análisis hidráulico de flujo gradualmente variado o de flujo no permanente, lo cual es el tema de este numeral.

4.3.1 Topología de la red de alcantarillado

Con el fin de llevar a cabo la verificación del funcionamiento hidráulico de una red de alcantarillado, una vez que ha sido diseñado cada uno de los tubos bajo régimen de flujo uniforme, se debe tener un modelo completo con toda la información topológica de la red. Esta información debe incluir las secciones transversales de cada uno de los ductos, los diámetros internos reales para aquellos ductos con sección circular, las dimensiones internas reales para aquellos ductos con secciones no circulares, las pendientes y longitudes de cada ducto, los materiales que conforman las paredes internas de cada ducto, las cámaras de inspección, las cámaras de caída, los aliviós en alcantarillados combinados, los puntos de descarga y particularmente las cotas de cada uno de los elementos de la red.

4.3.2 Caudales para el diseño hidráulico

Para cada nodo de entrada a la red de alcantarillado, ya sea en un sistema con descarga de aguas residuales, de aguas lluvias o de ambas, el diseñador debe definir los caudales que van a ser transportados por la red, bajo diferentes escenarios, de acuerdo con las metodologías definidas para cada uno de los tipos de alcantarillado descritos dentro de esta norma. En particular, para el caso de los caudales de aguas residuales, la verificación hidráulica debe llevarse a cabo tanto para los caudales correspondientes al período de diseño como para los caudales correspondientes al momento de puesta en funcionamiento del sistema.

4.3.3 Pérdidas menores en accesorios

El diseñador debe tener en cuenta todas las pérdidas de energía que se presentan debido a los accesorios que formen parte de la red de alcantarillado, en particular las uniones de los tramos con las cámaras de inspección, las cámaras de caída, los aliviós en alcantarillados combinados y cualquier otra estructura que represente altas pérdidas de energía. Las metodologías propuestas para llevar a cabo el cálculo de pérdidas menores son:

- Método Estándar
- Método AASTHO
- Metodología HEC-22

El diseñador debe escoger el método y la forma de cálculo de las pérdidas menores, así como los coeficientes correspondientes, los cuales se encuentran definidos en el Capítulo 8 correspondiente a las estructuras complementarias en sistemas de alcantarillado.

4.3.4 Cálculo de la línea piezométrica y la línea de energía total

Con el fin de verificar que no ocurran sobrecargas en el sistema de alcantarillado para ninguna de las condiciones de caudal establecidas en el cálculo del funcionamiento hidráulico de la red, el diseñador debe calcular la línea piezométrica (línea de gradiente hidráulico) y la línea de energía

total bajo condiciones de flujo gradualmente variado.

4.3.4.1 Flujo gradualmente variado. Condiciones Generales

En caso de que ninguna de las tuberías tenga un diámetro nominal igual o superior a 1300 mm, el cálculo de la línea piezométrica y la línea de energía total debe realizarse para las condiciones de flujo gradualmente variado. Para esto, el diseñador debe tener en cuenta todos los controles de flujo que se encuentren en el sistema de alcantarillado, así como las pérdidas por fricción y las pérdidas menores en cada uno de los ductos.

Para el cálculo del flujo gradualmente variado se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones fundamentales y restricciones:

1. La pendiente del fondo de cada uno de los ductos debe ser menor que el 6%, con el fin de poder utilizar la suposición de distribución hidrostática de presiones a través de la sección de cada tubo.
2. El flujo debe ser permanente.
3. El flujo debe ser de fase única, es decir no puede haber aire atrapado en el flujo.
4. La rugosidad de cada uno de los conductos debe ser constante a lo largo del perímetro mojado de cada uno de ellos.
5. Las pérdidas por fricción se pueden modelar de acuerdo con las ecuaciones de resistencia utilizadas para el caso del flujo uniforme, tal como se estableció en el Numeral 4.2.7 de este capítulo.
6. En todos los casos, para propósitos de cálculo se deben utilizar los diámetros internos reales de las tuberías, así como las dimensiones internas reales de ductos con secciones transversales diferentes a la sección circular.

En caso de que todos los ductos que conforman el sistema de alcantarillado cumplan las anteriores restricciones, se debe utilizar la Ecuación 4-15 para el cálculo de los perfiles de flujo.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2} \quad \text{Ecuación 4-15}$$

donde,
 dy/dx = Derivada de la profundidad de flujo con respecto a la distancia longitudinal del canal (adimensional).
 Fr = Número de Froude (adimensional)
 S_0 = Pendiente del canal (m/m).
 S_f = Pendiente de fricción (m/m).

En caso de que alguno o varios de los ductos que conforman la red de alcantarillado tengan pendientes superiores al 6%, se debe hacer una corrección al término de presiones, debido a que en las tuberías no existe una distribución hidrostática de presiones. En este caso, para el cálculo de los perfiles de flujo gradualmente variado se debe utilizar la Ecuación 4-16.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Sen\theta - S_f}{Cos\theta - Fr_m^{2(1)}} \quad \text{Ecuación 4-16}$$

donde, $\theta = Tan^{-1}(S_0)$
 $Fr_m = Fr$, si el canal es rectangular.
 $S_f = dh_f/dx$. Pendiente hidráulica

En esta última ecuación, θ representa el ángulo de la pendiente del fondo del canal o ducto bajo consideración.

4.3.4.2 Cálculo del Flujo gradualmente variado

Para llevar a cabo el cálculo del flujo gradualmente variado en sistemas de alcantarillado, el diseñador debe seguir los siguientes pasos:

1. Calcular la profundidad del flujo uniforme en cada una de las tuberías para el caudal de diseño, o aquellos caudales para los cuales se debe hacer la verificación del comportamiento hidráulico.
2. Calcular la profundidad crítica para cada una de las tuberías correspondiente al caudal de diseño y aquellos otros caudales para los cuales se debe verificar el
3. comportamiento hidráulico del sistema.

4. Calcular la pendiente crítica para cada uno de los ductos que conforman la red de alcantarillado, estableciendo en cada uno de ellos si la pendiente real es crítica, subcrítica o supercrítica.
5. Para cada uno de los ductos definir el control y la dirección en que éste afecta la hidráulica del sistema.
6. Calcular en forma cualitativa el perfil del flujo gradualmente variado.
7. Utilizando cualquier método de cálculo de flujo gradualmente variado, tales como los mostrados más adelante en este numeral, calcular el perfil real del flujo en cada una de las tuberías.
8. Verificar las singularidades que se encuentren en el sistema, especialmente aquellos casos en los cuales se va a presentar resalto hidráulico dentro de los ductos del sistema y la localización de dicho resalto.

Para llevar a cabo el cálculo del flujo gradualmente variado se pueden utilizar los siguientes métodos:

a. Método del paso directo

Cuando los ductos del sistema estén conformados por tuberías o canales prismáticos, los perfiles de flujo gradualmente variado pueden calcularse utilizando el método del paso directo, mediante el cual la ecuación diferencial de flujo gradualmente variado (Ecuación 4-15 o Ecuación 4-16) se puede aproximar, mediante la siguiente ecuación de diferencias finitas:

$$\Delta x = \frac{\Delta E}{S_0 - \left(\frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} \right)_m} \quad \text{Ecuación 4-17}$$

donde:

Δx = Distancia longitudinal entre dos secciones (m).

ΔE = Cambio de la energía específica (m)

n = Coeficiente de Manning (s/m^{1/3}).

S_0 = Pendiente del canal (m/m).

Q = Caudal (m³/s).

A = Área mojada transversal (m²).

R = Radio hidráulico (m).

b. Método del paso estándar

En caso de que alguno de los ductos que conforman el sistema de alcantarillado no sea prismático, es necesario utilizar el método del paso estándar, de acuerdo con la siguiente ecuación:

Ecuación 4-18:

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + h_f + h_e$$

donde:

z_1 = Elevación del punto 1 sobre el plano de referencia (m).

z_2 = Elevación del punto 2 sobre el plano de referencia (m).

y_1 = Profundidad de agua en el punto 1 (m).

y_2 = Profundidad de agua en el punto 2 (m).

v_1 = Velocidad del flujo en la sección 1 (m/s).

v_2 = Velocidad del flujo en la sección 2 (m/s).

h_f = Pérdidas por fricción (m).

h_e = Pérdidas por remolinos (m).

α = Coeficiente de coriolis (-).

g = Aceleración debido a la gravedad (m/s²)

c. Métodos de integración numérica

La ecuación diferencial que describe los perfiles de flujo gradualmente variados (Ecuación 4-15 o **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) puede solucionarse utilizando cualquier método de integración numérica de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$\int_{x_i}^{x_{i+1}} dx = x_{i+1} - x_i = \int_{y_i}^{y_{i+1}} \left(\frac{1 - Fr^2}{S_o - S_f} \right) dy = \int_{y_i}^{y_{i+1}} g(y) dy \quad \text{Ecuación 4-19}$$

$$L = x_n - x_0 = (y_{i+1} - y_i) \cdot \left[\frac{g(y_0) + g(y_f) + 2 \sum_{i=1}^{n-1} g(y_i)}{2} \right] \quad \text{Ecuación 4-20}$$

donde:

dx = Cambio en la distancia horizontal del canal (m).

dy = Cambio en la profundidad del agua (m).

x_i = Abscisa en la sección i del incremental de área (m).

x_{i+1} = Abscisa en la sección $i+1$ del incremental de área (m).

y_i = Profundidad de flujo en la sección i (m).

y_{i+1} = Profundidad de flujo en la sección $i+1$ (m).

Fr = Número de Froude (adimensional).

S_f = Pendiente de fricción (m/m).

S_o = Pendiente del canal (m/m).

x_0 = Abscisa de la sección inicial de cálculo (m).

x_n = Abscisa de la sección final de cálculo (m).

y_0 = Profundidad de flujo en la sección inicial de cálculo (m).

y_f = Profundidad de flujo en la sección final de cálculo (m).

Los cálculos de los perfiles de flujo gradualmente variado deben llevarse a cabo utilizando cualquier programa de computador que tenga capacidad de análisis de flujo gradualmente variado para regímenes subcrítico, crítico y supercrítico de flujo. El programa de análisis debe permitir casos de aumento de caudal por entrada de aguas al sistema de alcantarillado o pérdidas de caudal las cuales pueden ocurrir específicamente en los aliviós en alcantarillados combinados.

Cualquier programa utilizado para el caso del flujo gradualmente variado debe tener la posibilidad de incluir pérdidas menores, tanto al final de cada uno de los ductos como a lo largo de éstos.

En caso de que el diseñador cuente con un programa de análisis de flujo no permanente en sistemas de alcantarillado, el programa correspondiente podrá utilizarse para el cálculo del flujo gradualmente variado utilizando como condiciones de entrada caudales constantes en lugar de hidrogramas de creciente de aguas lluvias o hidrogramas de entrada de aguas residuales en cada una de las cámaras

4.3.5 Flujo no permanente en sistemas de alcantarillado

En caso de que alguno de los ductos que conforman la red de alcantarillado objeto del diseño, tenga un diámetro nominal igual o superior a 1300 mm, el diseño debe incluir el análisis de flujo no permanente, mediante el uso de un programa basado en la solución de las ecuaciones de Saint Venant. El análisis de flujo no permanente permite un mejor conocimiento del comportamiento hidráulico del sistema en redes de alcantarillado extensas y con diámetros grandes; para estos casos, la aproximación de Flujo Gradualmente Variado puede invalidarse porque no tiene en cuenta los términos de almacenamiento temporal en los tramos en que se divide la red.

Las pérdidas por fricción para flujos no permanentes se pueden modelar de acuerdo con las ecuaciones de resistencia utilizadas para el caso del flujo uniforme, tal como se estableció en el Numeral 4.2.7 de este capítulo.

Con el fin de llevar a cabo en análisis de flujo no permanente, se deben tener en cuenta las siguientes restricciones:

1. Se debe suponer que en el sistema de alcantarillado el flujo es

- unidimensional. Esto quiere decir que las variaciones de velocidad tanto en la dirección vertical como a lo ancho del conducto deben ser pequeñas y que no existan corrientes secundarias importantes. Esto último implica que dentro del tramo no deben existir cambios forzados de dirección del conducto ni existencia de zonas de flujo muertas.
2. Como el flujo es unidimensional, la superficie del flujo debe permanecer horizontal en sentido perpendicular a las líneas de corriente, en decir a lo ancho del conducto.
 3. La pendiente del fondo de cada uno de los ductos debe ser baja (S_0 menor que el 6%) de tal forma que la distribución de presiones sea hidrostática en la sección transversal del ducto. En caso contrario, se debe incluir el término de corrección de distribución de presiones en las ecuaciones de conservación de momentum de Saint Venant, como se muestra a continuación:

$$p = \rho g y \cos^2(\theta) \quad \text{Ecuación 4-21}$$

4. El flujo debe variar gradualmente de tal forma que no existan aceleraciones verticales importantes que afecten la distribución de presiones. Ésta debe seguir siendo hidrostática en el caso de ductos de baja pendiente, o debe incluir el término de corrección de presiones mostrado en la Ecuación 4-21 para casos contrarios.
5. El eje longitudinal del conducto, es decir la dirección principal del flujo, debe ser aproximadamente recto.
6. El flujo debe ser de fase única, es decir, no puede haber introducción importante de aire al sistema.
7. Las longitudes de onda deben ser grandes comparadas con las profundidades de flujo en los ductos. De esta forma se asegura que en todas partes el flujo sea paralelo al fondo, es decir, la aceleración vertical puede ser despreciable y se

puede adoptar la condición de presión hidrostática a lo largo de la vertical. En caso de ductos con altas pendientes, la variación de la presión debe seguir siendo aquella que incluya la corrección por alta pendiente.

8. El programa utilizado para el caso del flujo no permanente debe tener la posibilidad de incluir pérdidas menores, tanto al final de cada uno de los ductos como a lo largo de éstos.
9. En todos los casos, para propósitos de cálculo se deben utilizar los diámetros internos reales de las tuberías, así como las dimensiones internas reales de ductos con secciones transversales diferentes a la sección circular.
10. El programa de análisis de flujo no permanente debe permitir casos de aumento de caudal por entrada de agua al sistema de alcantarillado o pérdidas de caudal las cuales pueden ocurrir específicamente en los alivios en alcantarillados combinados.

Las ecuaciones de Saint Venant que deben tenerse en cuenta para el cálculo del flujo no permanente en sistemas de alcantarillado son las siguientes:

- a. Ecuación de conservación de la masa

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0 \quad \text{Ecuación 4-22}$$

donde,

Q = Caudal de flujo en el conducto (m^3/s).

A = Área mojada transversal del conducto (m^2).

q = Caudal lateral en el conducto (m^2/s).

x = Distancia longitudinal entre dos secciones (m).

t = Tiempo de cálculo (s).

- b. Ecuación de conservación del momentum lineal.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2 / A)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial y}{\partial x} + S_f + S_e \right) - \beta q v_x = 0 \quad \text{Ecuación 4-23}$$

donde,

Q = Caudal de flujo en el conducto (m^3/s).

A = Área mojada transversal del conducto (m^2).

q = Caudal lateral en el conducto (m^2/s).

x = Distancia longitudinal entre dos secciones (m).

t = Tiempo de cálculo (s).

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

y = Profundidad de agua en el conducto (m).

S_f = Pendiente de fricción (m/m).

S_e = Pendiente de pérdidas menores (m/m)
 v_x = Velocidad en la dirección del flujo (m/s).

β = Coeficiente de Boussinesq (no uniformidad en la distribución de velocidad en la sección transversal del conducto).

El análisis de flujo no permanente en la red de alcantarillado se debe hacer para la condición de caudal correspondiente al período de diseño y, en el caso de alcantarillados de aguas residuales, para la condición de caudal correspondiente a la entrada en operación del sistema. En el caso de ampliaciones a la red de alcantarillado operada por EPM que se conecten a sistemas de colectores o interceptores importantes, el diseñador debe llevar a cabo el análisis de flujo no permanente no solamente para la red objeto de diseño, sino con el objetivo de simular la interacción de ésta con el sistema existente.

4.4 CALIDAD DE AGUA EN LA RED DE ALCANTARILLADO

El diseño hidráulico de redes de alcantarillado debe garantizar el cumplimiento del Plan de Saneamiento Manejo de Vertimientos (PSMV), y adicionalmente tener en cuenta, si existe, la caracterización de calidad de las aguas

residuales. De lo contrario, EPM debe realizar esta caracterización.

De acuerdo con lo especificado en el Numeral 2.5.3 de esta norma, en los casos en que no se cuente con un PSMV o que EPM considere necesario hacer una modelación de la red de alcantarillado y de los puntos de descarga, dicha modelación debe incluir la variación espacio temporal de los siguientes parámetros:

1. Demanda bioquímica de oxígeno.
2. Demanda química de oxígeno.
3. Sólidos suspendidos totales.

En caso de que el estudio de calidad de agua ya haya sido realizado previamente por EPM o cualquiera de sus contratistas, no se requerirá hacer un estudio o análisis de la calidad del agua del sistema objeto del diseño.

Si el sistema de alcantarillado objeto del diseño pertenece a un municipio operado por EPM en el cual no exista un PSMV, EPM debe trabajar en la elaboración de este plan, teniendo en cuenta la información disponible sobre calidad y el uso de corrientes tramos o cuerpos, los criterios sobre priorización de proyectos definidos en el RAS vigente, lo dispuesto en el Plan de Ordenamiento Territorial, POT, Plan Básico de Ordenamiento Territorial o esquema de Ordenamiento Territorial; el diseñador debe asegurar que su diseño esté de acuerdo con ese PSMV.

4.5 PROTOCOLOS DE PRUEBA

El diseño de una red de alcantarillado debe incluir un protocolo de pruebas que especifique el tipo de pruebas hidráulicas que se deben hacer al sistema antes de que éste entre en operación. El diseño debe incluir el tipo de operación hidráulica bajo la cual se deben hacer las pruebas así como el tipo de mediciones de caudal, de niveles y de calidad de agua en puntos específicos del sistema. El diseño también debe incluir los

puntos de medición, con su localización y los equipos de medición especiales, estableciendo su rango de medición y su nivel de precisión.

El protocolo de pruebas debe establecer claramente el rango de exactitud que deben arrojar las medidas de campo con respecto a los cálculos hechos en el diseño, con el fin de proceder a la recepción del proyecto. Para sistemas de alcantarillado con al menos una

de sus tuberías con un diámetro nominal superior a 600 mm, el protocolo debe incluir la verificación de perfiles de flujo gradualmente variado. Las pruebas establecidas en el protocolo de pruebas deben ser realizadas por el constructor del proyecto, bajo la supervisión de EPM.

EPM establecerá para qué proyectos y en qué momento se realizan las pruebas especificadas en el protocolo de pruebas.

Capítulo 5 REDES DE ALCANTARILLADO DE AGUAS RESIDUALES

5.1 ALCANCE

Este capítulo tiene como objetivo definir y establecer las condiciones para calcular y determinar los parámetros de diseño de las redes de alcantarillado de aguas residuales que se diseñen y construyan como parte de los sistemas de recolección y transporte de aguas residuales de EPM. Adicionalmente se incluyen aspectos que desde la etapa de diseño pueden afectar la operación, control y seguimiento de los sistemas de alcantarillado de aguas residuales, así como aspectos de la puesta en marcha y aspectos del mantenimiento de estos sistemas.

5.2 PARÁMETROS DE DISEÑO.

Los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para desarrollar el diseño hidráulico y verificar el cumplimiento de los Planes de Saneamiento y Manejo de Vertimientos (PSMV) de los sistemas de recolección y transporte de aguas residuales, incluyendo el diseño tubo a tubo bajo condiciones de flujo uniforme y la comprobación de diseño del sistema de alcantarillado operando como un todo, bajo condiciones de flujo gradualmente variado o de flujo no permanente. El Comité Asesor de las Normas, descrito en el Numeral 2.8 de este documento, tiene la responsabilidad de establecer los mecanismos, procedimientos y metodologías para la revisión, actualización y aceptación de nuevos parámetros de diseño para los sistemas de recolección y transporte de aguas residuales de EPM.

5.2.1 Período de diseño

El período de diseño de las redes de alcantarillado de aguas residuales para EPM es de 30 años, en el caso de los municipios del Valle de Aburrá. En otros casos se debe seguir lo establecido en el Literal D.2.2.3 del RAS 2000 o aquel que lo reemplace. En aquellos casos en los cuales el análisis de costo mínimo sugiera un desarrollo por etapas, éstas deben diseñarse teniendo en

cuenta dicho período de diseño. En todo caso, se debe comparar el período de diseño con el período en el cual se alcance la población de saturación, pues en caso de que se llegue a la población de saturación en un período menor que el de diseño, se debe utilizar el primero como período de diseño.

5.2.2 Clientes y Población

Para llevar a cabo el diseño de una red de alcantarillado de aguas residuales, el diseñador debe calcular los contribuyentes de caudal. Para esto debe conocer ya sea los clientes o la población tanto actual(es) como futura(os), proyectada(os) al período de diseño. En caso de que exista la proyección futura de clientes hecha por EPM o exista la información necesaria para hacerla, el cálculo de los caudales se debe hacer utilizando la dotación por clientes descrita en los posteriores numerales. El cálculo de la proyección futura de clientes se debe hacer de acuerdo con el Numeral 5.2.2.1

En caso de que el diseño de una red particular de alcantarillado de aguas residuales incluya una zona de un municipio en la cual no se tenga la proyección de clientes, el diseño debe incluir la estimación y ajustes de población de acuerdo con los numerales 5.2.2.2 a 5.2.2.6.

5.2.2.1 Proyección de clientes al período de diseño del proyecto

Para llevar a cabo el cálculo del número de clientes que contribuirán aguas residuales al final del período de diseño de la red de alcantarillado, el diseñador debe tener en cuenta:

- Plan de Ordenamiento Territorial.
- Comportamiento Histórico de los Suscriptores de la zona en estudio o entorno según información suministrada por EPM o de otros Sistemas Privados o Comunales cercanos.
- Plan de Desarrollo Municipal.
- Proyectos de Oferta y Demanda actividad edificadora - Camacol (Viviendas, Comercio).
- Crecimiento Suscriptores de Energía, EPM (u otro Ente prestador).

- Meta de crecimiento de Suscriptores del Sistema Aguas, EPM vs Presupuesto (corto y mediano plazo).

Para llevar a cabo el cálculo futuro, el diseñador puede utilizar algunos de los siguientes métodos, con la previa aprobación de EPM:

- Métodos Matemáticos: aritméticos, geométricos, etc.
- Métodos Heurísticos de Ensayo y Error.
- Método de aproximaciones sucesivas.

5.2.2.2 Censos de Medellín y municipios atendidos por EPM

En caso de que en la zona objeto del diseño de la red de alcantarillado de aguas residuales no se cuente con los datos de densidad de saturación, de acuerdo con el Plan de Ordenamiento Territorial para Medellín y los municipios atendidos por EPM, se deben recolectar los datos demográficos de la zona, en especial aquellos contenidos en los censos de población del DANE y los censos disponibles de suscriptores de acueducto y otros servicios públicos de EPM. Con base en los datos anteriores deben obtenerse los parámetros que determinen el crecimiento de la población.

5.2.2.3 Censos de Vivienda

Con respecto a los censos de vivienda, se deben utilizar los datos del DANE, acompañados de todos los datos registrados para las poblaciones o áreas correspondientes a la zona objeto del diseño del alcantarillado de aguas residuales, indicando la fuente o el autor. Con base en estos datos debe obtenerse la tasa de crecimiento de viviendas.

5.2.2.4 Densidades actuales y futuras

Con el fin de obtener las densidades futuras de población se debe tener en cuenta la población de saturación establecida por el Plan de Ordenamiento Territorial para los municipios atendidos por EPM.

Siempre debe tenerse en cuenta la distribución espacial de la población, identificando los diferentes usos de la tierra, los tipos de suscriptores y la distribución

espacial de la demanda de agua potable. Las densidades de población y su distribución espacial deben estar acorde con las normas urbanísticas de los municipios atendidos por EPM, con los planes de desarrollo, los planes de ordenamiento territorial y los demás programas formulados por los gobiernos municipales que determinen la distribución espacial de la población y los usos de tierra atendiendo los programas desarrollados según la Ley 388 de 1997.

5.2.2.5 Métodos de cálculo

En caso de que no exista información sobre la población proyectada, el método de cálculo para la proyección de la población debe ser el geométrico, el logístico o el de Wappaus, detallado por zonas y por densidades. Estos métodos de cálculo se encuentran explicados en la guía RAS 001 “Definición del nivel de complejidad y evaluación de la población, la dotación y la demanda de agua” del Reglamento Técnico del Sector Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2012. Los datos de población deben ajustarse con la población flotante, la población migratoria y en otros casos especiales que se encuentren en las diferentes zonas del municipio. En caso de falta de datos, se recomienda la revisión de la proyección de la población teniendo en cuenta los datos disponibles en municipios cercanos que tengan un comportamiento similar al de la población objeto del diseño de la red de alcantarillado de aguas residuales.

5.2.2.6 Ajuste por población flotante y población migratoria

El cálculo de la población objeto del diseño de la red de alcantarillado de aguas residuales debe considerar todas las actividades turísticas, laborales, industriales y/o comerciales que representen poblaciones flotantes o poblaciones migratorias. Debe ajustarse la proyección, de acuerdo con las metodologías del DNP y del DANE, de la población para tener en cuenta esta población flotante de acuerdo con los estudios socioeconómicos disponibles para los municipios atendidos por EPM.

En caso de que para la zona objeto del diseño del sistema de alcantarillado de aguas residuales existan posibilidades de

migración, éstas deben tenerse en cuenta en los cálculos de proyección de la población. Para estos cálculos deben utilizarse las metodologías establecidas por el Departamento Nacional de Planeación o por la Oficina de Planeación del municipio.

5.2.3 Contribuciones de aguas residuales

El caudal de aguas residuales aportadas a una red de alcantarillado está conformado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales. Adicionalmente se deben tener en cuenta los caudales por infiltración y por conexiones erradas. El cálculo del caudal debe basarse en lo posible, en la información histórica de consumos de agua potable que exista en EPM, en mediciones periódicas y en evaluaciones regulares. Para el cálculo de cada uno de estos caudales componentes deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones.

5.2.3.1 Caudal de aguas residuales domésticas (Q_D)

Para llevar a cabo el cálculo del caudal de diseño de aguas residuales domésticas, el diseñador debe utilizar una de las tres siguientes formas de cálculo, de acuerdo con el tipo de proyección de población que se haya utilizado: demanda de agua potable, clientes o población.

En caso de que para el diseño se haya hecho una proyección de demanda de agua potable, se debe utilizar la Ecuación 5-1 mostrada a continuación, utilizando la información de EPM:

Ecuación 5-1

$$Q_D = C_R \times D_{NETA_P} \times (1 + IANC) \times A$$

donde,

Q_D = Caudal de aguas residuales domésticas (L/s).

C_R = Coeficiente de retorno (adimensional)

$IANC$ = Índice de agua no contabilizada de acuerdo con el circuito de acueducto (decimales)

A = Área tributaria bruta (ha)

D_{NETA_P} = Demanda de agua potable proyectada (L/s · ha) (Sin el índice de agua no contabilizada, ANC)

Si el diseño se hace con base en una proyección de clientes, se debe utilizar la Ecuación 5-2 mostrada a continuación:

$$Q_D = \frac{C_R \times P_c \times D_{NETA}}{30} \quad \text{Ecuación 5-2}$$

donde,

Q_D = Caudal de aguas residuales domésticas (m^3 /día).

C_R = Coeficiente de retorno (adimensional)

P_c = Número de clientes proyectados al período de diseño (cliente)

D_{NETA} = Demanda neta (m^3 /cliente/mes)

La demanda neta de agua potable se debe consultar en EPM.

En caso de que para propósitos de diseño de la red de alcantarillado se haya proyectado la población, el caudal de diseño se debe calcular de acuerdo con la Ecuación 5-3 mostrada a continuación:

$$Q_D = \frac{C_R \times P \times D_{NETA}}{86400} \quad \text{Ecuación 5-3}$$

donde,

Q_D = Caudal de aguas residuales domésticas (m^3 /s).

C_R = Coeficiente de retorno (adimensional)

P = Número de habitantes proyectados al período de diseño (hab)

D_{NETA} = Demanda neta (m^3 /hab/día)

La demanda neta de agua potable se debe consultar en EPM.

La población corresponde al número de habitantes proyectados al final del período de diseño.

El coeficiente de retorno es la fracción del agua potable de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua residual al sistema de recolección y transporte de aguas residuales. Su cálculo debe basarse en análisis de la información existente en EPM, en los municipios atendidos por éstas y/o en mediciones de

campo. Cuando no exista esta información, se debe utilizar un coeficiente de retorno de 0.85.

5.2.3.2 Caudal de aguas residuales industriales (Q_i)

El caudal de agua industrial vertida a una red de alcantarillado de aguas residuales es función del tipo y tamaño de la industria, del tipo de proceso industrial utilizado, de los aportes de aguas residuales, los cuales varían con el grado de recirculación de agua y los procesos de tratamiento utilizados por industrias particulares. Consecuentemente, el caudal de agua residual industrial debe determinarse en cada caso particular, con base en información de censos, encuestas sobre tipos de industria y procesos industriales y teniendo en cuenta estimativos de ampliaciones y consumos futuros. Para el caso de EPM, el diseñador debe desarrollar análisis específicos de los aportes industriales de aguas residuales, en particular en aquellas zonas netamente industriales o en zonas residenciales y comerciales en las que se localicen industrias medianas y grandes, teniendo en cuenta la base de datos de clientes de EPM.

En el caso de que existan industrias pequeñas localizadas en zonas residenciales o comerciales de los municipios operados por EPM se debe utilizar una contribución de caudal industrial de 1.5 L/s · ha ind.

Desde la etapa del diseño debe tenerse en cuenta la naturaleza de los residuos particulares de una industria y su aceptación a la red de alcantarillado de aguas residuales debe estar condicionada por la legislación de EPM con respecto a vertimientos industriales. Adicionalmente, el diseño debe poner especial énfasis en la velocidad mínima de flujo teniendo en cuenta el tipo de aguas residuales con el fin de evitar obstrucciones en las tuberías.

El caudal de aguas residuales industriales debe calcularse para las condiciones iniciales de operación, Q_{ii} , es decir para el momento de entrada en funcionamiento de la red de alcantarillado de aguas residuales y para las condiciones finales, Q_{if} , es decir las condiciones de caudal industrial al final de período del diseño, de acuerdo con los planes de desarrollo industrial previstos

dentro del Plan de Ordenamiento Territorial del municipio.

En el caso de industrias existentes, catalogadas como grandes clientes por EPM, los caudales mencionados en el párrafo anterior corresponden a los caudales máximos de descarga de los procesos industriales. Esta información debe ser establecida por el diseñador con cada una de las industrias particulares y con EPM.

5.2.3.3 Caudal de aguas residuales comerciales (Q_c)

En caso de que en la zona objeto del diseño de la red de alcantarillado de aguas residuales existan zonas netamente comerciales, el caudal de aguas residuales comerciales debe estar justificado a través de un estudio detallado, ya sea de los consumos actuales de los clientes comerciales o con base en los consumos diarios por persona, número de personas en estas áreas y en coeficientes de retorno mayores que los de consumo doméstico, para aquellos casos en que no exista información comercial de consumos históricos. Por consiguiente, el diseñador debe incluir dichos estudios y coeficientes, los cuales deben ser aceptados por EPM.

En caso de que existan zonas mixtas, comerciales y residenciales, los caudales medios deben calcularse teniendo en cuenta la concentración comercial relativa a la concentración residencial, utilizando una contribución de caudal comercial correspondiente a 0.5 L/s · ha.

El diseñador debe calcular el caudal comercial para las condiciones iniciales, Q_{Ci} , es decir para el momento de entrada en operación de la red de alcantarillado de aguas residuales, y para las condiciones finales, Q_{Cf} , es decir para el final del período de diseño de la red, teniendo en cuenta los planes de desarrollo comercial previstos en el Plan de Ordenamiento Territorial de cada uno de los municipios operados por EPM.

5.2.3.4 Caudal de aguas residuales de uso oficial y uso especial (Q_{of})

El uso oficial de agua potable es aquel destinado a entidades de carácter oficial y establecimientos públicos que no desarrollen

actividades de tipo comercial o industrial. Incluye planteles educativos a todo nivel, hospitales, clínicas, centros de salud, ancianatos y orfanatos de carácter oficial. El uso especial de agua potable es aquel destinado a entidades sin ánimo de lucro que reciban donación de entidades oficiales de cualquier orden o que estas últimas hayan participado en su constitución, por ejemplo, las instituciones de beneficencia, culturales y de servicios sociales.

El consumo de agua potable de las diferentes instituciones oficiales y especiales es función del tipo y tamaño de las mismas. Consecuentemente, los caudales de aguas residuales de uso oficial y uso especial deben determinarse para cada caso particular, teniendo en cuenta la información histórica de consumos de agua potable registrada en EPM. Sin embargo, para pequeñas instituciones de uso oficial o uso especial, ubicadas en zonas residenciales, los caudales de aguas residuales deben calcularse teniendo en cuenta un valor de 0.5 L/s · ha of.

El diseñador debe calcular los caudales de aguas residuales oficiales y especiales para las condiciones iniciales, Q_{OFI} , es decir para el momento de entrada en operación de la red de alcantarillado de aguas residuales, y para las condiciones finales, Q_{OFI} , es decir para el final del período de diseño, teniendo en cuenta los planes de desarrollo de este tipo de instituciones previstos en el Plan de Ordenamiento Territorial de los municipios atendidos por EPM.

5.2.3.5 Caudal de aguas residuales por conexiones erradas (Q_{CE})

Para el diseño de las redes de alcantarillado de aguas residuales, debe tenerse en cuenta el aporte de aguas lluvias al sistema de alcantarillado de aguas residuales, provenientes de conexiones erradas de bajantes de tejados y patios. Estos caudales 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 transporte de aguas lluvias en los municipios atendidos por EPM.

En todos los casos debe utilizarse un valor de 0.2 L/s · ha como el aporte máximo por

conexiones erradas de aguas lluvias al sistema de alcantarillado de aguas residuales, con un sistema de alcantarillado de aguas lluvias. Sin embargo, el diseñador puede utilizar otros métodos de cálculo de los caudales por conexiones erradas, como porcentajes del caudal medio diario de aguas residuales (Q_{MD}), con la aprobación previa de EPM.

En caso de que el área objeto del diseño de la red de alcantarillado de aguas residuales se localice en un municipio que no disponga de un sistema de recolección y transporte de aguas lluvias, el diseñador debe considerar como aporte máximo de drenaje de aguas lluvias domiciliario, a la red de alcantarillado de aguas residuales, un valor de 2 L/s · ha. De todas formas el diseñador debe especificar que este alcantarillado no es un alcantarillado combinado.

El caudal de aguas residuales por conexiones erradas debe calcularse para las condiciones iniciales, es decir para el momento de entrada en operación de la red de alcantarillado de aguas residuales, y para las condiciones finales, correspondientes al final del período de diseño, teniendo en cuenta todo lo establecido en los planes de ordenamiento territorial del municipio.

5.2.3.6 Caudales por infiltración (Q_{INF})

La infiltración de aguas superficiales a las redes de alcantarillado de aguas residuales es inevitable, debido a la existencia de fisuras en las tuberías, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de las tuberías con las cámaras de inspección, de caída y demás estructuras, y cuando el sistema no es completamente impermeable. Para calcular el caudal de infiltración, en lo posible, deben hacerse aforos en el sistema, en horas de consumo de agua potable 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 la cota clave de cada tubería, las dimensiones, estado y tipo de tuberías, el número, tipo y calidad constructiva de las uniones y juntas, el número de cámaras de inspección y demás estructuras, teniendo en cuenta su calidad constructiva.

En caso de que existan medidas de infiltración en la zona del municipio objeto del diseño de la red de alcantarillado de aguas residuales, calculadas por parte de EPM, el diseñador debe hacer uso de esta información. En ausencia de mediciones directas o ante la imposibilidad de determinar el caudal por infiltración, se utilizará un rango entre 0.1 a 0.3 l/s.ha de acuerdo con las características topográficas, de suelos, los niveles freáticos y la precipitación de la zona del proyecto.

5.2.4 Caudal medio diario de aguas residuales

El caudal medio diario de aguas residuales (Q_{MD}) para una tubería con un área tributaria de drenaje dada, corresponde a la suma de los caudales de aguas residuales domésticas, industriales, comerciales, oficiales y especiales, de acuerdo con la Ecuación 5-4.

$$Q_{MD} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{OF} \quad \text{Ecuación 5-4}$$

donde,

Q_{MD} = Caudal medio diario (m^3/s).

Q_D = Caudal de aguas residuales doméstico (m^3/s).

Q_I = Caudal de aguas residuales industriales (m^3/s).

Q_C = Caudal de aguas residuales comerciales (m^3/s).

Q_{OF} = Caudal de aguas residuales oficiales (m^3/s).

En la anterior ecuación, el caudal de aguas residuales industriales debe incluir los caudales máximos de industrias clasificadas como grandes clientes de acuerdo con lo establecido en el numeral.

El diseñador debe calcular el caudal medio diario de aguas residuales para las condiciones iniciales (Q_{MDi}), es decir para el momento de entrada en operación de la red de alcantarillado de aguas residuales, y para las condiciones finales, correspondientes al final del período de diseño (Q_{MDf}). En aquellos casos en los cuales los caudales de aguas residuales industriales, comerciales, oficiales o especiales sean marginales con respecto a los caudales de aguas residuales domésticas, aquellos pueden calcularse

como un porcentaje del caudal de aguas residuales domésticas.

Para el cálculo de los caudales industrial, comercial y oficial finales se debe utilizar la información de clientes de este tipo que exista en EPM, con el fin de proyectarlos al final del período de diseño. En caso contrario, el diseño debe utilizar un factor para afectar los caudales actuales, el cual debe ser establecido por EPM.

5.2.5 Caudal máximo horario final (Q_{MHf})

El caudal máximo horario final de aguas residuales (Q_{MHf}), es la base para establecer el caudal de diseño de cada una de las tuberías que conforman una red de alcantarillado de aguas residuales. El caudal máximo horario final del día de máximo consumo se calcula a partir del caudal final medio diario, utilizando un factor de mayoración, F , de acuerdo con la Ecuación 5-5.

$$Q_{MHf} = F \cdot Q_{Df} + Q_{if} + Q_{Cf} + Q_{OFf} \quad \text{Ecuación 5-5}$$

donde,

Q_{MHf} = Caudal máximo horario final (m^3/s).

F = Factor de mayoración (adimensional).

Q_{Df} = Caudal de aguas residuales doméstico final (m^3/s).

Q_{if} = Caudal de aguas residuales industriales final (m^3/s).

Q_{Cf} = Caudal de aguas residuales comerciales final (m^3/s).

Q_{OFf} = Caudal de aguas residuales oficiales final (m^3/s).

En el caso de que los caudales industriales, comerciales u oficiales se hayan obtenido a partir de los valores sugeridos por contribución en las zonas mixtas, el factor de mayoración se debe aplicar a los caudales antes mencionados.

5.2.6 Factor de mayoración (F)

El factor de mayoración que se utiliza para calcular el caudal máximo horario con base en el caudal medio diario final, tiene en cuenta las variaciones normales en el consumo de agua potable por parte de la población a lo largo del día y para los

diferentes días de la semana. En general, el factor de mayoración disminuye a medida que el número de habitantes considerado aumenta, pues el uso de agua potable se vuelve más uniforme y adicionalmente la red de tuberías puede contribuir cada vez más a amortiguar los picos de caudal. La variación del factor de mayoración puede establecerse utilizando datos de campo de los municipios atendidos por EPM. En caso de que estos datos de campo no existan, el diseñador debe estimarlo con base en relaciones aproximadas como la de Harmon, la cual es válida para poblaciones menores que un millón de habitantes, y la de Flores, en la cual se puede calcular el factor de mayoración como función directa del número de habitantes, sin restricción.

$$F = 1 + \frac{14}{(4 + P^{0.5})} \text{ Harmon} \quad \text{Ecuación 5-6}$$

$$F = \frac{3,5}{P^{0,1}} \text{ Flores} \quad \text{Ecuación 5-7}$$

Igualmente, el factor de mayoración puede calcularse en términos del caudal medio diario utilizando las ecuaciones de los Ángeles o de Tchobanoglous mostradas a continuación:

$$F = \frac{3.53}{Q_{MDi}^{0.0914}} \text{ Los Ángeles} \quad \text{Ecuación 5-8}$$

$$F = \frac{3.70}{Q_{MDi}^{0.0733}} \text{ Tchobanoglous} \quad \text{Ecuación 5-9}$$

En las Ecuaciones Ecuación 5-5 Ecuación 5-9 se tiene que:

F = Factor de Mayoración (adimensional).

P = Población servida en miles de habitantes (hab/1000).

Q_{MDi} = Caudal medio diario inicial l/s.

La Ecuación de Los Ángeles es válida para un rango de caudales entre 2.8 y 28.300 L/s mientras que la de Tchobanoglous es válida para el rango de 4 a 5.000 L/s. El diseñador debe utilizar esta última ecuación si en la zona objeto del diseño de la red de

alcantarillado sanitario tiene caudales de aguas residuales comerciales, industriales, oficiales o especiales que no representen sumados más del 25% del caudal total de aguas residuales.

Para el caso de los municipios atendidos por EPM, el factor de mayoración nunca podrá ser inferior a 1.4. Adicionalmente, el factor de mayoración debe calcularse tramo a tramo de acuerdo con el incremento progresivo de población y caudal en el área aferente de aguas arriba para cada uno de los tubos.

5.2.7 Caudal de diseño

El caudal de diseño para cada una de las tuberías que conforman la red de alcantarillado de aguas residuales corresponde a la suma del caudal máximo horario final del día de mayor consumo de agua potable, Q_{MHf} , más los aportes de caudal de infiltración y caudal de aguas lluvias por conexiones erradas, de acuerdo con la Ecuación 5-10.

$$Q_{DT} = Q_{MHf} + Q_{INF} + Q_{CEf} \quad \text{Ecuación 5-10}$$

donde,

Q_{DT} = Caudal de diseño para cada tubería (m^3/s).

Q_{MHf} = Caudal máximo horario final (m^3/s).

Q_{INF} = Caudal por infiltraciones (m^3/s).

Q_{CEf} = Caudal por conexiones erradas final (m^3/s).

Este caudal corresponde a las contribuciones de aguas residuales acumuladas que llegan al tramo hasta su cámara de conexión y/o inspección aguas abajo. Es importante hacer énfasis en que los caudales mostrados en la Ecuación 5-10 corresponden a los valores de caudales finales previstos. Cuando el caudal de diseño calculado en uno de los tramos sea inferior a 1.5 L/s, debe adoptarse este valor como el caudal de diseño.

Además de los valores de caudales al final del período de diseño, el diseñador debe calcular los valores iniciales de caudal de operación, los cuales corresponden al momento de entrada en servicio de la red de alcantarillado de aguas residuales, de cada una de las tuberías, con el fin de verificar el comportamiento hidráulico del sistema, tal

como se estableció en el Capítulo 4 de esta norma.

5.2.8 Diámetro interno mínimo

En las redes de alcantarillados para la recolección y transporte de aguas residuales, la sección circular es la más usual para los conductos. Para el caso de las redes de alcantarillado de aguas residuales de EPM, el diámetro interno mínimo permitido es de 180 ó 170 mm.

5.2.9 Velocidad mínima

Con el fin de mantener limpias las tuberías y lavar los sólidos depositados durante períodos de bajo caudal, se debe establecer una velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida para una tubería de alcantarillado de aguas residuales de EPM es 0.45 m/s, para las condiciones encontradas al final del período de diseño.

Sin embargo, para las condiciones iniciales de operación de cada una de las tuberías, el diseño debe verificar el comportamiento autolimpiante del flujo, para lo cual se debe utilizar el criterio de esfuerzo cortante en la pared. Para establecer el criterio de auto limpieza, el diseño debe utilizar un valor de esfuerzo cortante en la pared de la tubería mayor o igual que 1.5 N/m² para el caudal inicial máximo horario, el cual se calcula de acuerdo con la Ecuación 5-11 mostrada a continuación.

$$Q_{MHi} = \frac{FQ_{Di}}{k_1} + Q_{Ii} + Q_{Ci} + Q_{Ofi} \quad \text{Ecuación 5-11}$$

Nota: El factor de mayoración, F, de la ecuación 5-11, corresponde a las condiciones iniciales de operación

donde,

Q_{MHi} = Caudal máximo horario inicial (m³/s).

F = Factor de mayoración (adimensional).

Q_{Di} = Caudal de aguas residuales domésticas inicial (m³/s).

k_1 = Coeficiente de caudal máximo diario (adimensional)

Q_{Ii} = Caudal industrial inicial (m³/s).

Q_{Ci} = Caudal comercial inicial (m³/s).

Q_{Ofi} = Caudal oficial inicial (m³/s).

El Coeficiente de Caudal Máximo Diario, k_1 , se debe obtener de la relación entre el mayor caudal de consumo diario y el caudal de consumo medio diario, utilizando los datos registrados por EPM en un período de mínimo un año. Este coeficiente será suministrado al diseñador por parte de EPM; en caso de que no existan datos suficientes para el cálculo del coeficiente, éste debe usar un valor de 1.2.

El esfuerzo cortante en la pared de la tubería se calcula con el caudal obtenido en la Ecuación 5-11 y de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\tau = \gamma \cdot R \cdot S \quad \text{Ecuación 5-12}$$

donde,

τ = Esfuerzo cortante en la pared (N/m²).

γ = Peso específico del agua residual (N/m³).

R = Radio hidráulico (m).

S = Pendiente (m/m).

En aquellos casos en que la topografía del terreno no permita alcanzar la velocidad mínima antes establecida, el diseño debe asegurar que en éstas se tenga un esfuerzo cortante mayor que 1.5 N/m².

En aquellas zonas de los municipios atendidos por EPM que se caractericen por producir aguas residuales típicamente de origen industrial, los vertimientos deben ceñirse a la legislación y normatividad vigentes sobre este tipo de vertimientos. En estos casos la velocidad mínima real es función de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO). Los valores que deben adoptarse para el caso de las redes de alcantarillado de aguas residuales para EPM, se muestran en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1. Velocidad mínima de aguas residuales industriales

DBO efectiva (mg/l)	Velocidad mínima real (m/s)
Hasta 225	0,50
De 226 a 350	0,50
De 351 a 500	0,75
De 501 a 690	0,90
De 691 a 900	1,00

En la Tabla 5-1, la DBO efectiva se debe calcular mediante la Ecuación 5-13 mostrada a continuación:

$$DBO_{efectiva} = 1,25(DBO_5)(1,07)^{T-20} \quad \text{Ecuación 5-13}$$

donde,

DBO_5 = Demanda bioquímica de oxígeno a los 5 días del agua residual a 20°C (mg/L)

T = Temperatura del agua (°C)

En todos los casos el diseño también debe asegurar que existan condiciones de auto limpieza para esfuerzos cortantes mínimos de 2.0 N/m², para aguas residuales industriales.

5.2.10 Velocidad máxima en las tuberías

El diseño de redes de alcantarillado de aguas residuales para EPM, debe establecer un valor máximo de velocidad permisible. Los valores de velocidad máxima permisible deben quedar plenamente justificados en el diseño en términos de las características de los materiales, de las características abrasivas de las aguas residuales y de la turbulencia del flujo.

Los valores de la velocidad máxima deben quedar justificados, desde la etapa de diseño, teniendo en cuenta los manuales técnicos de los fabricantes de las tuberías, y deben ser aprobados por EPM. La velocidad media máxima será de 5 m/s para tuberías de concreto, GRP y acero, y de 10 m/s para tuberías plásticas de polietileno y pvc. Si el diseñador decide adoptar un valor mayor, debe justificarlo técnicamente y debe contar con la aprobación de EPM.

En todo caso, cuando la velocidad en una tubería sea superior a 4 m/s se debe hacer un análisis hidráulico y de desgaste por

erosión detallado del tramo, en particular de las estructuras de disipación de energía y las cámaras de conexión, inspección o de caída que existan en los extremos de éste, como se indica en el Capítulo 4 de esta norma. Adicionalmente, se deben tener en cuenta las consideraciones estipuladas en el Capítulo 8 de esta norma.

5.2.11 Pendiente mínima de las tuberías

El valor de la pendiente mínima de cada tubería debe corresponder con aquel que permita tener condiciones de autolimpieza y de control de gases adecuadas, de acuerdo con lo establecido en el Numeral 5.2.9 de este capítulo.

5.2.12 Pendiente máxima de las tuberías

El valor de la pendiente máxima admisible, establecida en el diseño, debe ser aquel para el cual se obtenga la velocidad máxima real establecida de acuerdo con el Numeral 5.2.10 de esta norma.

5.2.13 Anclajes en tuberías de alcantarillado

Cuando la pendiente de la tubería sea superior al 15%, para tuberías de superficie exterior lisa, o al 25% para tuberías de superficie exterior rugosa, el diseñador debe incluir el diseño de los anclajes necesarios para garantizar la estabilidad de la tubería, frente al fenómeno de fuerzas de arrastre generadas por el flujo. El tipo y número de anclajes depende del material de la tubería, de la velocidad y profundidad de flujo, del diámetro de ésta, del número de uniones por unidad de longitud y del tipo de suelo. El diseñador también debe tener en cuenta lo establecido por los manuales técnicos de los fabricantes de las tuberías.

5.2.14 Profundidad máxima

El diseño debe establecer la profundidad máxima del flujo en cada una de las tuberías, con el fin de permitir una adecuada aireación de las aguas residuales. El valor máximo permisible para la profundidad contemplada en el diseño, debe ser del 85% del diámetro real interno de cada una de las tuberías.

Todos los cálculos y verificaciones de relaciones hidráulicas se deben hacer con el diámetro real interno de la tubería.

En el caso de que las tuberías tengan conexiones domiciliarias conectadas directamente al cuerpo de éstas, la profundidad máxima debe establecerse, desde la etapa de diseño, de tal forma que el flujo no interactúe con la entrada de agua de dichas conexiones domiciliarias, teniendo en cuenta lo establecido en la

Tabla 5-2.

Tabla 5-2. Valores de la relación máxima entre la profundidad y el diámetro de la tubería

Diámetro interno real (mm)	Relación máxima entre la profundidad y el diámetro de la tubería (%)
Menor que 500	70
Entre 500 – 1000	80
Mayor que 1000	85

Para redes nuevas en concreto y con diámetro interno mayores a 1000 mm, se recomienda en lo posible no conectar domiciliarias a las tuberías. Para la conexión de estas, se debe construir una red paralela de menor diámetro conectada a la cámara más próxima de la red principal.

5.2.15 Profundidad mínima a la cota clave de las tuberías

Las tuberías de las redes de alcantarillado de aguas residuales para EPM, deben localizarse a una profundidad adecuada con el fin de permitir el drenaje de las aguas residuales domiciliarias de edificaciones sin sótano, estableciendo para dichas conexiones domiciliarias una pendiente mínima del 2%. El diseño debe asegurar que el cubrimiento mínimo de cada tubería sea aquel necesario para evitar la ruptura de éstas, por causa de las cargas vivas que puedan ejercerse a lo largo de la vida útil del proyecto. El valor mínimo permisible, en todos los casos, es de 1.2 m.

Para aquellos casos especiales en los cuales existan problemas de drenaje, el valor mínimo permisible puede reducirse, desde la etapa de diseño, estableciendo las

previsiones estructurales y geotécnicas que garanticen una efectiva protección de las tuberías. En todos los casos, el diseño debe asegurar que las tuberías para la conducción de aguas residuales se localicen por debajo de las tuberías que conforman la red de abastecimiento de agua potable.

El diseño de la cimentación y el relleno de cada una de las tuberías debe estar de acuerdo con lo estipulado en el Título G del Reglamento Técnico del Sector Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS, en su versión vigente.

Con respecto a la cimentación de las tuberías de la redes de alcantarillado, se debe seguir lo establecido en el ANEXO 5. DISEÑO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIONES DE TUBERÍAS del presente capítulo.

5.2.16 Profundidad máxima a la cota clave

El diseñador debe establecer la profundidad máxima a la cota clave de las tuberías teniendo en cuenta el tipo de suelo, los equipos y métodos de excavación y los métodos de entibado disponibles. Una vez establecida la cota clave, teniendo en cuenta las condiciones particulares de diseño, se debe tener en cuenta el comportamiento mecánico de las tuberías y de los materiales con los cuales están fabricadas. El diseño debe garantizar los requerimientos geotécnicos de las cimentaciones y los requerimientos estructurales de los materiales de la tubería durante y después de la construcción, para lo cual se debe tener en cuenta lo establecido en el ANEXO 5. DISEÑO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIONES DE TUBERÍAS del presente capítulo y los Capítulos G.2 y G.3 del Título G del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS, en su versión vigente.

5.2.17 Materiales susceptibles a corrosión por sulfuros

En caso de que el diseño contemple el uso de materiales para tuberías, tales como concreto, se debe considerar que éstos pueden sufrir corrosión inducida por la acción de los microorganismos, a través de procesos bioquímicos de reducción de materia orgánica en la parte superior interna

de las tuberías. Por consiguiente, para aquellos materiales que entren en contacto con el agua residual transportada, que sean susceptibles a la corrosión, el diseño debe tener en cuenta las siguientes consideraciones establecidas en relación con la formación de sulfuros. Las bacterias contenidas en las aguas residuales reducen los sulfatos contenidos en éstas en forma anaeróbica, a ácido sulfhídrico (H_2S), el cual puede salir del agua y elevar su presión parcial de vapor en el aire contenido por encima de la superficie libre del flujo. Una porción del ácido sulfhídrico puede entrar en solución con gotas de agua condensada en la parte superior de las tuberías. En este caso, el H_2S es oxidado por bacterias aeróbicas para producir ácido sulfúrico, el cual tiene el poder de corroer estos materiales. La posibilidad de generación de H_2S se establece de acuerdo con el factor de Pomeroy mostrado a continuación:

Ecuación 5-14

$$Z = 3(DBO_5)(1,07)^{T-20} S^{-0,5} Q^{-1/3} (P/b)$$

donde,

- Z = Factor de Pomeroy (adimensional).
 S = Pendiente (m/m).
 DBO_5 = Demanda bioquímica de oxígeno a los 5 días del agua residual a 20°C (mg/L)
 T = Temperatura del agua (°C)
 Q = Caudal de agua residual (L/s).
 P = Perímetro mojado (m).
 b = Ancho superficial (m)

Si este factor es menor que 5000, la generación de H_2S es poco probable; si Z está entre 5000 y 10000, la generación de H_2S es posible; si Z es mayor que 10000, dicha generación es muy probable. Por consiguiente, el diseño debe asegurar el control de la formación de sulfuros mediante la selección de un material apropiado no susceptible a estos fenómenos de corrosión, o mediante el aumento de la velocidad de flujo a través de la escogencia de una pendiente mayor para las tuberías, o la disminución de la relación P/b . La disminución de esta última relación en conductos circulares equivale a disminuir la profundidad de flujo uniforme para el diseño.

5.2.18 Generación de alternativas

Siempre que se diseña una red de tuberías, existe una gran cantidad de combinaciones de diámetro y pendiente, para cada tubo, y material para todos los tubos que la conforman, que cumplen con las condiciones hidráulicas, principalmente de caudal transportado. Por consiguiente, el diseño de la red de alcantarillado de aguas residuales debe buscar la alternativa óptima económica de combinación de estos parámetros que cumplan con todas las restricciones hidráulicas.

El diseño debe hacerse para todos los materiales establecidos en el Numeral 4.2.6 de la presente norma, que cumplan con las especificaciones técnicas del proyecto, y el cálculo del diámetro de cada alternativa debe seguir lo establecido en el Numeral 4.2.

Las alternativas deben basarse en criterios hidráulicos y deben ser evaluadas dentro de un proceso de optimización financiera que permita escoger aquella de menor costo, la cual debe ser objeto del diseño definitivo.

Para el cálculo del diseño óptimo económico que cumpla con las restricciones hidráulicas, se podrá utilizar cualquier programa comercial de análisis de redes que incluya el diseño optimizado mediante técnicas de inteligencia artificial, tales como algoritmos genéticos, lógica difusa, sistemas expertos, etc., incluyendo los costos de materiales, los costos de instalación y los costos de operación y mantenimiento a lo largo de la vida útil del proyecto.

5.3 OPERACIÓN, CONTROL Y SEGUIMIENTO

En este numeral se establecen aquellos aspectos del diseño relacionados con la operación, el control y el seguimiento de las redes de alcantarillado de aguas residuales para EPM. Estos aspectos deben quedar perfectamente establecidos desde la etapa de diseño y es responsabilidad del diseñador hacerlos conocer en su informe final de diseño.

5.3.1 Uso de tecnologías de información.

Una vez finalizado el diseño de la red de alcantarillado de aguas residuales, el diseñador en común acuerdo con EPM, debe establecer la forma de verificar la hidráulica del sistema. Para esto, debe establecer una serie de caudales dados y, utilizando el modelo hidráulico de la red, establecer en unos puntos específicos, cuáles deben ser los niveles del flujo. El diseño debe establecer el tipo de mediciones, especificando los aparatos y su localización dentro de la red. Adicionalmente debe establecer la precisión de los medidores de caudal y nivel y la frecuencia de toma de datos. El diseño debe establecer la forma de comparar los resultados del modelo con las medidas de campo y establecer las diferencias máximas entre las medidas para aceptar las pruebas.

Además de ser utilizados durante la etapa de diseño, los modelos hidráulicos de la red de alcantarillado de aguas residuales para EPM deben utilizarse para establecer reglas de operación de la red bajo diferentes escenarios. En este caso, el diseño debe establecer los puntos de medición de caudales y niveles de agua en las tuberías en diferentes puntos de la red, con el fin de poder hacer un seguimiento de la hidráulica real del sistema.

5.3.2 Calibración de la red de alcantarillado

En caso de que la red de alcantarillado de aguas residuales objeto del diseño forme parte de un sistema existente y pueda afectar en forma significativa la hidráulica de éste, el diseñador debe utilizar un modelo calibrado de la red existente, con el fin de establecer las nuevas condiciones hidráulicas. En caso de que el modelo calibrado de la red existente no exista, el diseño debe establecer la forma de calibración con el fin de conocer los coeficientes de rugosidad absoluta y los diámetros internos reales de las tuberías que conforman el sistema existente. Para esto, el diseño debe establecer la localización y la forma de medición de caudales y niveles y la forma de utilizar el modelo hidráulico para establecer la calibración. De todas formas, el

modelo hidráulico de la red existente debe estar basado en las ecuaciones de Saint-Venant y debe tener capacidad de análisis de flujo no permanente, con uso de tecnologías de Inteligencia Artificial tales como los Algoritmos Genéticos o la Lógica Difusa.

EPM debe utilizar los modelos calibrados entregados por los diseñadores con el fin de mantener modelos calibrados de todas las redes de alcantarillado mayores, a las cuales se puedan conectar en el futuro nuevas redes de alcantarillado de aguas residuales.

ANEXO 5. DISEÑO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIONES DE TUBERÍAS

Este anexo presenta las consideraciones que se deben tener para el cálculo de cargas sobre las tuberías que hagan parte de un sistema de alcantarillado y el diseño de sus cimentaciones. EPM, a través de Comité Asesor de estas normas, pueden aprobar metodologías de cálculo estructural y de cimentaciones de tuberías de alcantarillado diferentes a las aquí presentadas, siempre y cuando el diseñador presente la correspondiente sustentación técnica y económica.

A.5.1 TIPOS DE CARGA EXTERNAS A UNA TUBERÍA ENTERRADA

Los tipos de carga que una tubería enterrada debe soportar son principalmente los siguientes:

1. Cargas de Trabajo
 - Peso de la tubería
 - Peso del fluido
 - Carga muerta externa
2. Cargas Vivas
 - Cargas vivas en vías
 - Cargas vivas de vías férreas y ferrocarriles
 - Cargas vivas de aviones
 - Cargas vivas durante una construcción
3. Carga por Impacto: Estas cargas se representan por un factor que mayor a las cargas vivas.

La carga muerta externa total de diseño por unidad de longitud de la tubería (W_e) está dada por la suma de la carga de suelo (W_d), la carga externa concentrada (W_{csu}) y la carga externa equivalente debido al peso del líquido en la tubería (W_w), por unidad de longitud en cada caso:

Ecuación A.5-1

$$W_e = W_d + W_{csu} + W_w$$

A.5.2 CÁLCULO DE CARGAS EXTERNAS

En general, para el cálculo de las cargas externas y sus efectos sobre las tuberías se debe tener en cuenta si la tubería se considera flexible o rígida.

A.5.2.1 Tuberías flexibles

Para una tubería flexible se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

1. Cargas del suelo.
2. Deflexión de la sección transversal.
3. Pandeo de la tubería.

Para cada uno de estos casos, se deben seguir las siguientes consideraciones:

1. Cargas del suelo: Se debe calcular la carga externa a la tubería debido al peso del suelo. Para esto, se deben tener en cuenta los casos que se describen a continuación.
 - a. Si la tubería es enterrada en una zanja angosta, cuyo ancho sea menor que dos veces el ancho de la tubería ($B_d < 2D_e$), la carga en la tubería puede ser calculada con la siguiente ecuación:

Ecuación A.5-2

$$W_d = C_d \gamma_r B_d^2 \left(\frac{D_e}{B_d} \right) = C_d \gamma_r B_d D_e$$

donde,

W_d = Carga muerta del suelo sobre la tubería (N/m).

γ_r = Peso unitario de material de relleno (N/m³).

B_d = Ancho de zanja en la parte superior de la tubería embebida (m).

D_e = Diámetro externo de la tubería (m).

C_d = Coeficiente de carga de zanja.
Calculado según la Ecuación A.5-12

- b. Si la tubería es enterrada en una zanja ancha, donde el ancho sea mayor que dos veces el ancho de la tubería ($B_d > 2D_e$), la carga en la tubería puede ser calculada con la siguiente ecuación:

$$W_d = C_c \gamma_r D_e \quad \text{Ecuación A.5-3}$$

donde,
 C_c = Coeficiente de carga de zanja.
Calculado según la Ecuación A.5-15.

2. Deflexiones de la tubería: La rigidez de la tubería y del suelo debe desarrollar suficiente resistencia en campo, de manera que la deflexión de la tubería bajo la carga no exceda la deflexión máxima permisible.

Generalmente, en los catálogos de los fabricantes se pueden encontrar los valores empíricos de deflexión a largo plazo para diferentes condiciones de instalación. Pero cuando esta información no se encuentra disponible, la deflexión a largo plazo aproximada de tuberías flexibles puede ser calculada usando la Formula Iowa Modificada, desarrollada por Spangler y Watkins, mostrada a continuación:

$$\Delta_x = \frac{D_L K_b W r^3}{EI + 0.061 E' r^3} \quad \text{Ecuación A.5-4}$$

donde,
 Δ_x = Deflexión horizontal en la sección transversal de la tubería (m).
 K_b = Factor de soporte (Ver Tabla A.5-1 y Figura A.5--1)
 D_L = Factor de retardo de deflexión.
 W = Carga total sobre la tubería por unidad de longitud (N/m).
 r = Radio promedio de la tubería (m).
 E = Módulo de elasticidad de la tubería (MPa).
 E' = Módulo de reacción de la subrasante (MPa).

I = Momento de inercia de la sección transversal de la pared del tubo (m^4/m), dado por la Ecuación A.5-5:

$$I = \frac{t^3}{12} \quad \text{Ecuación A.5-5}$$

donde,
 t = Espesor de la pared de la tubería (m)

Tabla A.5-1 Valores para el factor de soporte K_b

Ángulo del perímetro interior soportado de la tubería en grados α (°)	K_b
0	0,110
30	0,108
45	0,105
60	0,102
90	0,096
120	0,090
180	0,083
Nota: 1° = 0.017 rad	

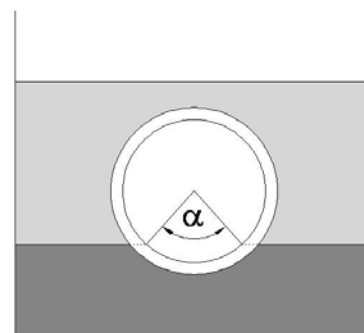


Figura A.5--1 Ángulo del perímetro interior soportado de la tubería

Para deflexiones pequeñas, se puede suponer que la deflexión vertical Δ_y es aproximadamente igual a la deflexión horizontal Δ_x en la Ecuación A.5-4. Aunque esta ecuación se desarrolló para tuberías de metal corrugado flexible bajo terraplenes, es aplicable a la mayoría de tuberías de material flexible. Las tuberías flexibles de alcantarillado que soportan un relleno, no deben estar colocadas directamente en una cuna o pilares curvados. Si estos soportes

son necesarios, encima de las tuberías debe haber una superficie plana y estar cubiertas con una capa compresible de tierra. Las tuberías flexibles no deberían estar encajonadas en concreto, al menos que el encajonamiento sea diseñado para una carga vertical completa como una tubería rígida.

El factor de retardo de la deflexión, determinado empíricamente, está relacionado con la deflexión adicional debida a la compactación o consolidación del suelo que circunda la tubería. El factor debe considerarse entre 1.0 y 1.5, a criterio del diseñador, en función del grado de compactación del suelo lateral en la tubería y de la consolidación lateral esperada. Para tuberías plásticas se recomienda un valor de 1.5 y para tuberías de concreto este valor debe ser 1.0 o cercano a 1.0. Se pueden utilizar valores de hasta 2.5, cuando se tienen condiciones extremas de suelo seco. En todo caso, el diseñador debe justificar la selección del valor de diseño.

La resistencia pasiva del suelo en los lados de la tubería tiene influencia en la deflexión de las tuberías flexibles. Esta resistencia

pasiva está expresada como el Módulo de Reacción del Suelo, E' , el cual está relacionado con el grado de compactación del suelo y el tipo de suelo. En la Ecuación A.5-4, el primer término del denominador, EI (factor de rigidez), refleja la influencia de la rigidez propia de la tubería, sobre la deflexión. El segundo término, $0.061 E'r^3$, refleja la influencia de la presión pasiva en los lados de la tubería. En tuberías flexibles, el segundo término normalmente es el que predomina. El Módulo de Reacción del Suelo, E' , puede estimarse con los valores mostrados en la Tabla A.5-2 la cual incluye valores promedio para algunas condiciones de suelo. Se recomienda que para el cálculo de deflexiones máximas se utilice un valor equivalente al 75% del mostrado en la tabla.

Alternativamente se puede utilizar el Módulo Confinado, que se define como la pendiente de una línea secante de la curva esfuerzo-deformación obtenida de un ensayo de compresión confinada en una muestra del suelo, o a partir de ensayos de suelo. En todo caso, el diseñador debe justificar el valor que se utilice para el módulo.

Tabla A.5-2 Valores de módulo de reacción de la subrasante ⁵

E' según el grado de compactación del material de soporte ⁶ en, (MPa)				
Tipo de Suelo (Sistema de Clasificación Unificada)	Suelto	Bajo < 85% Próctor < 40% Densidad relativa	Moderado 85%-95%Próctor 40%-70% Densidad relativa	Alto >95% Próctor >70% Densidad relativa
Suelos finos (LL>50) Suelos con plasticidad media a alta. CH, MH, CH- MH.	Consultar ingeniero geotecnista o en su defecto utilizar $E' = 0$			
- Suelos Finos (LL<50). suelos sin plasticidad o con plasticidad media con menos del 25% de partículas gruesas. CL,ML,ML-CL.	0,35	1,4	2,8	6,9
- Suelos Finos (LL<50). Suelos sin plasticidad o con plasticidad media con más del 25% de partículas gruesas. CL,ML,ML-CL - Suelos gruesos con finos GM, GC, SM, SC, ⁸ .Contenidos de finos de más del 12%	0,7	2,8	6,9	13,8
- Suelos gruesos sin partículas finas o muy pocos finos. GW, GP, SW, SP ⁸ . Con menos del 12% de finos	1,4	6,9	13,8	20,7
Roca Triturada	7,0	20,7	20,7	20,7
Precisión en términos del porcentaje de la deflexión ⁹	± 2	± 2	± 1	$\pm 0,5$

⁵ El término subrasante se refiere al relleno sobre el cual se apoya la tubería ó, en caso de que no exista relleno, el suelo del fondo de la zanja. Los valores son aplicables sólo para rellenos de menos de 15m. La tabla no incluye ningún factor de seguridad. Sólo para estimar deflexiones iniciales. Para deflexiones a largo plazo debe aplicarse el factor de retardo correspondiente. Cuando se esté en el límite entre dos categorías de compactación se debe tomar el menor valor de E' ó promediar los dos valores.

⁶ Según norma ASTM D 2487 o la norma NTC correspondiente

⁷ LL= límite líquido

⁸ O cualquier suelo en la línea límite que inicie con cualquiera de estos símbolos

⁹ Para una precisión del $\pm 1\%$ y una deflexión estimada del 3%, la deflexión real estaría entre 2% y 4%

3. Pandeo de la tubería: El fenómeno del pandeo puede generar el colapso de la tubería debido a la inestabilidad asociada. La presión externa sobre el tubo debe ser menor o igual que la presión de pandeo.

a. Presión externa, q_{ext} : Para esto, se debe utilizar la peor condición, empleando las siguientes ecuaciones:

$$q_{ext} = \gamma h_w + \frac{R_w W_d}{DN} + \frac{W_l}{DN} \quad \text{Ecuación A.5-6}$$

$$q_{ext} = \gamma h_w + R_w \frac{W_d}{DN} + P_v \quad \text{Ecuación A.5-7}$$

donde,

q_{ext} = Presión externa actuante (Pa)

γ = Peso específico del agua (N/m³)

h_w = Altura de agua por encima de la tubería (m)

W_d = Carga muerta del suelo sobre la tubería (N/m)

W_l = Carga viva sobre la tubería por metro de longitud (N/m)

DN = Diámetro nominal de la tubería (m)

P_v = Presión interna de vacío (Pa), igual a la diferencia entre la presión atmosférica y la presión absoluta dentro del tubo.

R_w = Factor de flotación del agua dado por la siguiente ecuación. (-)

$$R_w = 1 - 0.33 \frac{h_w}{H} \quad \text{Ecuación A.5-8}$$

$$y \quad 0 \leq h_w \leq H$$

donde,

H = Profundidad de cobertura hasta la cota clave de la tubería (m).

b. Presión admisible de pandeo, q_a ,

Para esto, se debe utilizar la siguiente ecuación.

Ecuación A.5-9

$$q_a = \left(\frac{1}{FS} \right) \left(32 R_w B' E' \frac{EI}{DN^3} \right)^{1/2}$$

$$B' = \frac{1}{1 + 4e^{(-0.065H)}}$$

Ecuación A.5-10

donde,

q_a = Presión admisible de pandeo (Pa)

E' = Módulo de reacción de la subrasante (MPa)

E = Módulo de elasticidad del material de la tubería (MPa)

DN = Diámetro nominal de la tubería (m)

B' = Coeficiente empírico de soporte elástico (-)

H = Profundidad de cobertura hasta la cota clave de la tubería (m)

I = Momento de inercia de la sección transversal de la pared del tubo (m⁴/m), dado por la Ecuación A.5-5.

Para el factor de seguridad FS, se deben tener en cuenta las siguientes relaciones:

$$FS = 2.5 \quad \text{para } (H/D) \geq 2$$

$$FS = 3.0 \quad \text{para } (H/D) < 2$$

A.5.2.2 Tuberías rígidas

Para una tubería rígida se deben tener en cuenta que la carga del suelo se calcula considerando el peso del suelo sobre la tubería, más o menos las fuerzas cortantes de fricción con las paredes de suelo adyacente. Adicionalmente se deben tener en cuenta las condiciones de instalación de la tubería, las cuales pueden ser:

1. Instalación en zanja.
2. Instalación en terraplenes con proyección positiva.
3. Instalación en terraplenes con proyección cero.
4. Instalación en terraplenes con proyección negativa.
5. Instalación en terraplenes con zanja inducida.
6. Instalación en condiciones de túnel.

La Figura A.5-2 muestra un esquema de las diferentes condiciones de instalación de tuberías que se pueden para las redes de alcantarillado.

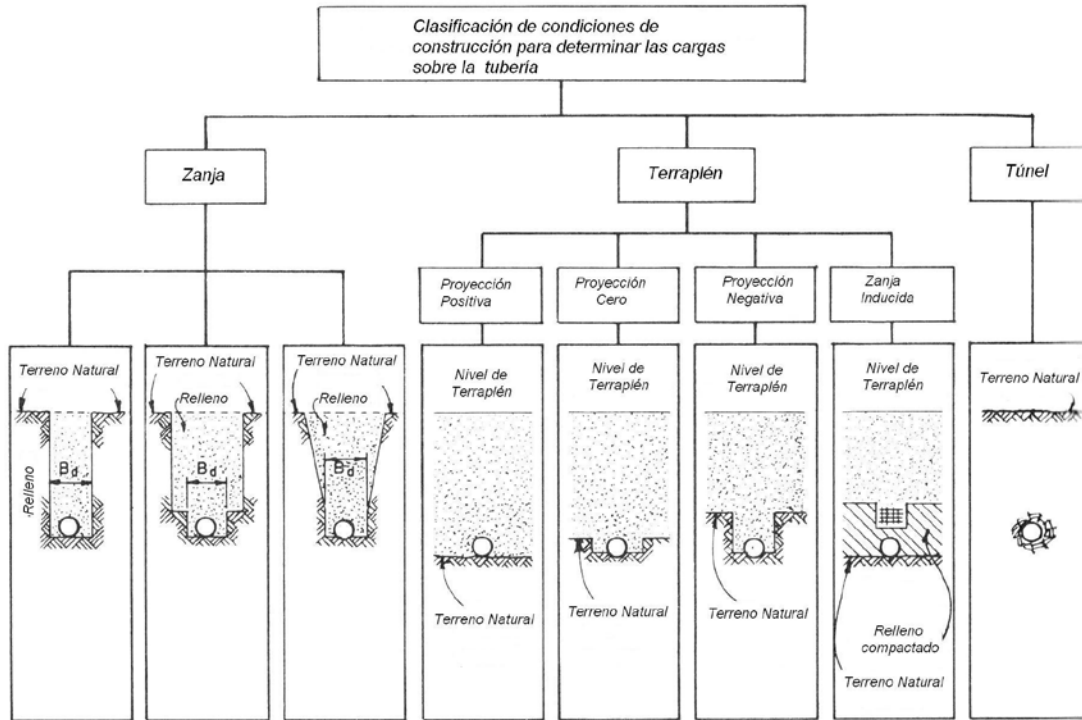


Figura A.5-2 Condiciones de instalación de tuberías

1. Condición de zanja angosta

En el análisis de una zanja angosta, o para condiciones de instalación de terraplén con proyección negativa y proyección cero, la carga de suelo debido al peso del material en la zanja menos la fuerza producida por la fricción entre el material de relleno y los bordes de la zanja se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$W_c = C_d \gamma_s B_d^2 \quad \text{Ecuación A.5-11}$$

donde:

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K\mu'H/B_d}}{2K\mu'} \quad \text{Ecuación A.5-12}$$

Donde,

γ_s = Peso unitario de suelo (típicamente 19.6 kN/m³).

B_d = Ancho de la zanja en la cota clave de la tubería (m).

μ' = Coeficiente de fricción de deslizamiento entre el material de relleno y los lados de la zanja (adimensional).

K = Relación de Rankine: la razón entre la presión lateral activa y la presión vertical (adimensional).

H = Profundidad de cobertura hasta la cota clave de la tubería (m).

W_c = Carga muerta de suelo en el caso de zanja angosta.

La relación de Rankine se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$k = \tan\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right) \quad \text{Ecuación A.5-13}$$

donde,

ϕ' = Ángulo de fricción interna entre el material del relleno y el suelo (°)

En caso de que no se tengan datos confiables, se deben utilizar los siguientes valores de $K\mu'$ según el tipo de suelo:

Tabla A.5-3 Valores de $K\mu'$ según el tipo de suelo

Tipo de Suelo	Valor de $K\mu'$
Materiales granulares sin cohesión	0,1924
Máximo para arenas y gravas	0,1650
Máximo para suelos superficiales saturados	0,1500
Máximo para arcillas ordinarias	0,1300
Máximo para arcillas saturadas	0,1100

2. Condición de zanja ancha

En el análisis de una zanja ancha, caso típico de una instalación en terraplén con proyección positiva, se supone que el suelo que se encuentra directamente sobre la tubería se asentará menos que el suelo que está a los lados. En este caso se considera una carga del suelo debida al peso del suelo que se encuentra directamente sobre la tubería, más el esfuerzo cortante entre este suelo y el resto del suelo que hace parte de la zanja. Esta suposición es válida hasta cierta altura sobre la tubería, en donde hay un 'plano de iguales asentamientos'.

La carga de suelo por unidad de longitud, W_c , se determina con base en la Teoría de Marston, desarrollada por Spangler, con la siguiente ecuación:

$$W_c = C_c \gamma_s D_e^2 \quad \text{Ecuación A.5-14}$$

donde, D_e es el diámetro exterior de la tubería (m).

γ_s = Peso unitario de suelo (típicamente 19.6 kN/m³).

El factor C_c está dado por:

$$C_c = \frac{e^{-2K\mu H / D_e} - 1}{2K\mu} \quad \text{Ecuación A.5-15}$$

donde:

μ = Coeficiente de fricción entre la masa de suelo (-).

3. Condición de túnel

Cuando la profundidad de instalación de la tubería o cuando las características de la superficie dificulten la instalación, se puede hacer uso de métodos sin zanja. En estas condiciones, el diseño debe tener en cuenta las características y propiedades especiales de los materiales donde se va a realizar la construcción.

El diseñador debe basarse en las teorías usualmente aceptadas para el diseño de túneles y métodos sin zanja y referirse a la documentación y manuales existentes a nivel internacional. Se recomienda que todos los parámetros de suelo requeridos para los diseños se obtengan de ensayos de laboratorio sobre muestras del suelo en el cual se van a realizar los trabajos.

A.5.3 TIPOS DE CIMENTACIÓN

En la instalación de una tubería en zanja, se identifican algunas partes principales que son:

1. Cimentación
2. Cama de soporte
3. Zona de atraque
4. Relleno inicial
5. Relleno final

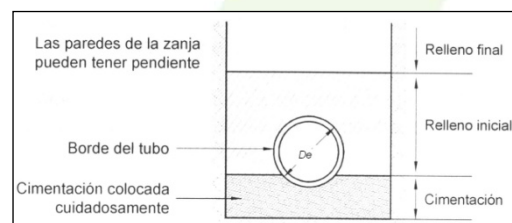


Figura A.5-3 Partes principales de una cimentación¹⁰

Los aspectos más importantes que debe tener en cuenta el diseñador son los siguientes:

¹⁰ Fuente: Norma Técnica Colombiana NTC 5012 "Instalación de tubos de concreto para conducción de aguas sin presión. 2001. ICONTEC.

1. Calidad de los materiales
2. Especificaciones de construcción
3. Tipo de tubería (rígida o flexible)
4. Tipo de zanja o relleno
5. Material de la tubería
6. Recomendaciones de fabricantes
7. Capacidad de carga del suelo
8. Estabilidad de la zanja

A.5.3.1 Capa de cimentación

La capa de cimentación, o sea la capa de base en contacto con el suelo natural en el fondo de la excavación, y la cama de soporte, o sea la capa donde se apoya directamente la tubería, pueden no ser requeridas en casos específicos, dependiendo de las condiciones del suelo natural. A juicio del ingeniero diseñador, el suelo natural puede servir de cimentación y soporte, preparándolo adecuadamente para recibir la tubería.

A.5.3.2 Zona de atraque

La zona de atraque, o sea aquella ubicada entre la cama de soporte y la línea media de la tubería, debe someterse a un proceso de colocación muy cuidadoso. Este material debe colocarse uniformemente garantizando el llenado de todos los vacíos por debajo del tubo. La compactación debe realizarse manualmente a menos que exista el espacio disponible para garantizar una adecuada compactación mecánica. El material debe consistir en agregados triturados o arenosos ó cualquier material bien gradado de tamaño intermedio. Cuando pueda presentarse nivel freático elevado no deben utilizarse arenas o,

Tabla A.5 -4), en los cuales se encuentra predeterminado el material de soporte, la profundidad y el material de relleno. La contribución de la cimentación a la capacidad

alternativamente, deben tomarse las precauciones para evitar la migración de partículas a otros estratos.

A.5.3.3 Relleno inicial

El relleno inicial, o sea el material que cubre el resto de la tubería y que sube hasta aproximadamente 200 mm por encima de la parte superior de la tubería, debe garantizar el anclaje adecuado de la tubería, la protección contra daños por colocación del relleno final y asegurar una distribución uniforme de cargas en la parte superior de ésta.

Para el relleno inicial debe utilizarse un material que logre buena compactación sin la aplicación de mucha energía. Se prohíbe la utilización de material arcilloso que requiera compactación mecánica. No se permite la compactación mecánica de este material a menos que se demuestre explícitamente que ésta no le produce daño a la tubería.

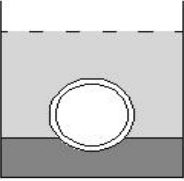

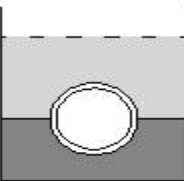
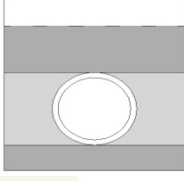

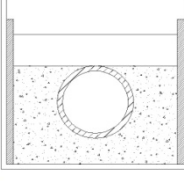
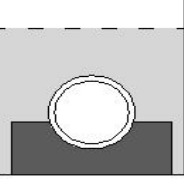

A.5.3.4 Relleno final

El material a utilizar en el relleno final debe ser un material de fácil compactación para evitar la ocurrencia de asentamientos futuros. Deben tomarse las precauciones en la fase de construcción para no arrojar el material del relleno final desde alturas muy grandes, de manera que se garantice que este proceso no va a afectar la tubería ni el material del relleno inicial.

Existen algunos tipos de cimentación estándar (ver

de soporte de todo el sistema está descrita por el "factor de soporte" F_m .

Tabla A.5 -4: Clases y Factores de soporte¹¹

Clase	Descripción	Esquema	Especificaciones
C	Tubería reposa en el material de encamado granular.		$F_m = 1,5$ (Para tuberías de arcilla en zanja ancha, 1,9)  Material de tamaño único o gradado granular
B	180° de encamado granular.		$F_m = 1,9$ (Para tuberías de arcilla en zanja ancha, 2,5)
	Relleno de densidad controlada		$F_m = 2,8$  Piedra triturada u otro material adecuado
	Piedra Triturada		$F_m = 2,2$
A	Tubería reposa en soporte de concreto		$F_m = 2,6$ (No reforzado) $F_m = 3,4$ (reforzado)  Concreto

¹¹ Adaptación de "Urban Drainage", Butler David & Davies John, E & FN Spon, Londres, Inglaterra, 2000 y Norma Técnica Colombiana NTC 5012 "Instalación de tubos de concreto para conducción de aguas sin presión. 2001. ICONTEC

Así mismo, en la Tabla A.5-5 y en la Tabla A.5-6 se presentan unos valores recomendados de ancho de zanja, cuando la zanja tiene paredes verticales, de acuerdo con el diámetro de la tubería o la profundidad de la zanja.

Tabla A.5-5. Ancho mínimo de zanja de acuerdo con el diámetro de la tubería, para zanja de lados verticales (adaptado de BS EN 1610)

DN (mm)	Ancho mínimo de zanja (m)
< 225	$D_e + 0,4$
225 – 350	$D_e + 0,5$
350 – 700	$D_e + 0,7$
700 -1200	$D_e + 0,85$
> 1200	$D_e + 1,0$

Tabla A.5-6. Ancho mínimo de zanja de acuerdo con la profundidad de la zanja (adaptado de BS EN 1610)

Profundidad de zanja (m)	Ancho mínimo de zanja (m)
< 1.0	No hay mínimo
1.0 – 1.75	0,8
1.75 – 4.0	0,9
> 4.0	1,0

A continuación se presentan en detalle algunos tipos de cimentación estándar, donde se especifica el tipo de material y la geometría de la cimentación.

A.5.3.5 Cimentación Clase C

La tubería de alcantarillado está soportada en material granular compactado de un ancho mínimo de 1/8 del diámetro externo de la tubería, pero no menor que 100 mm (4 pulgadas) o mayor que 150 mm (6 pulgadas). Así mismo, se debe extender hacia los lados de la tubería del alcantarillado 1/6 del diámetro exterior de la tubería. $F_m = 1.5$

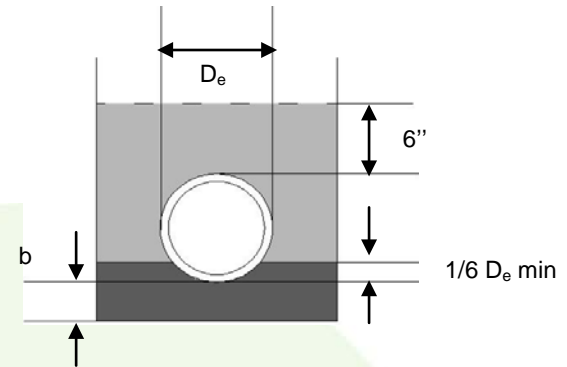


Figura A.5--4 Clase C: Encamado granular

A.5.3.6 Cimentación Clase B

La tubería de alcantarillado está soportada en material granular cuidadosamente compactado. El encamado granular tiene un ancho mínimo (denominado b en la Figura A.5-5) de 1/8 del diámetro externo de la tubería de alcantarillado, pero no menor que 100 mm (4 pulgadas) o mayor que 150 mm (6 pulgadas), entre el barril y el fondo de la zanja, y cubriendo el ancho completo de la zanja.

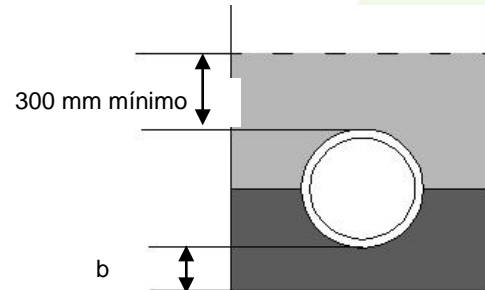


Figura A.5-5 Clase B: Encamado granular compactado

El área inferior de la tubería, desde la mitad del diámetro hacia abajo, debe estar completamente soportada; es por esto que el material granular debe estar bien compactado, de forma uniforme, por debajo de la tubería. $F_m = 1.9$.

A.5.3.7 Cimentación con relleno de densidad controlada

La tubería de alcantarillado está soportada sobre piedra triturada. Así mismo, la cimentación debe tener un espesor mínimo por debajo del tubo de 100 mm ó 1/8 del diámetro externo de la tuberías, aquel que

sea mayor. El relleno debe ir hasta la parte superior de la tubería donde se une, sin mezclarse, con el relleno inicial. Esto da un $F_m = 2.8$.

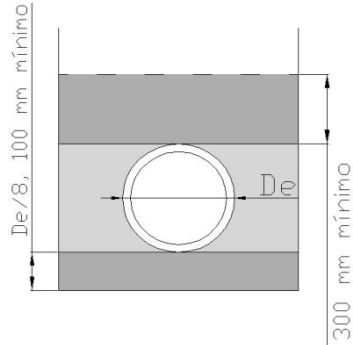


Figura A.5-6 Relleno de densidad controlada

A.5.3.8 Cimentación con atraque con piedra triturada

La tubería de alcantarillado está soportada sobre piedra triturada, la cual debe tener un espesor mínimo bajo el tubo, de 100 mm o $1/8$ del diámetro externo de la tubería, aquel que sea mayor. Se debe extender hacia arriba hasta el borde superior de la tubería. La piedra triturada debe ser bien gradada, de 19 mm a 6 mm. El relleno inicial debe ser de material seleccionado, dando un $F_m = 2.2$.

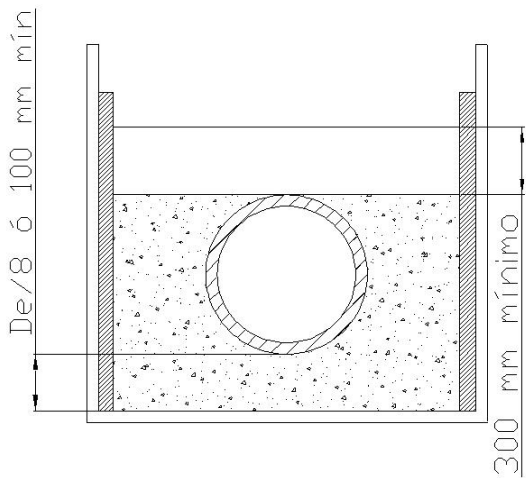


Figura A.5-7 Atraque con piedra triturada

A.5.3.9 Cimentación Clase A Cuna de Concreto

La tubería de alcantarillado está soportada en una cuna de concreto, curada en sitio, que tiene un grosor igual a $1/4$ del diámetro interno, con un valor mínimo de 100 mm y un valor máximo de 380 mm (15"), bajo el barril de tubería, y se extiende por los lados hasta alcanzar una altura igual a $1/4$ del diámetro externo. La cuna debe tener un ancho al menos igual al diámetro externo de la tubería más 200 mm (8").

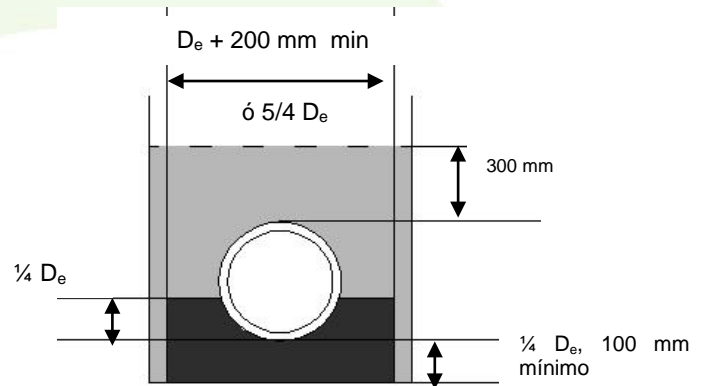


Figura A.5-8 Clase A: Cuna de concreto

Si la tubería está hecha de concreto reforzado, el refuerzo debe estar puesto de forma transversal a la tubería y a 8 mm (3") del fondo de la cuna. El porcentaje de refuerzo, p , es la razón entre el área de refuerzo transversal y el área de la cuna de concreto, en la cota de batea de la tubería sobre la línea central del refuerzo.

Generalmente, la cuna empieza y se termina en los bordes de las uniones de las tuberías, con el fin de evitar grietas. El factor de soporte para concreto con relleno ligeramente compactado es 2.2, para concreto con relleno bien compactado es 2.8. Así mismo, se tiene un factor de soporte de hasta 3.4 para concreto reforzado con un porcentaje de refuerzo, p , igual a 0,4 % y de 4.8 para un p de 1%.

A.5.3.10 Cimentación Clase A Arco de Concreto

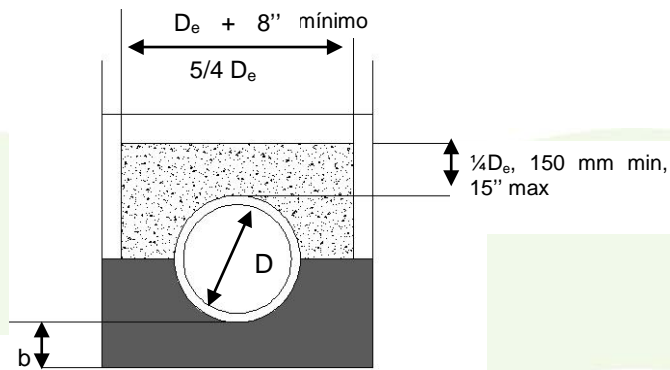


Figura A.5-9 Clase A: arco de concreto

La tubería de alcantarillado está soportada en material granular bien compactado, teniendo un grosor de $1/8$ del diámetro de la tubería exterior, pero no menor que 100 mm (4") o mayor que 150 mm (6"), entre el barril de la tubería y fondo de la excavación de la zanja. El material granular es puesto desde la mitad del diámetro de la tubería (*spring line*), hasta el fondo de la zanja, cubriendo todo su ancho. El material preferido es grava pequeña en el rango de 5 mm a 20 mm (0.25"- 0.75"). La mitad superior de la tubería de alcantarillado está cubierta de un arco de concreto, curado en sitio o reforzado, que debe tener un grosor mínimo de 100 mm (4") o $1/4$ del diámetro interno, pero sin superar los 380 mm (15"), y con un ancho mínimo igual al diámetro externo de la tubería más 200 mm (8").

Si el arco está hecho de concreto reforzado, el refuerzo es colocado transversalmente a la tubería y a 50 mm (2") del borde del arco. El porcentaje de refuerzo es la razón entre el refuerzo transversal y el área del arco de concreto sobre la parte superior de la tubería y bajo la línea central del refuerzo. El factor de soporte para arcos de concreto simple de la clase A es de 2.8. Por otro lado, para concreto reforzado, con $p = 0.4 \%$, es 3.4 y para $p = 1 \%$, es 4.8.

Capítulo 6 REDES DE ALCANTARILLADO DE AGUAS LLUVIAS

6.1 ALCANCE

El objetivo de este capítulo es definir y establecer las condiciones para calcular y determinar los diferentes parámetros de diseño de las redes de alcantarillado de aguas lluvias que se diseñen y construyan como parte de los sistemas de drenaje urbano de EPM. El capítulo también incluye aquellos aspectos que desde la etapa de diseño pueden afectar la puesta en marcha, la operación, el control y el seguimiento de los sistemas de alcantarillado de aguas lluvias, así como aspectos relacionados con el mantenimiento de dichos sistemas.

6.2 PARÁMETROS DE DISEÑO.

Los parámetros de diseño constituyen los elementos básicos para desarrollar el diseño hidráulico y verificar el cumplimiento de los Planes de Saneamiento y Manejo de Vertimientos (PSMV) de los sistemas de recolección y transporte de aguas lluvias, incluyendo el diseño tubo a tubo bajo condiciones de flujo uniforme y la comprobación de diseño del sistema de alcantarillado operando como un todo, bajo condiciones de flujo gradualmente variado o de flujo no permanente. El Comité Asesor de las Normas descrito en el Numeral 2.8 de este documento, tiene la responsabilidad de establecer los mecanismos, procedimientos y metodologías para la revisión, actualización y aceptación de nuevos parámetros de diseño para los sistemas de recolección y transporte de aguas lluvias de EPM.

6.2.1 Período de diseño

Para el diseño de redes de alcantarillado de aguas lluvias, se deben tener en cuenta tanto el período de diseño como el período de retorno de la lluvia de diseño. El primero de éstos corresponde al horizonte de tiempo para el cual se hace la planeación del proyecto, dentro del cual se deben tener en cuenta variaciones de características de impermeabilidad y producción de escorrentía en la cuenca.

El período de diseño de las redes de alcantarillado de aguas lluvias para EPM es de 30 años. En aquellos casos en los cuales el análisis de costo mínimo sugiera un desarrollo por etapas, éstas deben diseñarse teniendo en cuenta dicho período de diseño.

6.2.2 Período de retorno de diseño

La selección del período de retorno de la lluvia de diseño es función de la de eventos de precipitación, incluyendo intensidades, las características de protección y la importancia de la zona del municipio y debe presentar un balance adecuado entre los costos de operación del sistema y los costos por los daños, perjuicios o molestias causados por posibles inundaciones periódicas que afecten los habitantes, el tráfico vehicular, el comercio, y la entre otros, en el área del municipio del sistema de drenaje, durante el período diseño. En todo caso, el diseñador debe justificar plenamente la adopción de dicho período, la cual debe ser aprobada por En caso de que no se haga un estudio que tenga en cuenta los aspectos anteriormente, para seleccionar el período retorno de diseño, el diseñador debe los períodos mostrados en la

Tabla 6-1.

Tabla 6-1. Períodos de retorno de diseño

Características del Área	Período de retorno (años)
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias menores que 10 ha	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores o iguales que 10 ha y menor a 1000 ha	10
Canales abiertos en zonas planas que drenen áreas mayores que 1000 ha	100
Canales abiertos en zonas montañosas o a media ladera que drenan áreas mayores que 1000 ha	100

6.2.3 Áreas de drenaje

En el diseño de las redes de alcantarillado de aguas lluvias para EPM, el trazado debe seguir las calles del municipio o zonas del municipio objeto del diseño. La extensión y el tipo de áreas que drenan hacia un determinado tramo deben determinarse en forma individual, incluyendo el área tributaria propia del tramo bajo consideración. Las áreas de drenaje deben determinarse por medición directa en planos y su delimitación debe ser consistente con el sistema de drenaje natural del municipio. La medición de las áreas de drenaje en los planos debe hacerse utilizando la información geográfica disponible en EPM o en las oficinas de Planeación Municipal en el caso de municipios diferentes a los del Valle de Aburrá. El diseñador debe hacer uso de técnicas computacionales de información geográfica que le permitan establecer las áreas de drenaje de cada tramo en forma precisa.

6.2.4 Caudal de diseño

Para el cálculo del caudal de diseño de las redes de alcantarillado de aguas lluvias se debe hacer uso del Método Racional, descrito en el numeral 6.3, teniendo en cuenta el área de la cuenca objeto de diseño, así como las características de ésta.

En caso tal que las características de la zona del proyecto no sean las adecuadas para la aplicación del Método Racional, se deben utilizar los métodos descritos en el Numerales 6.4 y 6.5 basados en los modelos de infiltración. Para lo cual el diseñador debe obtener los hidrogramas de precipitación

efectiva, a través del uso de dichos modelos, para luego determinar el hidrograma de escorrentía directa, haciendo uso de modelos lluvia-escorrentía. Para esto, el diseñador debe utilizar alguno de los métodos de cálculo de infiltración descritos en el ANEXO 6.2 MÉTODOS DE INFILTRACIÓN de este capítulo.

6.2.5 Distancia mínima a quebradas

El diseñador debe tener en cuenta lo establecido por el POT con respecto a los retiros mínimos a las quebradas. Adicionalmente, debe llevar a cabo los estudios geotécnicos necesarios para establecer los posibles problemas de inestabilidad por socavación local o por estabilidad de taludes. En caso de que se detecten problemas específicos, el diseño debe incluir las obras necesarias para garantizar la estabilidad de las redes.

6.2.6 Aporte de caudal por abatimiento del nivel freático

En el caso que se requiera una conexión provisional a la red de aguas lluvias durante la construcción de un proyecto de ingeniería, para evacuar las contribuciones de aguas producto del abatimiento del nivel freático, se puede hacer una estimación del caudal de agua que va a ingresar a la red, de acuerdo con la Figura 6-1 y la Ecuación 6-1. Esta contribución ocasional no hará parte del caudal de diseño.

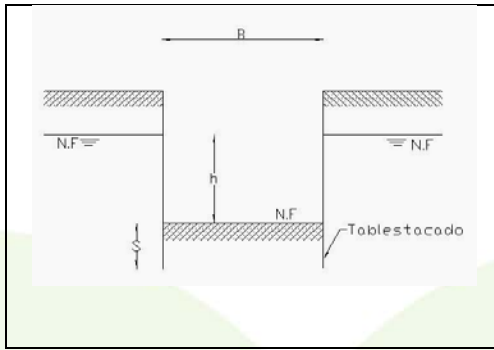


Figura 6-1 Esquema Cálculo Aguas Subterráneas

$$Q_{sub} = K \times \frac{h}{S} \times B \quad \text{Ecuación 6-1}$$

donde,

Q_{sub} = Caudal de aguas subterráneas por metro lineal de excavación ($m^3/s/m$)

K = Permeabilidad del suelo (m/s)

h = Diferencia de cabeza de agua (m)

S = Espesor de suelo por el cual debe fluir el agua (m)

B = Ancho de excavación (m)

6.2.7 Diámetro interno mínimo

En las redes de alcantarillado para la recolección y transporte de aguas lluvias, la sección circular es la más usual para los conductos. Para el caso de las redes de alcantarillado de aguas lluvias de EPM, el diámetro interno mínimo permitido es de 215 mm.

6.2.8 Velocidad mínima

Con el fin de impedir que los sólidos transportados por las tuberías que conforman la red de alcantarillado de aguas lluvias, puedan depositarse si el flujo tiene velocidades bajas, se debe establecer una velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida para una tubería que forme parte de las redes de alcantarillado de aguas lluvias de EPM es 0.75 m/s, para el caudal de diseño.

Adicionalmente, el diseñador debe verificar el comportamiento autolimpiante del flujo, para lo cual se debe definir un criterio de esfuerzo cortante en la pared de la tubería mínimo. En el caso de las redes de alcantarillado de aguas lluvias de EPM, el valor del esfuerzo

cortante mínimo es de 3.0 N/m^2 para el caudal de diseño y debe ser mayor o igual que 1.5 N/m^2 , para el 10% de la capacidad a tubo lleno.

6.2.9 Velocidad máxima

El diseño de redes de alcantarillado de aguas lluvias para EPM, debe establecer en forma clara un valor máximo de velocidad permisible en las tuberías. Los valores máximos de velocidad permisible deben quedar plenamente justificados en el diseño en términos de las características de los materiales que conforman las paredes internas de las tuberías y las estructuras de conexión, de las características abrasivas de las aguas lluvias y de la turbulencia del flujo.

Los valores de la velocidad máxima deben quedar justificados, desde la etapa de diseño, teniendo en cuenta los manuales técnicos de los fabricantes de las tuberías, y deben ser aceptados por EPM. En general, se recomienda que la velocidad máxima sea de 5 m/s, salvo en el caso de tuberías plásticas en que dicha velocidad recomendada es de 10 m/s. En el caso de tuberías con recubrimientos internos, la velocidad media máxima permitida es 5 m/s. Si el diseñador decide adoptar un valor mayor, debe justificarlo técnicamente y debe contar con la aprobación de EPM.

En todo caso, cuando la velocidad en una tubería sea superior a 4 m/s se debe hacer un análisis hidráulico detallado del tramo, en particular de las estructuras de disipación de energía y las cámaras de conexión, inspección o de caída que existan en los extremos de éste, como se indica en el Capítulo 4 de esta norma. El análisis hidráulico detallado debe incluir, entre otras cosas, el cálculo de flujo rápidamente variado, la posible existencia de resaltos hidráulicos, problemas de vorticidades y resuspensión de sedimentos, problemas de chorros impactantes y cambios en la dirección de flujo. Adicionalmente, se deben tener en cuenta las consideraciones estipuladas en el Capítulo 8 de esta norma.

6.2.10 Pendiente mínima de las tuberías

El valor de la pendiente mínima de cada tubería debe corresponder con aquel que

permita tener las condiciones de autolimpieza, de acuerdo con lo establecido en el Numeral 6.2.8 de este capítulo.

6.2.11 Pendiente máxima de las tuberías

El valor de la pendiente máxima admisible, establecida en el diseño, debe ser aquel para el cual se obtenga la velocidad máxima real establecida de acuerdo con el Numeral 6.2.9 de esta norma.

En caso de que la pendiente resultante en una de las tuberías sea superior al 10%, el diseñador debe tener en cuenta las consideraciones para pendientes elevadas, donde la validez de las ecuaciones para el cálculo de flujo uniforme o el cálculo de flujo gradualmente variado requieran de correcciones como función del ángulo de pendiente. En estos casos, el diseñador debe tener en cuenta lo establecido en el Capítulo 4 de esta norma.

6.2.12 Anclajes en tuberías de alcantarillado

Cuando la pendiente de la tubería sea superior al 15%, para tuberías de superficie exterior lisa, o al 25 % para tuberías de superficie exterior rugosa, el diseñador debe incluir el diseño de los anclajes necesarios para garantizar la estabilidad de la tubería frente al fenómeno de fuerzas de arrastre generadas por el flujo. El tipo y número de anclajes depende del material de la tubería, de la velocidad y profundidad de flujo, del diámetro de ésta, del número y tipo de uniones por unidad de longitud y del tipo de suelo. El diseñador también debe tener en cuenta lo establecido por los manuales técnicos de los fabricantes de las tuberías.

6.2.13 Profundidad máxima

El diseño debe establecer la profundidad máxima del flujo en cada una de las tuberías, con el fin de permitir una adecuada aireación del flujo dentro de las tuberías. El valor máximo permisible para la profundidad contemplada en el diseño, debe ser del 85% del diámetro real interno de cada una de las tuberías.

Todos los cálculos y verificaciones de relaciones hidráulicas se deben hacer con el diámetro real interno de la tubería.

En el caso de que las tuberías tengan conexiones domiciliarias de aguas lluvias conectadas directamente al cuerpo de éstas, la profundidad máxima debe establecerse, desde la etapa de diseño, de tal forma que el flujo no interactúe con la entrada de agua de dichas conexiones, teniendo en cuenta lo establecido en la Tabla 6-2.

Tabla 6-2 Valores de la relación máxima entre la profundidad y el diámetro de la tubería

<i>Diámetro interno real (mm)</i>	<i>Relación máxima entre la profundidad y el diámetro de la tubería (%)</i>
Menor que 500	70
Entre 500 – 1000	80
Mayor que 1000	85

6.2.14 Profundidad mínima a la cota clave de las tuberías

El diseño de las tuberías que conforman las redes de alcantarillado de aguas lluvias para EPM, debe asegurar que el cubrimiento mínimo de cada tubería sea aquel necesario para evitar la falla de éstas, por causa de las cargas vivas que puedan ejercerse a lo largo de la vida útil del proyecto. El valor mínimo permisible, en todos los casos, es de 1.2 m.

Para aquellos casos especiales en los cuales existan problemas de drenaje, el diseñador puede reducir este valor mínimo, desde la etapa de diseño, teniendo en cuenta todas las previsiones estructurales y geotécnicas que garanticen una protección efectiva de las tuberías. Las conexiones domiciliarias y las tuberías de aguas lluvias deben localizarse por debajo de las tuberías de acueducto. Similarmente, las tuberías de aguas lluvias deben localizarse a una profundidad tal que no interfieran con las conexiones domiciliarias de aguas residuales al sistema de recolección y transporte de aguas residuales.

El diseño de la cimentación y el relleno de cada una de las tuberías debe estar de acuerdo con lo estipulado en el Título G del Reglamento Técnico del Sector Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS, en su versión

vigente y el ANEXO 5. DISEÑO ESTRUCTURAL Y CIMENTACIONES DE TUBERÍAS del Capítulo 5 de esta norma.

6.2.15 Profundidad máxima a la cota clave

Para el cálculo de la profundidad máxima a la cota de corona de las tuberías que conforman la red de alcantarillado de aguas lluvias para EPM, el diseñador debe seguir lo establecido en el Numeral 5.2.16 de esta norma.

6.2.16 Generación de alternativas

Siempre que se diseña una red de tuberías, existe una gran cantidad de combinaciones de diámetro y pendiente, para cada tubo, y material para todos los tubos que la conforman, que cumplen con las condiciones hidráulicas, principalmente de caudal transportado. Por consiguiente, el diseño de la red de alcantarillado de aguas lluvias debe buscar la alternativa óptima económica de combinación de estos parámetros que cumplan con todas las restricciones hidráulicas.

El diseño debe hacerse para todos los materiales establecidos en el Numeral 4.2.6 de la presente norma, que cumplan con las especificaciones técnicas del proyecto, y el cálculo del diámetro de cada alternativa debe seguir lo establecido en el Numeral 4.2.

Las alternativas deben basarse en criterios hidráulicos y deben ser evaluadas dentro de un proceso de optimización financiera que permita al diseñador y/o al dueño del proyecto, escoger aquella de menor costo, incluyendo su vida útil, la cual debe ser objeto del diseño definitivo.

Para el cálculo del diseño óptimo económico que cumpla con las restricciones hidráulicas, se podrá utilizar cualquier programa comercial de análisis de redes que incluya el diseño optimizado mediante técnicas de inteligencia artificial, tales como algoritmos genéticos, lógica difusa, sistemas expertos, etc. incluyendo los costos de materiales, los costos de instalación y los costos de operación y mantenimiento a lo largo de la vida útil del proyecto.

6.3 MÉTODO RACIONAL

Este método es un modelo empírico simple utilizado en el diseño de sistemas de drenaje urbano con áreas relativamente pequeñas. Para el caso de las redes de alcantarillado de aguas lluvias en los municipios operados por EPM, el diseñador deberá utilizar el método racional siempre y cuando el área de la cuenca de drenaje sea menor que 80 hectáreas.

El Método Racional calcula el caudal pico de aguas lluvias utilizando la intensidad media del evento de precipitación, con una duración igual al tiempo de concentración del área de drenaje y un coeficiente de impermeabilidad. El caudal medido a la salida de esta cuenca pequeña durante un período de lluvia uniforme debe incrementarse hasta un valor máximo que se mantiene constante hasta que se detenga la lluvia.

De acuerdo con lo anterior, en el Método Racional el caudal pico ocurre cuando toda el área de drenaje está contribuyendo, para lo cual dicho caudal es una fracción de la precipitación media bajo las siguientes suposiciones:

1. El caudal pico de escorrentía en cualquier punto es función directa del área tributaria de drenaje y de la intensidad de precipitación promedio durante el tiempo de concentración en ese punto.
2. El período de retorno del caudal pico es igual al período de retorno de la intensidad promedio de precipitación o evento de precipitación.
3. Para el Método Racional, la lluvia se distribuye uniformemente sobre el área de drenaje.
4. La intensidad de la lluvia permanece constante durante un período de tiempo igual al tiempo de concentración. Esta suposición es particularmente correcta para períodos de tiempo relativamente cortos.
5. El tiempo de concentración puede ocurrir en cualquier momento durante la lluvia, en el comienzo, en la mitad o al final de ésta.

6. El Método Racional supone que la relación entre la lluvia y la escorrentía es lineal.
7. El coeficiente de escorrentía, C , es constante para lluvias de cualquier duración o frecuencia sobre el área de drenaje.

Teniendo en cuenta las anteriores suposiciones, el Método Racional tiene las siguientes limitaciones:

1. El método solo permite obtener un punto en el hidrograma de escorrentía, el cual corresponde al caudal pico. Cuando el terreno se vuelve quebrado y complejo, la ecuación tiende a sobrestimar el caudal.
2. El método no permite calcular el almacenamiento de agua en las tuberías, el cual puede atenuar el pico de caudal cuando éstas son largas.
3. El método supone que la intensidad de lluvias es uniforme sobre toda la cuenca. Esto es cierto solo para áreas y períodos de tiempo pequeños. Por consiguiente, el método se debe limitar para áreas de máximo 80 hectáreas.
4. El método puede subestimar el caudal cuando el patrón de lluvia tiende a tener un pico muy alto, por ejemplo, cuando la intensidad máxima es bastante mayor que el valor medio de la intensidad de lluvia.
5. El método no es confiable cuando las cuencas tienen formas irregulares, donde no hay un incremento uniforme del área con la distancia al punto de salida.
6. Existen variaciones considerables en la interpretación y metodología de uso de la ecuación. Existen aspectos subjetivos importantes en la escogencia del coeficiente de impermeabilidad y en el cálculo del tiempo de entrada.

La ecuación del Método Racional varía de acuerdo con el sistema de unidades utilizado. Las ecuaciones Ecuación 6–2 Ecuación 6–3, mostradas a continuación, corresponden a la

fórmula para el Método Racional en los dos sistemas de unidades más utilizados.

$$Q = C i A \quad \text{Ecuación 6–2}$$

donde,

- Q = Caudal pico de aguas lluvias (L/s).
- C = Coeficiente de escorrentía (adimensional)
- i = Intensidad de precipitación (L/s/ha)
- A = Área tributaria (ha)

$$Q = 2.78(C i A) \quad \text{Ecuación 6–3}$$

donde,

- Q = Caudal pico de aguas lluvias (L/s).
- C = Coeficiente de escorrentía (adimensional)
- i = Intensidad de precipitación (mm/h)
- A = Área tributaria (ha)

6.3.1 Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia

Las curvas de intensidad – duración – frecuencia (IDF) constituyen la base de información climatológica para el cálculo de los caudales de diseño para las redes de alcantarillado de aguas lluvias. Estas curvas sintetizan las características de los eventos de precipitación extremos en una zona determinada y establecen la intensidad media de lluvia para diferentes duraciones de eventos de precipitación con períodos de retorno específicos. El diseñador debe verificar la existencia de curvas IDF actualizadas en EPM, que correspondan a la zona en donde se localiza la red de alcantarillado de aguas lluvias objeto del diseño, Anexo 6.1. En caso de que éstas no existan o estén desactualizadas, es obligación del diseñador calcularlas a partir de la información existente de lluvias, siempre y cuando la información corresponda a estaciones de medición que se encuentren dentro de la zona o microcuenca del proyecto.

El cálculo de las curvas IDF debe hacerse teniendo en cuenta la información pluviográfica de las estaciones ubicadas en el municipio, calculando las curvas de frecuencia correspondiente mediante análisis

puntuales de frecuencia de eventos extremos. El diseñador debe hacer análisis regionales de frecuencia en caso de que en el municipio objeto del diseño exista más de una estación pluviográfica. Para llevar a cabo estos análisis, el diseñador puede hacer uso de la distribución de probabilidad de Gumbel, aunque también puede ajustar otras distribuciones de probabilidad.

El diseñador hará uso de ecuaciones que relacionen la intensidad de lluvia y su duración, cuando éstas existan para cada una de las estaciones pluviográficas de la ciudad o de la zona del municipio objeto del diseño de la red de alcantarillado de aguas lluvias. En general estas ecuaciones tienen la forma mostrada en la Ecuación 6-4:

$$i = C (D + H)^M \quad \text{Ecuación 6-4}$$

donde,

i = Intensidad de precipitación (mm/h).
 D = Duración de lluvia (min)
 C, H, M = Coeficientes de acuerdo con características de cada estación (adimensional)

6.3.2 Intensidad de precipitación

El diseñador debe calcular la intensidad de precipitación, parámetro común en los modelos para estimar el caudal de aguas lluvias. El cálculo de la intensidad de precipitación depende del modelo de infiltración o método de estimación de caudal de aguas lluvias que se utilice.

Para el caso del Método Racional, el diseñador debe utilizar la intensidad media de precipitación dada por las curvas IDF para el período de retorno de diseño escogido, de acuerdo con lo establecido en el Numeral 6.2.2 de esta norma, y una duración de lluvia equivalente al tiempo de concentración de la escorrentía, según lo definido en el Numeral 6.3.4.

6.3.3 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía, C , es función del tipo del suelo de la cuenca, del grado de permeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y de todos aquellos otros factores

que determinen qué parte de la precipitación se convierte en escorrentía. Por consiguiente, el diseñador debe considerar las pérdidas por infiltración en el subsuelo y cualquier otro efecto que tenga como consecuencia el retraso del flujo de escorrentía. También se deben considerar los planes de ordenamiento territorial, los planes de desarrollo urbano aprobados por el municipio y cualquier otro tipo de consideración legal sobre el uso futuro del suelo. Estos se requieren para estimar el coeficiente de escorrentía para el momento final del período de diseño, el cual puede ser sustancialmente diferente al del momento de entrada en operación de la red de alcantarillado de aguas lluvias.

Para aquellas áreas de drenaje que incluyan zonas con coeficientes de escorrentía diferentes, el valor del coeficiente de impermeabilidad representativo para toda el área debe calcularse como el promedio ponderado de los coeficientes de escorrentía individuales para cada sub-área, de acuerdo con la Ecuación 6-5 mostrada a continuación.

$$C = \frac{\sum C \times A}{\sum A} \quad \text{Ecuación 6-5}$$

donde,

C = Coeficiente de escorrentía (-).
 A = Área tributaria de drenaje (ha)

El diseñador debe utilizar los coeficientes de impermeabilidad expresados en la Tabla 6-3 mostrada a continuación.

Tabla 6-3 Coeficientes de impermeabilidad

Tipo de superficie	I
Cubiertas	0,90
Pavimentos asfálticos y superficies de concreto	0,90
Vías adoquinadas	0,85
Zonas comerciales o industriales	0,90
Residencial, con casas contiguas, predominio de zonas duras	0,75
Residencial multifamiliar, con bloques contiguos y zonas duras entre éstos	0,75

Tipo de superficie	I
Residencial unifamiliar, con casas contiguas y predominio de jardines	0,60
Residencial, con casas rodeadas de jardines o multifamiliares apreciablemente separados	0,45
Residencial, con predominio de zonas verdes y parques-cementerios	0,30
Laderas sin vegetación	0,60
Laderas con vegetación	0,30
Parques recreacionales	0,30

Para calcular el coeficiente de escorrentía, la fórmula tiene en cuenta el coeficiente de impermeabilidad promedio de la cuenca de drenaje como se muestra en la Ecuación 6-6.

$$C = 0.85 * I + 0.15 \quad \text{Ecuación 6-6}$$

donde,

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional)

I = Coeficiente de impermeabilidad (adimensional).

6.3.4 Tiempo de concentración

El período de tiempo para alcanzar el caudal máximo a la salida de la cuenca se conoce como el tiempo de concentración. Este también se puede interpretar como el tiempo que se demora el agua en llegar a la salida de la cuenca desde el punto más alejado.

En el caso del Método Racional, con el fin de calcular el caudal de diseño, haciendo uso de las curvas de IDF, el diseñador debe suponer que la duración del evento de precipitación de diseño es igual al tiempo de concentración para un sistema de alcantarillado de aguas lluvias particular.

El tiempo de concentración es función del tamaño y la forma de la cuenca en donde se localiza el tramo objeto de análisis. Si la duración del evento de precipitación fuera inferior al tiempo de concentración, no se alcanzaría el caudal pico a la salida de la cuenca. Por otro lado, si la duración de la lluvia fuera mayor que el tiempo de concentración, tanto la intensidad como el caudal de escorrentía serían menores.

Para calcular el tiempo de concentración se debe utilizar la **¡Error! No se encuentra el**

origen de la referencia. mostrada a continuación.

$$T_C = T_e + T_t \quad \text{Ecuación 6-7}$$

donde,

T_C = Tiempo de concentración (min)

T_e = Tiempo de entrada (min)

T_t = Tiempo de recorrido (min)

6.3.4.1 Tiempo de entrada

El tiempo de entrada, utilizado para calcular el tiempo de concentración, es el tiempo que toma el flujo superficial para viajar desde la parte más alejada de la subcuenca hasta el punto de entrada o sumidero más cercano de la red de tuberías del sistema de alcantarillado de aguas lluvias. En general, el tiempo de entrada depende de la longitud, la pendiente promedio y la naturaleza de la subcuenca, así como de la intensidad del evento de precipitación. Teniendo en cuenta la información disponible como parámetros de entrada, el diseñador debe utilizar la siguiente ecuación:

a. Ecuación de la FAA¹² de los Estados Unidos

Esta ecuación se utiliza frecuentemente para el cálculo de la escorrentía superficial en áreas urbanas.

$$T_e = \frac{0.707 \times (1.1 - C) \times L^{1/2}}{S^{1/3}} \quad \text{Ecuación 6-8}$$

donde,

T_e = Tiempo de entrada (min)

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional)

L = Longitud máxima de flujo de escorrentía superficial (m)

S = Pendiente promedio entre punto más alejado y el punto de entrada a la red (m/m)

Alternativamente y solo con la aprobación previa de EPM, el diseñador podrá utilizar las siguientes dos ecuaciones para el cálculo del tiempo de entrada.

¹² FAA: Federal Aviation Administration

b. Ecuación del Soil Conservation Service (SCS):

El Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (*Soil Conservation Service*, SCS) desarrolló la siguiente ecuación con el fin de calcular el tiempo de entrada como función de la velocidad media de la escorrentía superficial sobre el área de drenaje y la longitud del recorrido:

$$T_e = \frac{L}{(60 \times v_s)} \quad \text{Ecuación 6-9}$$

donde,

- T_e = Tiempo de entrada (min)
- v_s = Velocidad media de escorrentía superficial (m/s)
- L = Longitud máxima de flujo de escorrentía superficial (m)

En esta última ecuación, la velocidad superficial puede aproximarse por la siguiente expresión:

$$v_s = a \times S^{1/2} \quad \text{Ecuación 6-10}$$

donde,

- v_s = Velocidad media de escorrentía superficial (m/s)
- S = Pendiente promedio entre punto más alejado y el punto de entrada a la red (m/m)
- a = Constante que depende del tipo de superficie (adimensional)

La constante a depende del tipo de suelo que conforma la superficie de escorrentía y puede calcularse utilizando los datos mostrados en la Tabla 6-4 mostrada a continuación.

Tabla 6-4 Constante a de velocidad superficial (Tomado de Título D RAS 2012)

Tipo de superficie	a
Bosque con sotobosque denso	0,70
Pastos y patios	2,00
Áreas cultivadas en surcos	2,70
Suelos desnudos	3,15
Áreas pavimentadas y tramos iniciales de quebradas	6,50

c. Fórmula de Kerby

Con el fin de calcular el tiempo de entrada, el diseñador también puede utilizar la ecuación de Kerby mostrada a continuación.

$$T_e = 1.44 \times \left(\frac{L \times m}{S^{1/2}} \right)^{0.467} \quad \text{Ecuación 6-11}$$

donde,

- T_e = Tiempo de entrada (min)
- L = Longitud máxima de flujo de escorrentía superficial (m)
- S = Pendiente promedio entre punto más alejado y el punto de entrada a la red (m/m)
- m = Coeficiente de retardo (adimensional)

El coeficiente de retardo m , puede ser calculado como función del tipo de la superficie de escorrentía, utilizando los valores mostrados en la Tabla 6-5 mostrada a continuación.

Tabla 6-5 Coeficiente de retardo m (Tomado de Título D RAS 2012)

Tipo de superficie	m
Impermeable	0,02
Suelo sin cobertura, compacto y liso	0,10
Superficie sin cobertura moderadamente rugosa	0,20
Pastos	0,30
Terrenos arborizados	0,70
Pastos densos	0,80

6.3.4.2 Tiempo de recorrido

El tiempo de recorrido es el transcurso de tiempo que le toma al agua recorrer el sistema de tuberías que conforman la red de alcantarillado desde el punto de entrada hasta el punto de estudio o salida de la cuenca. Este tiempo es función de la velocidad media del flujo en las tuberías así como de la longitud de éstas.

La velocidad se puede calcular utilizando las ecuaciones para el flujo uniforme en tuberías de sección circular fluyendo parcialmente llenas, tales como la ecuación de Darcy-Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook-White, o la ecuación de Manning. Una vez conocida esta velocidad, el tiempo

de recorrido se calcula de acuerdo con la Ecuación 6–12:

$$T_t = \frac{L}{(60 \cdot v)} \quad \text{Ecuación 6–12}$$

donde,

T_t = Tiempo de recorrido (min)
 L = Longitud de tubería o tramo de red (m)
 v = Velocidad media del flujo (m/s)

6.3.4.3 Cálculo de Intensidad de Precipitación y Tiempo de Concentración

Para el cálculo de la intensidad de precipitación, se debe hacer uso de las curvas IDF. Para esto, también se debe hacer el cálculo del tiempo de concentración, mediante un proceso iterativo, el cual parte de suponer una velocidad media en las tuberías. Los pasos para el proceso iterativo son los siguientes:

Paso 1. Suponer un valor de la velocidad media en las tuberías.

Paso 2. Calcular el tiempo de recorrido de acuerdo con la Ecuación 6–12.

Paso 3. Calcular el tiempo de entrada utilizando una de las ecuaciones Ecuación 6–8 Ecuación 6–9 Ecuación 6–11

Paso 4. Calcular el tiempo de concentración de acuerdo con la Ecuación 6–7.

Paso 5. Con el valor del tiempo de concentración, calcular la intensidad de lluvia utilizando las curvas de IDF y el período de retorno de diseño.

Paso 6. Calcular el caudal utilizando el Método Racional.

Paso 7. Con el valor del caudal, calcular la velocidad en las tuberías y comparar con el valor supuesto en el paso 1. Si estos valores tienen una diferencia superior o igual al 1%, el proceso iterativo se vuelve a iniciar utilizando como velocidad la última calculada.

Sin embargo, si el tiempo de concentración mínimo en las cámaras iniciales es inferior a 3 minutos, se debe adoptar como tiempo de concentración 3 minutos. Por otro lado, el tiempo de concentración máximo debe ser 15

minutos. Si dos o más tuberías confluyen a la misma estructura o cámara de conexión, el diseñador debe considerar como tiempo de concentración en ese punto, el mayor de los tiempos de concentración de las respectivas tuberías.

6.4 MÉTODO DE CÁLCULO DE CAUDAL BASADO EN EL PROGRAMA EPASWMM

Con el fin de desarrollar el cálculo de los caudales de diseño de aguas lluvias se puede utilizar el método desarrollado e implementado en el programa SWMM¹³ de la agencia de protección ambiental de los estados unidos (U.S. Environmental Protection Agency).

Para la aplicación de este método es necesario hacer una idealización de la cuenca, de tal manera que pueda ser analizada como un canal rectangular con pendiente y coeficiente de rugosidad constante. Para lo anterior, es necesario determinar la longitud y el ancho del hipotético canal. La determinación de la longitud se realiza teniendo en cuenta las características geométricas de la cuenca.

1. Cuando la captación en la cuenca es simétrica:

$$L = A/(2W) \quad \text{Ecuación 6–13}$$

2. Cuando la captación en la cuenca es asimétrica:

$$L = A/(W) \quad \text{Ecuación 6–14}$$

donde,

L = Longitud de la hipotética cuenca (m)
 A = Área tributaria (m²)
 W = Longitud del sistema de captación principal (m)

¹³ ROSMAN, L. 2004. Storm Water Management Model User's Manual v 5.0. Water Supply and Water Resources Division National Risk Management Research Laboratory Cincinnati.

Teniendo la longitud de la hipotética cuenca y el área de la cuenca real se determina el ancho de la primera.

Con la cuenca idealizada, el diseñador puede determinar el hidrograma de escorrentía directa, producto de un evento de precipitación, combinando un modelo de infiltración con un modelo derivado de la ecuación de Manning. Con base en lo anterior se muestran las ecuaciones Ecuación 6-15 y Ecuación 6-16 que corresponden a la ecuación de continuidad y a la ecuación dinámica respectivamente, y que rigen al modelo conceptual descrito por la Figura 6-2.

- B = Ancho de la hipotética cuenca (m).
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning.
- y_d = Profundidad de almacenamiento de la cuenca (m).
- y = Nivel del agua en la hipotética cuenca para cada paso de tiempo (m).
- i = Intensidad de precipitación (m/s).
- f = Tasa de infiltración de la cuenca (m/s).
- Q = Caudal de escorrentía directa (m³/s).
- t = Paso de tiempo (s)
- C_M = 1 para el sistema internacional
- S = Pendiente del canal (m/m)

$$iL = \left(fL + \frac{Q}{B} \right) + L \frac{\Delta y}{\Delta t} \quad \text{Ecuación 6-15}$$

$$Q = B \frac{C_M}{n} S^{\frac{1}{2}} (y - y_d)^{\frac{5}{3}} \quad \text{Ecuación 6-16}$$

donde,
 L = Longitud de flujo en la hipotética cuenca (m).

Si en la Ecuación 6-15 se reemplaza Q/B por Q y se obtiene Δy , se tiene que:

$$\Delta y = \Delta t \left(i - f - \frac{q}{L} \right) = \Delta t \times i - f \times \Delta t - \Delta t \times \frac{C_M}{n} \times S^{\frac{1}{2}} \times \frac{(y - y_d)^{\frac{5}{3}}}{L} \quad \text{Ecuación 6-17}$$

Si las profundidades de agua en la hipotética cuenca, al inicio y al final de cada paso de tiempo, corresponden a y_1 y a y_2 respectivamente, se pueden solucionar mediante un método numérico las

ecuaciones Ecuación 6-18 y Ecuación 6-19, para determinar el valor de y_2 . Para la solución de y_2 se recomienda emplear el método de Newton Raphson.

$$\Delta y = y_2 - y_1 \quad \text{Ecuación 6-18}$$

$$f \times \Delta t = f_c \times \Delta t + K \times (f_0 - f_\infty) \times \left(1 - e^{-\frac{\Delta t}{K}} \right) \quad \text{Ecuación 6-19}$$

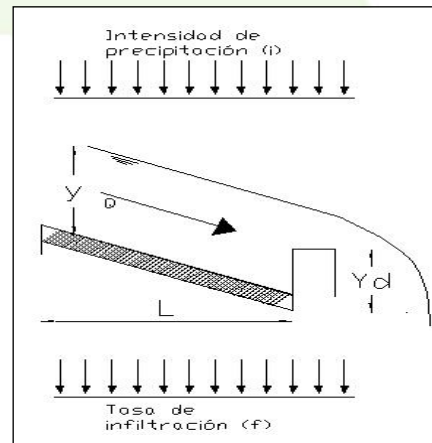


Figura 6-2. Modelo Conceptual del Método SWMM

Conocido y_2 se calcula $(y-y_d)^{5/3}$ promediando como se muestra en la Ecuación 6–20:

$$(y - y_d)^{5/3} = \frac{(y_1 - y_d)^{5/3} + (y_2 - y_d)^{5/3}}{2} \quad \text{Ecuación 6–20}$$

Finalmente se calcula el caudal empleando la Ecuación 6–16. Estos corresponden a los de la escorrentía directa (caudales de entrada a

la red) producida por la cuenca durante el evento de precipitación.

6.5 OTROS MÉTODOS DE CÁLCULO DE CAUDAL

Para el cálculo del caudal de diseño de las redes de alcantarillado de aguas lluvias para áreas en las cuales no pueda aplicarse el método Racional, se debe hacer uso de los métodos descritos en los siguientes numerales; EPM debe establecer cuál o cuáles de los métodos deben ser utilizados por el diseñador.

3. La duración de la escorrentía directa resultante de un exceso de lluvia de una duración dada es constante.
4. Para una cuenca dada, el hidrograma de exceso de lluvia dado refleja las características no cambiantes de la cuenca.

Las anteriores suposiciones, si bien no son posibles de cumplir en su totalidad, sí permiten determinar hidrogramas unitarios adecuados cuando se siguen las siguientes recomendaciones:

6.5.1 Método del Hidrograma Unitario

Este método inicialmente fue desarrollado para ser implementado en cuencas de gran extensión, no obstante, se ha encontrado que puede aplicarse con buena precisión a cuencas pequeñas. En general, el método es válido para áreas entre 0.5 y 2500 ha.

1. Emplear eventos de lluvia de corta duración, debido a que este tipo de tormentas se caracterizan por tener alta intensidad produciendo así una tasa de lluvia intensa y aproximadamente constante.
2. En cuencas de gran extensión es difícil encontrar un evento de lluvia que sea relativamente uniforme en toda el área. En estos casos se recomienda dividir la cuenca en subcuencas más pequeñas.
3. Sólo se debe tener en cuenta la escorrentía directa superficial.
4. Aunque la información hidrológica real no es lineal, para casos prácticos esta suposición es muy adecuada.
5. Las cuencas modeladas por el método el hidrograma unitario no deben tener, en lo posible, embalses y planicies de inundación.

El hidrograma unitario es la respuesta de pulso unitario para un sistema hidrológico lineal y se define como el hidrograma de escorrentía directa resultante de 1 mm de exceso de lluvia generado uniformemente sobre el área de drenaje a una tasa constante, a lo largo de una duración efectiva¹⁴.

Las suposiciones sobre las cuales se apoya este método son las siguientes:

1. El exceso de precipitación tiene una intensidad constante dentro de la duración efectiva.
2. El exceso de precipitación está uniformemente distribuido a través de toda el área de drenaje.

Para determinar el hidrograma unitario característico de una cuenca, el diseñador debe tener mediciones de campo de la escorrentía directa correspondiente a un evento de lluvia determinado. Adicionalmente se requiere el hidrograma de precipitación efectiva correspondiente a ese evento, el

¹⁴ Hidrología aplicada; Ven Te Chow

cual puede ser determinado mediante la aplicación de un método de infiltración, según lo estipulado en el ANEXO 6.2 MÉTODOS DE INFILTRACIÓN de este capítulo.

Una vez se tengan mediciones en campo de la escorrentía directa y se haya determinado el hidrograma de precipitación efectiva, el diseñador debe determinar el hidrograma unitario característico de la cuenca mediante la utilización del conjunto de ecuaciones de convolución de tiempo discreto mostradas en la Tabla 6-6.

6.5.1.1 Hidrograma Unitario Característico

Tabla 6-6 Ecuaciones de convolución del hidrograma unitario

$n = 1, 2, 3 \dots n$
$Q_1 = P_1 \times U_1$
$Q_2 = P_2 \times U_1 + P_1 \times U_2$
$Q_3 = P_3 \times U_1 + P_2 \times U_2 + P_1 \times U_3$
.....
$Q_m = P_m \times U_1 + P_{m-1} \times U_2 + \dots + P_1 \times U_{m+1}$
$Q_{m+1} = 0 + P_m \times U_2 + \dots + P_2 \times U_m + P_1 \times U_{m+1}$
.....
$Q_{n-1} = 0 + 0 + 0 + \dots + 0 + P_m \times U_{n-m} + P_{m-1} \times U_{n-m+1}$
$Q_n = 0 + 0 + 0 + \dots + 0 + P_m \times U_{n-m+1}$

De cada una de las ecuaciones incluidas en la Tabla 6-6 se pueden obtener los valores de U para cada pulso, los cuales corresponden a las ordenadas del hidrograma unitario típico de la cuenca.

Con el hidrograma unitario de la cuenca, el diseñador debe determinar el hidrograma de escorrentía directa para dicha cuenca durante un evento de precipitación con otras características, mediante la aplicación de la Ecuación 6-21.

6.5.1.2 Cálculo del Hidrograma Unitario

El procedimiento que el diseñador debe seguir para la construcción del hidrograma unitario de una cuenca es el siguiente:

El procedimiento para estimar el hidrograma de escorrentía directa producido por una cuenca durante un evento de precipitación, a partir del hidrograma unitario de la misma, es el siguiente:

1. Medir en campo los caudales de escorrentía directa en el punto de salida de la cuenca (punto de entrada a la red), a lo largo de un evento de precipitación.
2. Estimar el hidrograma de precipitación efectiva mediante la implementación de alguno de los modelos de infiltración descritos en el Anexo 6.2.
3. Con base en las ecuaciones mostradas en la Tabla 6-6, obtener los valores de U para cada paso de tiempo. Estos valores corresponden a las ordenadas del hidrograma unitario. Con los valores de tiempo en el eje x y los valores de U en el eje y se grafica el hidrograma unitario.

1. Estimar el hidrograma de precipitación efectiva del evento particular, mediante la implementación de alguno de los modelos de infiltración descritos en el Anexo 6.2.
2. Con los caudales de exceso de escorrentía y el hidrograma unitario, calcular los caudales de escorrentía directa que se presentarán al final de la cuenca mediante la aplicación de la Ecuación 6-21.

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq m} P_m U_{n-m+1} \quad \text{Ecuación 6-21}$$

donde,

- Q = Caudal respuesta para pulso de escorrentía directa. (m³/s).
- P = Profundidad de Precipitación Efectiva (m).
- U = Valores de caudal por unidad de profundidad en el hidrograma unitario (m³/s/m).
- n = Número de pulsos de escorrentía directa.
- m = Números de pulsos de exceso de lluvia.

6.5.2 Método del Hidrograma Unitario Sintético

Con el Hidrograma Unitario de la cuenca sólo se pueden predecir los hidrogramas de escorrentía directa que se presentarán en el punto en el cual se efectuaron las medidas de campo. Sin embargo, con la construcción de un "Hidrograma Unitario Sintético (HUS)", a partir del Hidrograma Unitario, el diseñador puede predecir los caudales de escorrentía directa tanto en puntos de la cuenca diferentes al de medición, como en puntos dentro de cuencas parecidas a aquella en la cual se conozca el Hidrograma Unitario.

6.5.2.1 Parámetros geométricos del Hidrograma Unitario Sintético

Para la construcción del HUS de puntos de captación dentro de una cuenca, de la cual ya se tengan hidrogramas unitarios y que se encuentren disponibles en EPM, o de una cuenca morfológicamente parecida a una que se encuentre monitoreada, el diseñador debe tener datos geométricos de las cuencas y datos obtenidos del HU de la misma. Los parámetros geométricos requeridos son:

- q_{pR} = Caudal pico por unidad de área de la cuenca (m³/s/km²)
- t_{pR} = Tiempo de retardo corregido de la cuenca, equivalente al tiempo de concentración de la cuenca (horas) (diferencia en tiempo entre el centroide del histograma de exceso de lluvia y el pico del hidrograma unitario).
- t_b = Tiempo base (s) (Duración efectiva del hidrograma unitario).
- W_{75} = Ancho en horas en el hidrograma unitario al 75 % del caudal pico.
- W_{50} = Ancho en horas en el hidrograma unitario al 50 % del caudal pico.

6.5.2.2 Cálculo del Hidrograma Unitario Sintético

El HU está definido como aquel en el cual la duración de lluvia, T_d , está relacionada con el retardo de la cuenca, t_p , por la Ecuación 6-22.

$$t_p = 5.5 T_d \quad \text{Ecuación 6-22}$$

donde,

- t_p = Tiempo de retardo (h)
- T_d = Tiempo de duración de lluvia (h)

Para un hidrograma unitario estándar se tiene que:

1. El retardo de la cuenca está definido por la Ecuación 6-23.

$$t_p = C_1 \times C_t \times (L \times L_c)^{0.3} \quad \text{Ecuación 6-23}$$

donde,

- t_p = Tiempo de retardo (h).
- L = Longitud de la corriente principal desde la salida de la cuenca hasta la divisoria de aguas arriba (km).
- L_c = Distancia hasta el punto de la corriente más cercano al centroide del área de la cuenca tributaria (km).
- $C_1 = 0.75$
- C_t = Coeficiente basado en cuencas instrumentadas en la región de los Montes Apalaches en los Estados Unidos de Norte América.

2. El caudal pico por unidad de área de drenaje del hidrograma unitario sintético está definido en la siguiente ecuación:

$$q_p = \frac{C_2 C_p}{t_p} \quad \text{Ecuación 6-24}$$

donde,

- q_p = Caudal pico por unidad de área de drenaje (m³/s/km²).
- $C_2 = 0.75$
- C_p = Coeficiente basado en cuencas instrumentadas en la región de los Montes Apalaches en los Estados Unidos de Norte América.

Para calcular el C_t y C_p de una cuenca instrumentada, el diseñador debe medir los valores L y L_c en un mapa de la cuenca. El tiempo de retardo de la cuenca t_p , la duración efectiva t_R y el caudal pico por unidad de área de drenaje se encuentran a partir del Hidrograma Unitario. En aquellos casos en los que el retardo de la cuenca sea muy diferente a 5.5 veces la duración efectiva, el tiempo de retardo se debe corregir, mediante la siguiente ecuación:

$$t_p = t_{pR} + \frac{T_d - t_R}{4} \quad \text{Ecuación 6-25}$$

donde,

t_p = Tiempo de retardo según Ecuación 6-22 (h).

t_{pR} = Tiempo de retardo corregido (h).

T_d = Tiempo de duración de lluvia en Hidrograma Unitario Estándar (h).

t_R = Tiempo de duración de lluvia en Hidrograma Unitario de cuenca nueva (h).

Las ecuaciones Ecuación 6-22 Ecuación 6-25 se resuelven simultáneamente para calcular T_d y t_p . Finalmente, se calculan los valores de C_1 y C_p en las ecuaciones Ecuación 6-23 y Ecuación 6-24

Cuando se tiene una cuenca no instrumentada similar a otra que si lo está, el diseñador puede emplear los coeficientes C_t y C_p de la cuenca instrumentada para construir el Hidrograma Unitario Sintético de la no instrumentada. Para esto, el diseñador debe seguir los siguientes pasos:

1. Se calcula t_p empleando la Ecuación 6-22 con las características geométricas de la nueva cuenca (L y L_c).
2. Se calcula T_d empleando la Ecuación 6-21.
3. Dependiendo del tiempo de duración t_R para el cual se necesite el HUS, se debe calcular el tiempo de retraso corregido t_{pR} empleando la Ecuación 6-25.

4. Se calcula el q_p empleando la Ecuación 6-24.
5. Se calcula el caudal pico por unidad de área corregido, q_{pR} , para la nueva cuenca, empleando la Ecuación 6-26.

La relación entre q_p y el caudal pico por unidad de área de drenaje, q_{pR} , del hidrograma unitario requerido es:

$$q_{pR} = \frac{q_p t_p}{t_{pR}} \quad \text{Ecuación 6-26}$$

6. Se calculan los anchos el hidrograma unitario sintético al 50 y 75% empleando la Ecuación 6-27.

El ancho del hidrograma unitario en horas, para los caudales al 50% y al 70% del caudal pico por unidad de área de drenaje q_{pR} están dados por:

$$W = C_w q_{pR}^{-1.08} \quad \text{Ecuación 6-27}$$

donde,

$C_w = 1.22$ para un ancho de 75% y 2.14 para el de 50%.

7. Se calcula el tiempo base del hidrograma unitario empleando la Ecuación 6-28.

El tiempo base, t_b , en horas, se puede determinar suponiendo un hidrograma unitario con distribución triangular y sabiendo que el área bajo la curva de éste debe ser de 1 cm^2 . Con base en lo anterior se puede establecer la siguiente ecuación:

$$t_b = \frac{C_3}{q_{pR}} \quad \text{Ecuación 6-28}$$

donde,

$C_3 = 5.56$.

8. Finalmente se dibuja el hidrograma unitario sintético de acuerdo con la Figura 6-3.

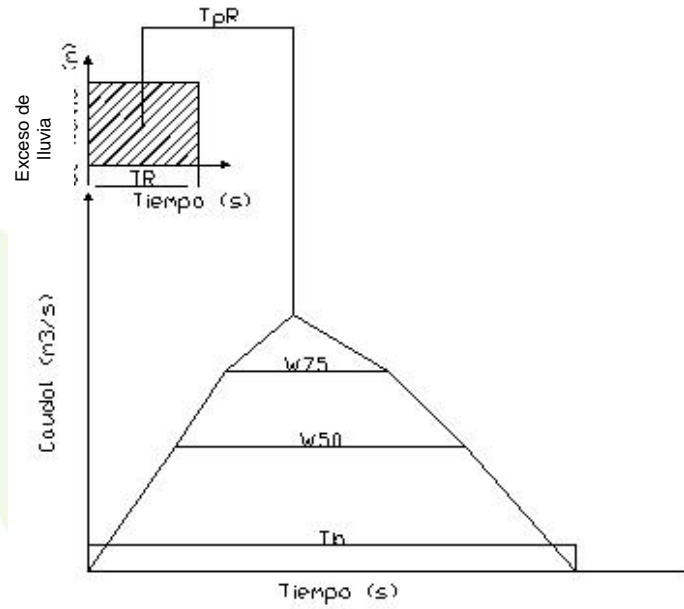


Figura 6-3. Esquema Hidrograma Unitario Sintético (HUS)

ANEXO 6.1 CURVAS DE INTENSIDAD, FRECUENCIA Y DURACIÓN

DISEÑO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO DE AGUAS LLUVIAS								
Coeficientes de las ecuaciones de las curvas IDF. Noviembre 2005.								
Se debe utilizar la última actualización de los coeficientes.								
ESTACIÓN	PARÁMETRO	PERÍODO DE RETORNO EN AÑOS						
		2.33	5	10	20	25	50	100
CALDAS	C	14346	6027	4493	4547	4334	4592	4734
	H	37	21	15	13	12	11	10
	M	-1.2754	-1.0948	-1.0203	-1.0047	-0.9903	-0.9855	-0.9766
PALMAS	C	10721.0	6245.1	4404.8	3389.2	3254.5	2821.9	2903.2
	H	39	27	20	15	14	11	10
	M	-1.2205	-1.0919	-1.0062	-0.9383	-0.9250	-0.8815	-0.8721
RIONEGRO LA MACARENA	C	2602.7	2977.7	3403.7	3929.9	6132.4	6632.5	5341.5
	H	24	19	17	16	19	18	15
	M	-0.9984	-0.9913	-0.9928	-0.9993	-1.0775	-1.0747	-1.0173
MEDELLIN (MIGUEL DE AGUINAGA)	C	11762.0	18485.0	24290.0	30854.0	35067.0	39903.0	48618.0
	H	40	42	43	44	45	45	46
	M	-1.2843	-1.3325	-1.3586	-1.3818	-1.3987	-1.4053	-1.4253
ALTO SAN ANDRÉS	C	1355.0	1440.6	1465.9	1566.5	1641.9	1875.2	1902.9
	H	15	12	10	9	9	9	8
	M	-0.8658	-0.8419	-0.8200	-0.8112	-0.8139	-0.8212	-0.8071
AYURÁ	C	4238.2	6992.0	9852.6	12784.0	13745.0	16776.0	19876.0
	H	23	22	22	22	22	22	22
	M	-1.0826	-1.1422	-1.1821	-1.2101	-1.2175	-1.2370	-1.2526
LA FE	C	7242.1	4510.0	4630.9	4781.3	4589.9	4925.2	5127.5
	H	31	19	16	14	13	12	11
	M	-1.1771	-1.0590	-1.0399	-1.0249	-1.0108	-1.0059	-0.9968
CHORRILLOS	C	6256.7	3527.6	2779.1	3174.3	3063.3	3297.3	3448.0
	H	35	21	15	14	13	12	11
	M	-1.1469	-1.0166	-0.9509	-0.9572	-0.9447	-0.9420	-0.9352
SAN ANTONIO DE PRADO	C	6885.0	2978.7	2614.1	2308.2	2445.7	2549.9	2585.6
	H	29	14	10	7	7	6	5
	M	-1.1363	-0.9537	-0.9068	-0.8628	-0.8683	-0.8591	-0.8458
MAZO	C	37203.0	11732.0	8937.9	8317.7	8191.8	8366.3	9065.6
	H	60	34	26	22	21	19	18
	M	-1.4366	-1.2191	-1.1534	-1.1243	-1.1166	-1.1058	-1.1069
PLANTA VILLA HERMOSA	C	4722.3	3898.9	3483.1	3638.3	3433.2	3487.6	3491.6
	H	24	19	16	15	14	13	12
	M	-1.1075	-1.0392	-0.9946	-0.9826	-0.9656	-0.9511	-0.9353
SAN CRISTÓBAL	C	2593.6	1307.8	1180.0	1176.1	1249.0	1308.1	1326.9
	H	25	10	6	4	4	3	2
	M	-0.9583	-0.7975	-0.7520	-0.7287	-0.7340	-0.7237	-0.7085
VASCONIA	C	3565.7	3415.4	3587.9	3931.4	4166.7	4339.8	4984.9
	H	17	12	10	9	9	8	8
	M	-1.0225	-0.9805	-0.9653	-0.9616	-0.9666	-0.9560	-0.9662
FABRICATO	C	1751.8	1804.0	2023.3	2093.2	2224.5	2388.4	2757.4
	H	21	15	13	11	11	10	10
	M	-0.8895	-0.8572	-0.8519	-0.8352	-0.8400	-0.8338	-0.8437

Intensidad = $C \cdot (D+H)^M$

D: Duración de la precipitación en minutos

ANEXO 6.2 MÉTODOS DE INFILTRACIÓN

Para el cálculo del caudal de agua que se va a transportar por el sistema de alcantarillado de aguas lluvias, usando métodos diferentes al Método Racional, el diseñador debe obtener los hietogramas de precipitación efectiva, a través del uso de modelos de infiltración, para luego determinar el hidrograma de escorrentía directa, haciendo uso de modelos lluvia-escorrentía. Para esto, el diseñador debe utilizar alguno de los métodos de cálculo de infiltración descritos a continuación.

A.6.2.1 MODELO DE INFILTRACIÓN DE HORTON

Este modelo indica que todo suelo presenta una capacidad de infiltración inicial y final, y además tiende a alcanzar la condición de infiltración definitiva con una tasa de decaimiento particular. El diseñador debe determinar la infiltración acumulada en el suelo, para una lluvia de duración conocida. Esto se muestra en la siguiente ecuación:

$$F = f_{\infty} + (f_o - f_{\infty})e^{-\alpha T_d} \quad \text{Ecuación A.6-1}$$

donde,

F = Profundidad de infiltración acumulada (m)

T_d = Tiempo de duración (s)

f_{∞} = Tasa de infiltración final del suelo (m/s)

f_o = Tasa de infiltración inicial del suelo (m/s)

α = Coeficiente de decaimiento (s^{-1})

Los valores de f_{∞} y f_o están definidos para cada tipo de suelo (ver Tabla A.6-1). Sin embargo, se recomienda determinar estos parámetros, para diferentes valores de humedad inicial, a partir de un estudio de permeabilidad del suelo en algunas zonas puntuales a lo largo de toda la longitud del proyecto.

Tabla A.6-1. Valores de tasas de infiltración finales e iniciales

Tipo de suelo	Infiltración inicial (mm/h)	Infiltración final (mm/h)
Arena grava, arena limosa	250	25
Limo	200	13
Arena-arcilla-limo	125	5
Arcilla cubierta de rocas	75	0

Los valores de la constante de decaimiento α dependen de las características del suelo. Para suelos permeables el coeficiente varía entre 0.25 y 0.5 horas y para superficies impermeables el valor es de 0.05 horas.

El diseñador debe, a partir de una curva de precipitación total de la zona objeto del diseño, determinar la curva de precipitación efectiva. Esto se hace restando los valores de infiltración acumulada (F), de los valores de precipitación total (P), para cada valor de la curva de precipitación.

A.6.2.2 MODELO DE INFILTRACIÓN PROPUESTO POR EL SCS¹⁵

Este método permite determinar la precipitación efectiva producto de una lluvia. El método asigna una Curva Número característica a cada tipo de suelo dependiendo de sus características de permeabilidad. Con esta Curva Número, el diseñador puede determinar el caudal de escorrentía como se muestra a continuación:

$$P = \frac{(P_t - 0.2S)^2}{(P_t + 0.8S)} \quad \text{Ecuación A.6-2}$$

donde,

P = Profundidad de precipitación efectiva (m)

S = Retención potencial máxima (m).

P_t = Profundidad de precipitación total (m).

El valor de la retención potencial máxima S se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

¹⁵ US-SCS: United States Soil Conservation Service; Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad \text{Ecuación A.6-3}$$

donde,
CN = Valor Curva Número.

El valor de Curva Número (CN) depende de tres aspectos tales como el tipo de suelo, los antecedentes de humedad del suelo y su uso. Los valores CN para suelos con condiciones de humedad normales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla A.6-2. Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (Condiciones antecedentes de humedad II, la = 0.2S)

Descripción del uso de la tierra	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
Tierra cultivada ¹ con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales condiciones pobres	68	79	86	89
Pastizales condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas	45	66	77	83
Bosques: cubierta buena ²	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. Óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc. Condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50% al 75%.	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Districtos industriales (72% impermeables)	81	88	91	93
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras pavimentadas con cunetas y alcantarillados ⁵	98	98	98	98
Calles y carreteras en grava	76	85	89	91
Calles y carreteras en tierra	72	82	87	89

Tabla A.6-2 continuación

Descripción del uso de la tierra		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Residencial ³ : Tamaño promedio del lote	Residencial ³ : Porcentaje promedio impermeable ⁴				
506 m ² o menos	65	77	85	90	92
1012 m ²	38	61	75	83	87
1349 m ²	30	57	72	81	86
2024 m ²	25	54	70	80	85
4047 m ²	20	51	68	79	84

1. Para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas de la tierra, remitir a Soil Conservation Service, 1972, cap.9
2. Una buena cubierta está protegida del pastizaje y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.
3. Los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los accesos se dirige hacia la calle, con un mínimo del agua del techo dirigida hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.
4. Las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.
5. En algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva

Nota: tabla tomada de Ven T Chow

Los valores CN para suelos con condiciones de humedad previas muy secas, se deben calcular con la Ecuación A.6-4.

$$CNI = CN - 2.45(100 - CN)^{0.62} \quad \text{Ecuación A.6-4}$$

donde,
CN = Curva Número para suelos con condiciones de humedad normales.
CNI = Curva Número para suelos con condiciones de humedad previa seca.

Para suelos de humedad alta, se debe utilizar el valor de Curva Número tres (3). Este número se representa por la abreviatura CNIII y se obtiene aplicando la Ecuación A.6-5.

$$CNIII = CN + 0.6(100 - CN)^{0.953} \quad \text{Ecuación A.6-5}$$

donde,
CNIII = Valor de Curva Número para suelos con humedad previa elevada.
CN = Valor de Curva Número para suelos con condiciones de humedad normales.

En caso de que la zona objeto del diseño, sea de tipo urbana, donde las superficies están compuestas por sectores permeables y

no permeables, el diseñador debe estimar un valor de Curva Número equivalente. Para esto, se debe utilizar la Ecuación A.6-6.

$$CN_{equi} = \frac{[\% I \times CN_{imper} + (100 - \% I) \times CN_{Perm}]}{100} \quad \text{Ecuación A.6-6}$$

donde,

$\%I$ = Porcentaje de área con cubierta impermeable.

CN_{Perm} = Curva Número para el área permeable.

CN_{imper} = Curva Número para el área impermeable

Al igual que en el Método de Horton, el diseñador debe, a partir de una curva de precipitación total de la zona objeto del diseño, determinar la curva de precipitación efectiva.

A.6.2.3 MODELO DE INFILTRACIÓN PROPUESTO GREEN Y AMPT

Este método simplificado pero físicamente basado, se soporta en la aplicación de las ecuaciones de continuidad y conservación de momentum sobre un volumen de control de suelo.

1. Ecuación de Continuidad

$$F(T) = L \left(\frac{\eta - \theta_i}{100} \right) \quad \text{Ecuación A.6-7}$$

donde,

F = Profundidad de infiltración acumulada (m).

L = Profundidad del estrato saturado de suelo (m).

η = Humedad inicial (%).

θ_i = Humedad final en el período de tiempo T (%).

T = Período de tiempo (s).

2. Ecuación de Conservación de Momentum

Ecuación A.6-8

$$F_{t+1} = F_t + K \times \Delta t + M \times S \times \ln \left(\frac{F_{j+1} - F_j}{F_j + M \times S} \right)$$

donde,

F_{t+1} y F_t = Profundidades acumuladas de agua infiltrada en cada tiempo (m).

K = Permeabilidad del suelo (m/s).

M = Variación de la humedad en el suelo durante el período de tiempo. (adimensional)

S = Cabeza de succión del suelo en el frente de mojado (m).

Δt = Intervalo de tiempo (s)

Durante un evento de precipitación se presentan tres casos típicos para un período de tiempo determinado, sobre los cuales el diseñador debe calcular la precipitación efectiva. Estos casos se muestran a continuación. Adicionalmente se debe tener en cuenta que:

i = Intensidad de precipitación (m/s).

f_1 = Tasa de infiltración del terreno al inicio del período de tiempo analizado (m/s).

f_2 = Tasa de infiltración del terreno al final del período de tiempo analizado (m/s).

Caso 1. $f_2 < f_1 < i$

$$i_{efec} = i - \frac{(F_{j+1} - F_j)}{\Delta t} \quad \text{Ecuación A.6-9}$$

donde,

i_{efec} = Exceso de precipitación (m/s).

i = Intensidad de precipitación (m/s).

F_j = Profundidad de infiltración acumulada al inicio del período de tiempo (m).
 F_{j+1} = Profundidad de infiltración acumulada al final del período de tiempo (m).
 Δt = Intervalo de tiempo (s).

En este caso la profundidad acumulada de infiltración se debe calcular con la ecuación de conservación de Momentum (Ecuación A.6-8).

Caso 2. $i < f_2 < f_1$

En este caso la profundidad acumulada de infiltración y la altura de infiltración para el tiempo final de cada paso de tiempo (Δt), se calculan con las siguientes ecuaciones.

$$F_{j+1} = F_j + i \times \Delta t \quad \text{Ecuación A.6-10}$$

$$F_{j+1} = K \left(1 + \frac{M \times S}{F_{j+1}} \right) \quad \text{Ecuación A.6-11}$$

donde,

i = Intensidad de precipitación (m/s).
 F_j = Profundidad de infiltración acumulada al inicio del período de tiempo (m).
 F_{j+1} = Profundidad de infiltración acumulada al final del período de tiempo (m).
 Δt = Intervalo de tiempo (s).
 K = Permeabilidad del suelo (m/s).
 M = Variación de la humedad en el suelo durante el período de tiempo.
 S = Cabeza de succión del suelo en el frente de mojado (m).

En este caso, la precipitación efectiva es cero.

Caso 3. $f_2 < i < f_1$

Este caso tiene características de los dos anteriores. Inicialmente, la precipitación es menor que la capacidad de infiltración, por lo cual no hay escorrentía (precipitación efectiva). Sin embargo, al final del período de tiempo ocurre lo contrario. Por lo tanto, el diseñador debe determinar en qué momento se inicia la producción de escorrentía. El volumen requerido para que inicie la escorrentía se determina con la siguiente ecuación:

$$F_p = \frac{K \times M \times S}{(i - K)} \quad \text{Ecuación A.6-12}$$

donde,

F_p = Profundidad de infiltración acumulada para la cual se inicia el proceso de escorrentía superficial (m).
 i = Intensidad de precipitación (m/s).
 K = Permeabilidad del suelo (m/s).
 M = Variación de la humedad en el suelo durante el periodo de tiempo.
 S = Cabeza de succión del suelo en el frente de mojado (m).

El tiempo requerido para iniciar la escorrentía efectiva se calcula aplicando la siguiente ecuación.

$$\delta_t = \frac{(F_p - F_j)}{i} \quad \text{Ecuación A.6-13}$$

donde,

i = Intensidad de precipitación (m/s).
 δ_t = Tiempo requerido para iniciar escorrentía efectiva (s).
 F_p = Profundidad de infiltración acumulada para la cual se inicia el proceso de escorrentía superficial (m).
 F_j = Profundidad de infiltración acumulada al inicio del período de tiempo (m).

Antes de este momento la escorrentía efectiva es cero y aplican las ecuaciones del caso 2. Posterior a este tiempo, se aplican las ecuaciones del caso 1.

Los valores de los parámetros del suelo requeridos para la aplicación de este método se encuentran en la Tabla A.6-3.

Tabla A.6-3. Parámetros del suelo requeridos para la aplicación del Modelo Green y Ampt

Tipo de suelo	Porosidad	M	S (m)	K (m/s)
Arena	0,437	0,417	49,5	117,8
Arena Margosa	0,437	0,401	61,3	29,9
Marga Arenosa	0,453	0,412	110,1	10,9
Marga	0,463	0,434	88,9	3,4
Marga Limosa	0,501	0,486	166,8	6,5
Marga Areno-Arcillosa	0,398	0,33	218,5	1,5
Marga Arcillosa	0,464	0,309	208,8	1
Marga Limo-Arcillosa	0,471	0,432	273	1
Arcilla Arenosa	0,430	0,321	239	0,6
Arcilla Limosa	0,479	0,423	292,2	0,5
Arcilla	0,475	0,385	316,3	0,3

Se recomienda que parámetros como la porosidad, la cabeza de succión y la permeabilidad del suelo se determinen mediante ensayos de campo y laboratorio.

Al igual que en el Método de Horton, el diseñador debe, a partir de una curva de precipitación total de la zona objeto del diseño, determinar la curva de precipitación efectiva. Esto se hace restando los valores de infiltración acumulada (F), de los valores de precipitación total (P), para cada valor de la curva de precipitación.

Así mismo, la intensidad de precipitación se debe calcular para cada intervalo de tiempo, a partir de una curva de precipitación que el diseñador debe escoger para la zona objeto del diseño, teniendo en cuenta el período de retorno de diseño.

Capítulo 7 REDES DE ALCANTARILLADOS COMBINADOS

7.1 ALCANCE

Este capítulo tiene como objetivo definir y establecer las condiciones para calcular los parámetros de diseño de las redes de alcantarillados combinados que se diseñen y construyan como parte de los sistemas de recolección y transporte de aguas residuales y lluvias en EPM. Adicionalmente, se incluyen aspectos que desde la etapa de diseño pueden afectar la operación, el control y el seguimiento de los sistemas de alcantarillado urbano, así como aspectos de la puesta en marcha y aspectos del mantenimiento de estos sistemas.

7.2 CONSIDERACIONES GENERALES

El sistema de alcantarillado combinado puede ser adoptado en aquellas partes de los municipios atendidos por EPM donde existan situaciones previas de alcantarillados combinados o características espaciales, topográficas y/o culturales que limiten el uso de los sistemas separados, o cuando desde la etapa de diseño se compruebe que es la mejor alternativa, teniendo en cuenta los costos de tratamiento y disposición de las aguas residuales. En general, aquellos municipios que tengan un drenaje natural de alta densidad resultan ser los más apropiados para las redes de alcantarillado combinado. De todas formas, la opción de un sistema combinado debe estar plenamente justificada desde el punto de vista técnico, socioeconómico, financiero y ambiental, de tal forma que se garantice que es la mejor alternativa de saneamiento, incluyendo todos los costos asociados con el tratamiento de las aguas residuales y su disposición final. La adopción de una red de alcantarillado combinado debe contar con la aprobación previa por parte de EPM.

Para el análisis socioeconómico, financiero y ambiental, se deben tener en cuenta las ventajas referentes a costos y disponibilidad

de espacio que tienen las redes de alcantarillado combinado, pero también los costos asociados con el tratamiento de aguas residuales diluidas por efecto de los caudales de aguas lluvias, con el fin de cumplir la legislación vigente sobre los vertimientos a los cuerpos receptores. Por consiguiente, el diseño de un sistema de alcantarillado combinado debe contemplar no solamente la modelación hidráulica de la red de alcantarillado sino también todo lo establecido en el Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos (PSMV), vigente para el municipio objeto del proyecto.

En aquellos casos en que EPM decida sobre la necesidad de llevar a cabo una modelación de calidad de agua, específicamente en lo referente a los efectos que los alivios de aguas diluidas van a tener sobre los cuerpos receptores de agua, se debe hacer uso del modelo de calidad de agua del cuerpo receptor que exista en EPM, o en su defecto, utilizar un programa de modelación de corrientes, tal como se estableció en el Capítulo 4 de esta norma, con el fin de modelar las características de autodepuración de éste, en conjunto con las características de las aguas combinadas entregadas a dicho cuerpo receptor.

Otra consideración general que debe ser tenida en cuenta desde el momento del diseño, es la relacionada con las bajas velocidades de flujo en épocas de verano, debido a que el caudal de agua residual puede no llegar a cumplir con los criterios de autolimpieza, lo cual puede causar la acumulación de materia orgánica con efectos negativos de olores y gases. Por estas razones, la selección de un sistema de alcantarillado combinado requiere de un análisis técnico, económico, financiero y ambiental, que claramente establezca sus ventajas frente a los sistemas de alcantarillados separados.

7.3 CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de diseño de una red de alcantarillado combinado para EPM, es igual al caudal de diseño de aguas lluvias, calculado de acuerdo con el período de retorno de diseño más el caudal de aguas residuales. El caudal de aguas residuales está compuesto por el caudal de aguas

residuales domésticas, el caudal de aguas residuales industriales, el caudal de aguas comerciales, el caudal de aguas oficiales y los caudales de infiltración; es decir, el caudal de aguas residuales no debe incluir las conexiones erradas.

Para las tuberías localizadas aguas abajo de las estructuras de alivio en alcantarillados combinados, el caudal de diseño debe ser el caudal de aguas residuales, sin incluir las conexiones erradas, para toda la cuenca de drenaje localizada aguas arriba de dicho aliviadero, más el caudal aferente propio, más un caudal adicional de aguas lluvias no aliviado equivalente a un porcentaje de dicho caudal total de aguas residuales establecido por el diseñador, con el fin de evitar problemas de sobrecargas y taponamientos en dicha tubería y teniendo en cuenta el tipo de aliviadero y la relación entre los caudales de aguas lluvias y de aguas residuales.

El diseñador debe establecer el comportamiento hidráulico del sistema de alcantarillados combinados, mediante el uso de un modelo hidráulico, para las condiciones de caudal en período seco en el momento de puesta en marcha del proyecto, así como para las condiciones de caudal de tiempo seco para el final del período de diseño. Particularmente, se debe garantizar el cumplimiento del criterio de autolimpieza para los caudales mínimos. El tipo de modelo hidráulico a utilizar debe estar de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 4 de esta norma y es función del diámetro de las tuberías que conforman la red de alcantarillado combinado.

7.4 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de diseño para las redes de alcantarillados combinados corresponden a los establecidos para los sistemas separados de alcantarillado de aguas residuales y de alcantarillado de aguas lluvias. El diseñador debe tener en cuenta todos los parámetros y requerimientos para los sistemas de aguas residuales y de aguas lluvias establecidos en los Numerales 5.2 y 6.2 de esta norma. En general, los valores máximos y mínimos que gobiernan el diseño de los sistemas combinados corresponden a las redes de alcantarillado de aguas lluvias.

Particularmente, en el caso de los diámetros nominales mínimos de las tuberías, para los sistemas de alcantarillado de aguas combinadas de EPM, el diámetro nominal mínimo es de 250 mm.

En cuanto al diseño de las estructuras de alivio de los sistemas combinados, se deben seguir lo especificado en el Capítulo 8 de esta norma, referente a las Estructuras Complementarias de los Sistemas de Recolección y Transporte de Aguas Residuales y/o Lluvias. Sin embargo, el diseño debe tener en cuenta los conceptos de Integralidad del Drenaje Urbano, tal como se menciona en el Numeral 2.2 de esta norma. Específicamente, el diseño de sistemas de alcantarillado combinado debe tener en cuenta el efecto que tienen los caudales de agua aliviados, sobre el comportamiento hidráulico y de calidad de los cuerpos receptores de agua, para realizar un diseño óptimo desde el punto de vista de la ubicación de los aliviaderos, garantizando siempre el cumplimiento del PSMV. Así mismo, el diseño de un sistema combinado debe asegurar que la calidad del agua que se transporte a las PTAR, sea aquella que permita una operación óptima en todos los procesos de tratamiento.

Capítulo 8 ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

8.1 ALCANCE

Este capítulo está relacionado con el tema de las estructuras complementarias que forman parte de los sistemas de recolección y transporte de las aguas residuales y las aguas lluvias. En particular, el capítulo tiene como objetivo definir y establecer las condiciones que permitan establecer los parámetros de diseño de las estructuras complementarias que se diseñen y construyan para los sistemas de alcantarillado de los municipios operados por EPM. Se incluyen las estructuras de conexión entre tuberías, los diferentes tipos de cámaras, los sumideros, los alivios en alcantarillados combinados, las transiciones, los canales abiertos y otro tipo de estructuras.

La Tabla 8-1 muestra un esquema del contenido de este Capítulo:

Tabla 8-1 Esquema del contenido del Capítulo 8 "Estructuras Complementarias"

Componente	Capítulo
Consideraciones Generales	8.2
Estructuras de conexión de tuberías y cámaras de inspección	8.3
Cámaras de Caída	8.4
Sumideros	8.5
Aliviaderos	8.6
Canales en Sistemas de Drenaje	8.7
Transiciones	8.8
Sifones Invertidos	8.9
Estructuras de disipación de energía y descarga	8.10

8.2 CONSIDERACIONES GENERALES

Todo sistema de alcantarillado de aguas residuales, de aguas lluvias o de aguas combinadas, además de la red de tuberías y ductos, requiere de estructuras

complementarias que garanticen su correcto funcionamiento hidráulico y que permitan las labores de inspección y mantenimiento de todos los componentes del sistema. En particular, las nuevas tecnologías de materiales y de medios de inspección al interior de tuberías, han tenido un impacto importante en la concepción de las estructuras complementarias, especialmente en lo referente a las cámaras de inspección y/o conexión y las cámaras de caída. Aspectos como el diámetro mínimo de cámaras, el diámetro mínimo de accesos, la distancia entre cámaras y otros, presentan criterios de diseño diferentes a lo tradicional. Por consiguiente, el diseño moderno de redes de alcantarillado debe tener en cuenta el uso de nuevas metodologías y tecnologías que lleven a una operación dentro del concepto de manejo integral del drenaje urbano.

También, ese concepto integral implica que en el diseño de las estructuras complementarias se deben tener en cuenta aspectos relacionados con la calidad del agua, tanto al interior del sistema de alcantarillado en sí, como en aquellos cuerpos receptores de agua. Por consiguiente, el diseñador debe garantizar que el diseño cumpla con lo establecido en el Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos (PSMV) elaborado para cada municipio atendido por EPM

8.3 ESTRUCTURAS DE CONEXIÓN Y/O INSPECCIÓN DE TUBERÍAS

Las estructuras de conexión y/o inspección son elementos integrales de toda red de alcantarillado, que cumplen dos labores fundamentales, por un lado permiten la interconexión de 2 o más tuberías en un punto, y por otro, debido a que conectan el sistema con la superficie, hacen posible el acceso a la red para adelantar labores de inspección y mantenimiento.

Estas estructuras generalmente presentan forma cilíndrica en su parte inferior, y en la parte superior tienen una estructura a manera de cono truncado, el cual debe ser de tipo concéntrico. Las dimensiones de la boca superior del cono y el área transversal del cilindro deben ser lo suficientemente

grandes para permitir el acceso al personal de mantenimiento. De igual manera, estas estructuras deben estar provistas de una escalera que facilite el acceso a las mismas. La parte superior de las estructuras de conexión debe contar con una tapa que brinde seguridad a los vehículos y/o peatones, al mismo tiempo que cumpla con una labor de ventilación del sistema.

8.3.1 Consideraciones para su proyección

Las estructuras de conexión y/o inspección deben ser utilizadas en los siguientes casos:

- Arranques de tuberías.
- Cambios de dirección de tuberías.
- Cambios de pendiente en tuberías.
- Cambios de diámetro de tuberías.
- Unión entre dos o más tuberías.
- Entre tramos rectos de tuberías cuando se alcancen las distancias máximas de acuerdo con lo establecido en el Numeral 8.3.5.

8.3.2 Parámetros de diseño

En el proceso de dimensionamiento de una estructura de conexión y/o inspección intervienen tanto los factores hidráulicos como los geométricos. Los aspectos geométricos que el diseño debe tener en cuenta son: los diámetros de las tuberías o ductos que convergen en la estructura, el número de tuberías o ductos convergentes, el radio de curvatura de la cañuela y la topografía del terreno. Por otro lado, el aspecto hidráulico más relevante en el proceso de dimensionamiento de las estructuras de conexión y/o inspección es el régimen de flujo que se presenta en cada una de las tuberías conectadas a la estructura.

Específicamente, el diseñador debe tener en cuenta los siguientes aspectos:

- El número de tuberías que se conecten a la estructura no debe ser mayor que cuatro (4).
- No se debe permitir un ángulo de deflexión mayor o igual que 90° entre la tubería de entrada, hidráulicamente dominante, y la tubería de salida.

8.3.2.1 Diámetro de la estructura

Generalmente, las estructuras de conexión y/o inspección pueden tener un diámetro interno de 1.20 m, 1.50 m y 2.0 m, dependiendo de los diámetros de las tuberías o ductos que se conectan. Sin embargo, se permite la utilización de estructuras de conexión y/o inspección prefabricadas de otros diámetros, siempre y cuando, éstas permitan las labores de mantenimiento respectivas. En el caso de estructuras exclusivas de limpieza e inspección, se pueden utilizar diámetros menores que los antes establecidos; estos diámetros dependen del tipo de equipo de limpieza y del tipo de equipo de inspección, basado en Circuito Cerrado de Televisión (CCTV).

En todo caso, el diseñador debe hacer una comprobación de la viabilidad geométrica de la estructura de conexión y/o inspección. La viabilidad geométrica hace referencia a determinar si las tuberías o ductos que se encuentran conectadas a la estructura, caben dentro de ésta sin cruzarse entre si. Para esto, el diseñador debe calcular el diámetro de la estructura teniendo en cuenta los aspectos descritos en los Numerales 8.3.2.2, 8.3.2.3 y 8.3.2.4.

8.3.2.2 Diámetro interno de la estructura de acuerdo con el criterio geométrico de no interferencia al interior de la estructura

El diseñador debe verificar que, geoméricamente, las tuberías conectadas en las estructuras no interfieran entre ellas. Esto se logra determinando el diámetro interno mínimo de la estructura según la Ecuación 8-1. Esta expresión matemática resulta de un análisis geométrico realizado sobre la Figura 8-1.

$$D_p = \frac{D_s}{\cos\left(\frac{\Delta}{2}\right)} \quad \text{Ecuación 8-1}$$

donde,

D_p = Diámetro interno real de la estructura de conexión (m)

D_s = Diámetro externo real del ducto de salida (m)

Δ = Ángulo de intersección entre las tuberías o ductos (Grados)

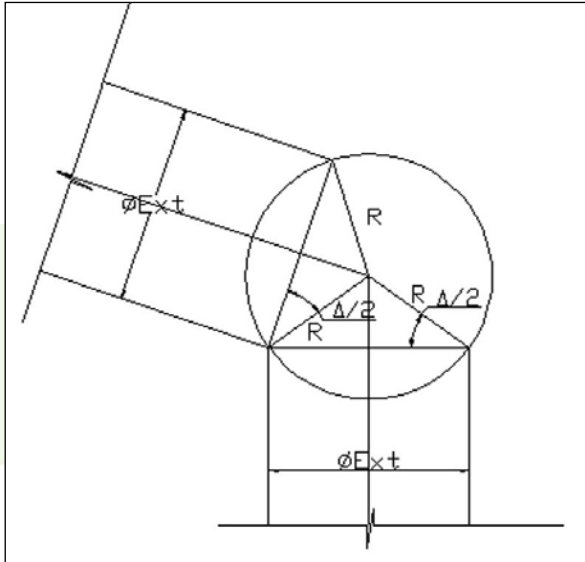


Figura 8-1 Esquema de criterio geométrico de no interferencia en una cámara

La Figura 8-1 representa el caso más crítico, en el cual la tubería de salida tiene el mismo diámetro que la tubería de entrada de mayor diámetro.

En los casos en que las pendientes del terreno lo permitan, si se deja la escala necesaria en la cámara para no generar remansos en la tubería de llegada, no es necesario incrementar los diámetros de la cámara o el radio de curvatura.

8.3.2.3 Determinación del radio de curvatura de la cañuela

De la Figura 8-2 se puede deducir la Ecuación 8-2, que determina la longitud de radio de curvatura de la cañuela en función del diámetro interno de la estructura de conexión y/o inspección.

$$r_c = \frac{D_p}{2 \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)} \quad \text{Ecuación 8-2}$$

donde,

D_p = Diámetro interno real de la estructura de conexión (m)

r_c = Radio de curvatura de la cañuela (m)

Δ = Ángulo de intersección entre las tuberías o ductos (°)

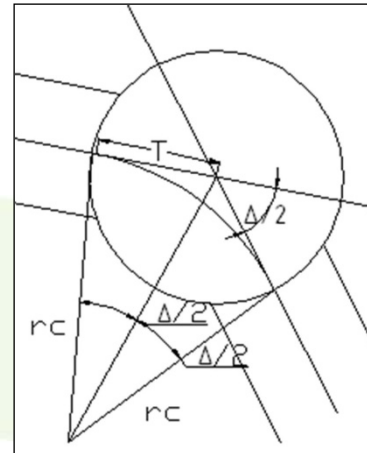


Figura 8-2 Esquema para cálculo de radio de curvatura de la cañuela

8.3.2.4 Diámetro interno de la estructura de conexión y/o inspección de acuerdo con el criterio hidráulico de limitación de pérdidas por curvatura

Dependiendo del tipo de régimen de flujo bajo el cual operan las tuberías conectadas a la estructura de conexión y/o inspección, el diseñador debe determinar el diámetro mínimo interno de la estructura, de acuerdo con los siguientes parámetros:

1. Flujo Subcrítico

Para evitar la pérdida total de la energía cinética del flujo al interior de la cámara, por efectos de la curvatura, la relación entre el radio de curvatura y el diámetro externo de la tubería de salida no debe ser inferior a uno (1). Se debe tener en cuenta lo expresado en la Ecuación 8-3 .

Ecuación 8-3

$$\frac{r_c}{D_e} \geq 1 \Rightarrow \frac{D_p}{2 \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) D_e} \geq 1 \Rightarrow D_p \geq 2 D_e \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)$$

donde,

D_p = Diámetro interno de la cámara de conexión y/o inspección (m).

r_c = Radio de curvatura (m).

D_e = Diámetro externo de la tubería de salida (m).

Δ = Ángulo de intersección (°).

El diámetro interno de la estructura de conexión y/o inspección debe ser el mayor de los resultantes, después de haber aplicado el criterio geométrico de no interferencia y el criterio hidráulico de limitación de pérdida de energía por curvatura.

Una vez se lleva a cabo la verificación geométrica e hidráulica de la estructura de conexión y/o inspección, se debe establecer la necesidad de:

- Ampliar el diámetro de la estructura de conexión y/o inspección.
- Diseñar una estructura de conexión y/o inspección especial (alargada o curva), de tal manera que se cumplan los parámetros mencionados.
- Perder toda la energía cinética del flujo en la curva y permitir que el nivel de agua en la cámara suba hasta

vencer la pérdida por entrada en la tubería de salida.

En caso que se determine utilizar una estructura alargada (Ver Figura 8-3), el cálculo de la longitud de la misma se debe hacer aplicando la Ecuación 8-4.

$$L_c = r_{cañuela} \times \frac{2\pi}{360} \Delta \quad \text{Ecuación 8-4}$$

donde,

L_c = Longitud de la estructura especial (m).

Δ = Ángulo de intersección (°).

$r_{cañuela}$ = Radio de curvatura de la cañuela (m).

En cualquier caso, la longitud de la estructura curva no puede ser inferior a dos veces el diámetro de la tubería de salida.

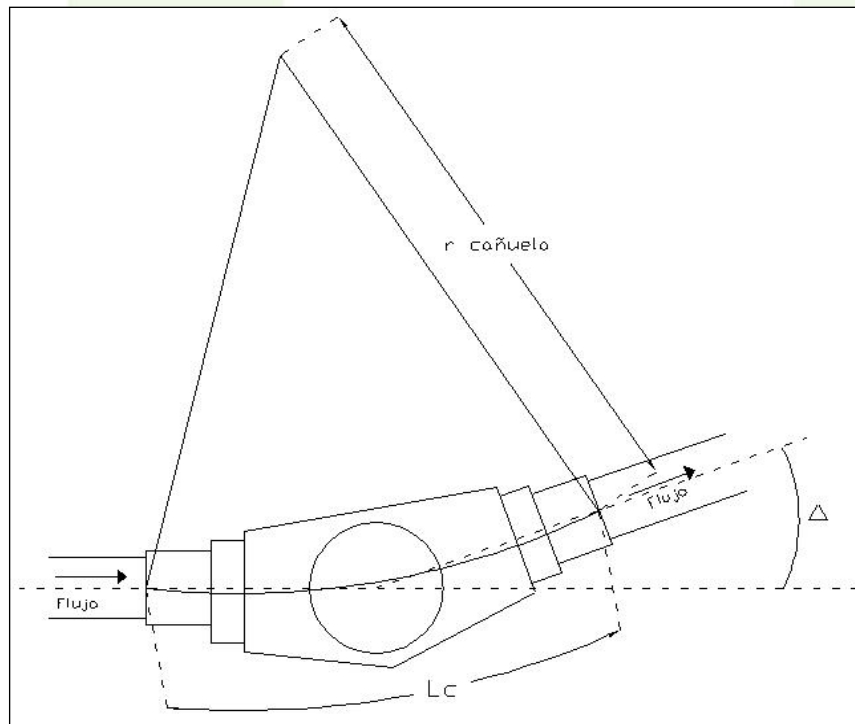


Figura 8-3 Esquema de estructura de conexión alargada

Se debe verificar que el espacio disponible en campo, para instalar la estructura, sea suficiente. Para esto, es necesario calcular la

externa y la tangente de la curva según la Ecuación 8-5 y la Ecuación 8-6 (Ver Figura 8-3). En caso que la estructura tenga

problemas de instalación debido al espacio disponible, se debe usar una estructura de conexión y/o inspección clásica en forma cilíndrica y se pierde toda la energía en la curva.

$$T = r_c \tan\left(\frac{\Delta}{2}\right) \quad \text{Ecuación 8-5}$$

$$E = r_c \left[\sec\left(\frac{\Delta}{2}\right) - 1 \right] \quad \text{Ecuación 8-6}$$

donde,

T = Tangente de la curva. (m).

E = Externa de la curva (m).

r_c = Radio de curvatura de la estructura (m).

Δ = Ángulo de intersección (grados).

2. Flujo supercrítico

Bajo condiciones de flujo supercrítico, el diseñador debe presentar la metodología de diseño para el análisis de la estructura de conexión, para la aprobación de EPM.

El diseño de las cámaras de inspección sólo tiene en cuenta el cambio de dirección del flujo, debido a que los cambios de pendiente del fondo son mínimos y se consideran en los cálculos de pérdida de energía en estructuras de conexión.

Para el flujo supercrítico en cámaras de inspección, se han desarrollado investigaciones experimentales para analizar el efecto de ingreso de aire, la onda de choque y entrada sumergida en la tubería de salida.

El diseño de las cámaras debe considerar la solución al efecto del resalto hidráulico que afecta la pared de la cámara, a través de protección de la misma y/o la determinación de una longitud que permita la transición del flujo de la tubería de entrada a la tubería de salida, teniendo en cuenta las restricciones de espacio disponible en campo para la instalación de la estructura.

8.3.3 Profundidad a cota clave

La profundidad mínima permitida para cámaras de conexión y/o inspección es de 1.2 m, medida desde la parte superior de la misma hasta la cota clave de la tubería más superficial conectada a ella. En aquellos

casos en que por condiciones topográficas o geológicas se dificulte alcanzar la profundidad mínima, se deben construir cámaras de inspección con tapa losa, hasta una profundidad de 0.6 m. La tapa losa debe quedar a nivel de subrasante y luego continuar con el cuello de la cámara. En estos casos, el diseñador debe incluir el diseño de la tapa losa.

8.3.4 Diámetro del orificio de acceso

El diámetro mínimo del orificio de acceso debe ser de 0.6 m. Sin embargo, en aquellos casos en que la cámara presente una altura tal que la instalación de al menos una tubería implique intervención en el cono, se puede extender el cuerpo del cilindro hasta la superficie y construir una estructura de losa para el acceso. De igual manera, en aquellos casos en los que se empleen estructuras de conexión y/o inspección de forma cuadrada de 0.8 m de lado, el orificio de acceso puede conservar esta misma forma y dimensión, teniendo en cuenta que la tapa debe ser concéntrica.

8.3.5 Distancia máxima entre estructuras de conexión y/o inspección

Las distancia entre estructuras de conexión y/o inspección generalmente vienen dadas por las necesidades de conectar varias tuberías o de efectuar cambios de dirección, de diámetro, de material o de pendiente. Sin embargo, esta distancia de separación no puede exceder los 120 m en aquellos casos en los que no se cuente con la presencia de sumideros y los 80 m en el caso en que a la tubería se encuentren asociados sumideros en ese tramo.

Las cámaras de conexión y/o inspección en interceptores pueden estar distanciadas más de 100 m; sin embargo, la distancia de separación establecida para estas tuberías debe estar soportada sobre una simulación numérica del comportamiento hidráulico del sistema. En estos casos se debe considerar la posibilidad de incluir cámaras exclusivas de inspección y limpieza, con diámetros de 60 cm cuyo objetivo es permitir la entrada de equipos de limpieza y de equipos de inspección basados en Circuito Cerrado de Televisión (CCTV).

8.3.6 Pérdidas de energía en estructuras de conexión y/o inspección

La pérdida de energía experimentada por el flujo de agua en las estructuras de conexión y/o inspección se debe a la superposición de varios fenómenos allí presentes. Entre estos fenómenos se destacan los cambios de dirección que experimenta el flujo, las expansiones y contracciones que se llevan cabo en la estructura, la confluencia de chorros y el efecto de la cañuela de direccionamiento de flujo.

El grado de relevancia de cada uno de los fenómenos que intervienen en el proceso de pérdida de energía al interior de la estructura, depende del tipo de régimen bajo el cual operen las tuberías conectadas a la estructura. De acuerdo con lo anterior, la manera de aproximarse a la estimación de las pérdidas de energía en las cámaras de conexión y/o inspección es diferente dependiendo si el régimen de flujo es subcrítico o supercrítico.

Adicionalmente, el cálculo de las pérdidas menores de energía causadas por la presencia de estructuras en sistemas de alcantarillado requiere del conocimiento de cuál de las tuberías de llegada es la que domina la hidráulica y establece el régimen de flujo.

8.3.6.1 Criterio de selección de la tubería hidráulicamente dominante

En aquellas cámaras de conexión y/o inspección en las cuales convergen más de una tubería entrante, es necesario determinar cuál de ellas es la hidráulicamente dominante para hacer los cálculos de pérdidas menores en la cámara. Se proponen los tres siguientes criterios:

1. Conducto con menor ángulo de deflexión

En este caso se selecciona como conducto dominante aquel que presente menor ángulo de deflexión con respecto al conducto de salida. Se recomienda emplear este criterio cuando el conducto que presente esta característica transporte un caudal semejante al de los demás conductos.

2. Conducto con mayor altura de velocidad¹⁶

Este criterio propone seleccionar como conducto hidráulicamente dominante aquel que presente mayor altura de velocidad. Con la utilización de este criterio de selección es posible que se obtenga como conducto dominante uno que presente un caudal muy inferior al de los demás conductos entrantes a la cámara.

3. Conducto con mayor valor resultante de multiplicar el caudal (Q) por la velocidad (v).

Este criterio propone seleccionar como conducto hidráulicamente dominante aquel que al multiplicar el caudal que transporta por la velocidad de flujo, de como resultado el mayor valor.

8.3.6.2 Régimen subcrítico

Cuando las tuberías de entrada y de salida conectadas a la estructura de conexión y/o inspección operen bajo régimen de flujo subcrítico, puede aplicarse el criterio de empate de la línea de energía como se muestra en la Figura 8-4. El empate por línea de energía se lleva a cabo empleando la Ecuación 8-7:

$$E_1 = E_2 + h_m$$

$$E_1 = y_1 + \frac{v_1^2}{2g}; E_2 = y_2 + \frac{v_2^2}{2g} \quad \text{Ecuación 8-7}$$

$$H_p = E_2 - E_1 + h_m$$

donde,

H_p = Caída de fondo en la estructura de conexión y/o inspección (m).

v_1 = Velocidad en la tubería de entrada (m/s).

v_2 = Velocidad en la tubería de salida (m/s).

y_1 = Profundidad el flujo en de la tubería de entrada (m).

y_2 = Profundidad el flujo en de la tubería de salida (m).

E_1 = Energía específica en la tubería de entrada (m).

E_2 = Energía específica en la tubería de salida (m).

h_m = Pérdidas menores en la estructura de conexión y/o inspección (m).

¹⁶ Altura de velocidad = Término $v^2/2g$ en la ecuación de energía.

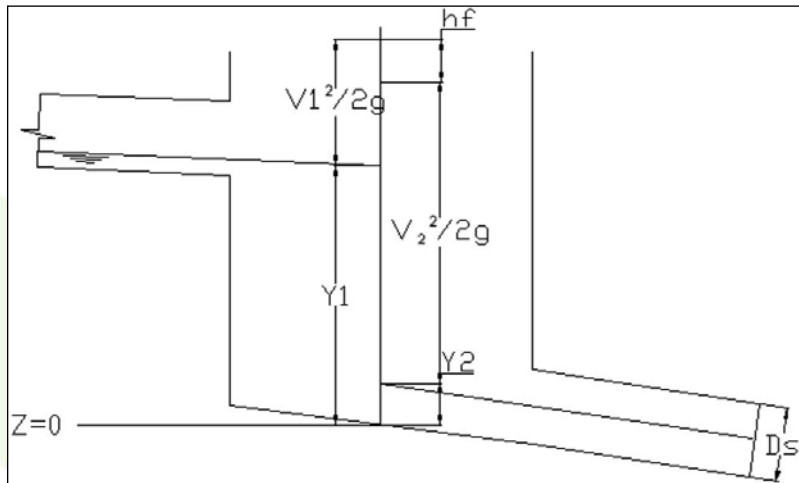


Figura 8-4 Criterio de empate de línea de energía en una cámara

En aquellos casos en los que el valor de H_p sea positivo, la estructura de conexión y/o inspección debe tener una caída de fondo de altura, H_p , entre la cota batea de la tubería hidráulicamente dominante y la de la tubería de salida. Se debe verificar que las cotas de energía de las tuberías entrantes a la estructura sean mayores que la de la tubería de salida, esto con el objetivo de evitar la formación de resaltos hidráulicos.

En aquellos casos en los que H_p resulte negativo o cero, la estructura no debe tener caída de fondo, sin embargo se debe verificar nuevamente que las cotas de energía de las tuberías afluentes sean mayores que la de la tubería de salida.

Existen diferentes aproximaciones al cálculo de las pérdidas menores de energía en la estructura dependiendo de los factores que se tengan en cuenta. Las metodologías de cálculo recomendadas son las siguientes:

1. Método Estándar

Este método incluye de manera directa las características geométricas de la cámara y las condiciones hidráulicas de la misma en el cálculo de las pérdidas menores de energía. La aplicación de este método es recomendada en aquellos casos en los que ingresen a la cámara dos tuberías como máximo, que presenten estado de flujo subcrítico, donde el mayor diámetro de uno de los tubos de entrada mayor sea igual al

del tubo de salida. Si bien existen coeficientes de pérdidas para este método, se recomienda emplearlo especialmente en aquellos casos en los que el ángulo de deflexión máximo sea menor o igual que 15° .

El cálculo se lleva a cabo multiplicando la altura de velocidad en el conducto de salida de la cámara por un factor de pérdidas menores que depende de la conformación geométrica de la misma, como se muestra a continuación:

$$h_m = K_m \left(\frac{v_2^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 8-8}$$

donde,

h_m = Pérdidas menores en la cámara de inspección y/o conexión (m).

K_m = Coeficiente de pérdidas menores (Ver Tabla 8-2).

v_2 = Velocidad en el conducto de salida (m/s).

Tabla 8-2 Coeficientes de pérdidas menores Método Estándar

Descripción de la cámara	Coeficiente de pérdida K_m
Tubería única de entrada, sin cañuela, $\Delta = 0^\circ$	0,5
1 tubería de entrada, sin cañuela $\Delta = 90^\circ$	0,8
2 conductos entrantes, ángulo entre ellos mayor que 90°	0,9
3 o más conductos entrantes	1,0

donde,

Δ = Ángulo de deflexión entre el tramo de entrada y el tramo de salida de la cámara (°).

2. Método AASHTO

En este caso se tienen en cuenta tanto las características de los flujos entrantes como las de los salientes a la cámara de conexión y/o inspección. Se recomienda emplear este método en aquellos casos en los que ingresen más de 2 tuberías a la cámara, que presenten flujo subcrítico y que el diámetro del tubo de salida sea mayor que el diámetro mayor de los tubos de entrada.

El modelo está determinado por las siguientes ecuaciones:

$$h_m = C_s (H_o + H_I + H_b) \quad \text{Ecuación 8-9}$$

$$H_o = 0.25 \left(\frac{v_2^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 8-10}$$

$$H_I = 0.35 \left(\frac{v_1^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 8-11}$$

$$H_b = K \left(\frac{v_1^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 8-12}$$

donde,

H_o = Pérdida de altura por contracción (m).

H_I = Pérdida de altura por expansión (m).

H_b = Pérdida de altura por cambio de dirección (m).

C_s = Factor de corrección por uso de cañuela (igual a 0.5).

v_2 = Velocidad de flujo colector de salida (m/s).

v_1 = Velocidad de flujo colector de entrada (m/s).

K = Factor de corrección de pérdidas por cambio de dirección.

h_m = Pérdida menor de energía al interior de la cámara (m).

El valor de K depende del ángulo de deflexión en la cámara de conexión y/o inspección; los valores establecidos por el modelo se pueden observar en la Tabla 8-3.

Tabla 8-3 Factor de corrección de pérdidas por cambio de dirección

K	Ángulo de deflexión
0,0	0°
0,19	15°
0,35	30°
0,47	45°
0,56	60°
0,64	75°
0,7	90°
0,7	180°

3. Metodología HEC-22.

Este método de cálculo de pérdidas en estructuras fue desarrollado por la FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION y aparece publicado en **Hydraulic Engineering Circular No. 22, Third Edition, en septiembre de 2009.**

Su aplicación es válida para regímenes de flujo subcrítico y supercrítico. Este método se apoya en investigaciones y en ensayos de laboratorio.

Su cálculo se fundamenta en los siguientes tres pasos.

- Determinar el nivel de energía inicial (E_{ai}), basado en las ecuaciones de control a la entrada o a la salida de la estructura.

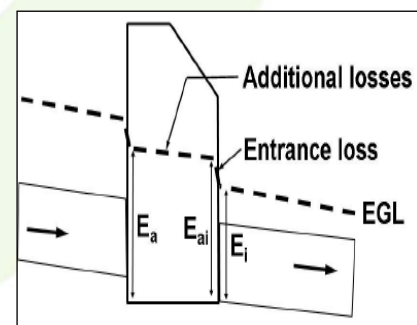


Figura 8-5 Ilustración de términos según el HEC22

Se calcula como el máximo nivel de energía de las siguientes tres posibles condiciones:

- Control a la salida, puede presentarse flujo parcial o lleno.
 - Entrada sumergida.
 - Entrada libre o no sumergida.
- b. Estimar las pérdidas adicionales basadas en el nivel de energía inicial (E_{ai}), calculado en el paso 1:
- Por descargas que entran a la estructura con ángulos diferentes a 180° .
 - Por el tipo de cañuela: sin cañuela, plana, media, completa y empotrada, mostrada en la siguiente figura.

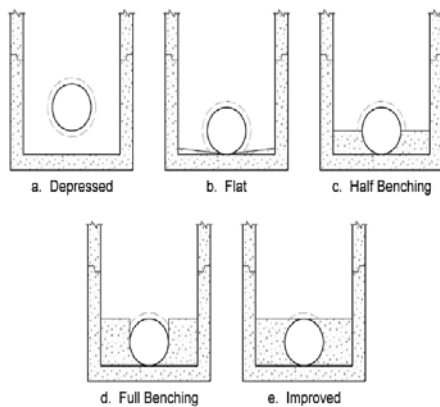


Figura 8-6 Configuraciones típicas de cañuela

- Por flujo zambullido: Aplica cuando alguna tubería descarga por encima de la lámina de agua existente en la estructura.
- c. Calcular las pérdidas de energía en la salida de cada tubería que entra a la estructura y estimar la línea del nivel de energía (EGL_o) que se utilizará para los cálculos aguas arriba.

8.3.6.3 Régimen supercrítico

La unión de tuberías operando bajo régimen supercrítico se lleva a cabo mediante dos diferentes mecanismos: unión de tuberías sin

caída y unión de tuberías con caída en la estructura de unión.

1. Unión de tuberías sin caída en la estructura de unión

La unión de colectores sin caída se puede realizar cuando se cumplan las siguientes condiciones:

- Las cotas de energía de las tuberías afluentes deben ser aproximadamente iguales.
- La cota de energía de la tubería de salida debe ser menor que la de las tuberías de entrada.
- Aportes de caudal inferiores al 10% del caudal principal pueden llegar por encima de la cota de la lámina de agua al interior de la estructura de conexión y/o inspección.
- El máximo ángulo permitido entre la tubería principal de entrada y la de salida, en relación al diámetro de esta última debe ser el establecido en la Tabla 8-4.

Tabla 8-4 Máximos ángulos de intersección permitidos

Diámetro nominal de la tubería de salida (mm)	Ángulo
DN < 250	90°
250 < DN < 350	75°
350 < DN < 500	60°
500 < DN < 900	45°
DN > 900	15°

- La unión de tuberías con diámetros mayores que los 900 mm (Ver Figura 8-7) debe hacerse mediante un análisis hidráulico basado en la ecuación de cantidad de movimiento. Esta ecuación se puede expresar de la siguiente manera:

Ecuación 8-13

$$\frac{Q_3^2}{gA_3} + \frac{b_3 Y_3^2}{2} = \frac{Q_1^2}{gA_1} + \frac{Q_2^2}{gA_2} \cos \Delta + b_3 \frac{b_3 Y_1^2}{2}$$

donde,

Q_1 = Caudal tubería de entrada 1 (m^3/s).

Q_2 = Caudal tubería de entrada 2 (m^3/s).

Q_3 = Caudal tubería de salida (m^3/s).

A_1 = Área mojada transversal de la tubería de entrada 1 (m^2).

A_2 = Área mojada transversal de la tubería de entrada 2 (m^2).

A_3 = Área mojada transversal de la tubería de salida (m^2).

Y = Profundidades de flujo (m).

Δ = Ángulo de intersección ($^\circ$).

B = Ancho de la sección (m).

En la

Ecuación 8-13, los únicos valores desconocidos son b_3 y Y_3 , los cuales pueden ser determinados mediante un proceso iterativo en el que se adopten valores de b_3 para encontrar el correspondiente valor de Y_3 . Con el objetivo de evitar la formación de resaltos hidráulicos se debe verificar que el flujo en el conducto 3 siga siendo supercrítico.

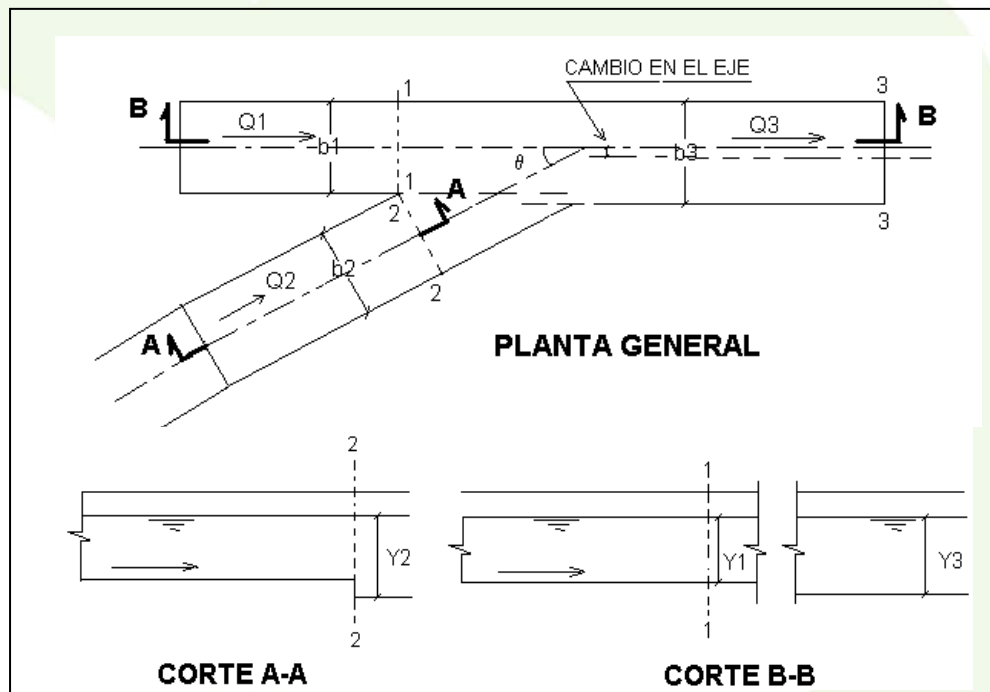


Figura 8-7 Unión de tuberías sin caída para diámetros mayores que 900 mm

- Unión de tuberías con pequeñas caídas en la estructura de unión

Cuando sea necesario realizar una cámara de unión con flujo supercrítico y con pequeñas caídas (menores a 0.75 m) y esta tenga una configuración con flujo directo, es decir correspondiente a la unión de un solo

tramo de entrada con un solo tramo de salida y un ángulo de deflexión menor a 10 grados, es posible estimar la máxima caída que se puede colocar en la cámara para evitar problemas de sobrecarga generados por un cambio de régimen de flujo. En la Figura 8-8 se muestra el esquema de configuración correspondiente al modelo de unión.

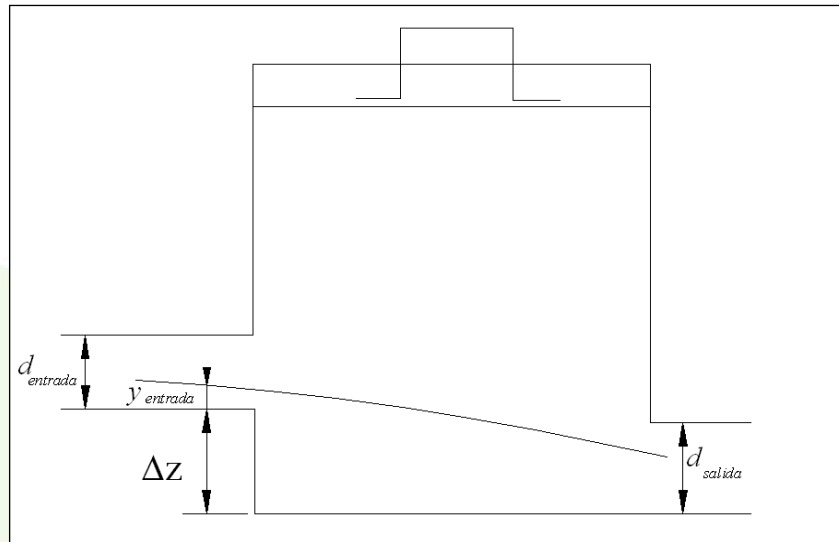


Figura 8-8 Esquema de pequeña caída de fondo en cámaras supercríticas de flujo directo

Inicialmente se debe determinar el factor de capacidad de la cámara (F_C), de acuerdo con la metodología de Hager y Gissoni¹⁷ según la cual este valor de F_C se calcula mediante la Ecuación 8-14:

$$F_C = 2 \quad \text{para} \quad (y/d)_{ent} < 0.7$$

$$F_C = 14.6 - 17.3(y/d)_{ent} \quad \text{para} \quad 0.7 < (y/d)_{ent} < 0.75$$

Ecuación 8-14

Donde,

F_C = Factor de capacidad de la cámara (adimensional)

$(y/d)_{ent}$ = Relación entre la profundidad de flujo y el diámetro interno del tramo de entrada.

El valor de la máxima caída relativa $\Delta z/d_{sal}$ que se puede dejar en la cámara de inspección se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta z}{d_{sal}} = \frac{1}{17} \left[15 + \frac{F_C - 1}{(y/d)_{ent} - 0.85} \right]$$

Ecuación 8-15

Donde,

Δz = Altura de la caída en el fondo de la cámara (m)

d_{sal} = Diámetro interno del tramo de salida de la cámara (m)

¹⁷ F. DE MARTINO, C. GISSONI, W.H. HAGER: "Drop in combined sewer manhole for super critical flow". Journal of Irrigation and Drainage (A.S.C.E.). vol. 128 (6), 397-400, 2002.

El valor máximo de F_C que se debe reemplazar en la Ecuación 8-15 es de 2 (así la Ecuación 8-14 entregue un resultado mayor). Igualmente el máximo valor obtenido de Δz en la Ecuación 8-15 no debe superar el 60% del diámetro de salida. Las ecuaciones anteriores sólo deben utilizarse en aquellos casos en los que la relación ($\Delta z/d_{sal}$) sea menor a 0.75. Si el valor de Δz es menor que la caída que se requiere utilizar en campo el diseño debe realizarse de acuerdo con lo establecido en el Numeral 8.4.3, ya que corresponde a una cámara de caída bajo régimen supercrítico.

8.4 CÁMARAS DE CAÍDA

Las cámaras de caída son estructuras usualmente construidas en zonas con alta pendiente longitudinal. La función principal de estas estructuras es generar una pérdida importante de energía en el flujo, debido a los cambios de dirección que sufre, al mismo tiempo que evitan una situación de chorro saltante que impacte contra la estructura de conexión y/o inspección.

8.4.1 Consideraciones para su proyección

Las estructuras de conexión y/o inspección con diferencias de nivel entre la cota de batea de las tuberías o ductos de entrada y la

cota de batea de la tubería o ducto de salida mayores que 0.7 m, deben ser provistas de una cámara de caída. La boca inferior de la cámara de caída debe entregar el agua con un ángulo de orientación, con respecto a la dirección del flujo, no mayor que 15° .

8.4.2 Parámetros de diseño

La tubería o ducto de entrada a la cámara de conexión y/o inspección, debe conectarse con ésta mediante una tubería que puede ser interna o externa a la estructura. Las cámaras de caída externas (Figura 8-9) son las más empleadas durante el proceso de planeación y diseño de redes de alcantarillado. Específicamente, este tipo de cámaras de caída externas deben emplearse en proyectos nuevos, ya que su construcción es más complicada cuando la estructura de conexión y/o inspección ya existe. La cámara de caída debe estar construida con tuberías y accesorios de las mismas características de materiales y calidad que el resto del sistema, de acuerdo con lo establecido en la presente norma. El diseñador debe justificar el uso de este tipo de cámaras teniendo en cuenta la velocidad máxima de la tubería de aproximación dominante.

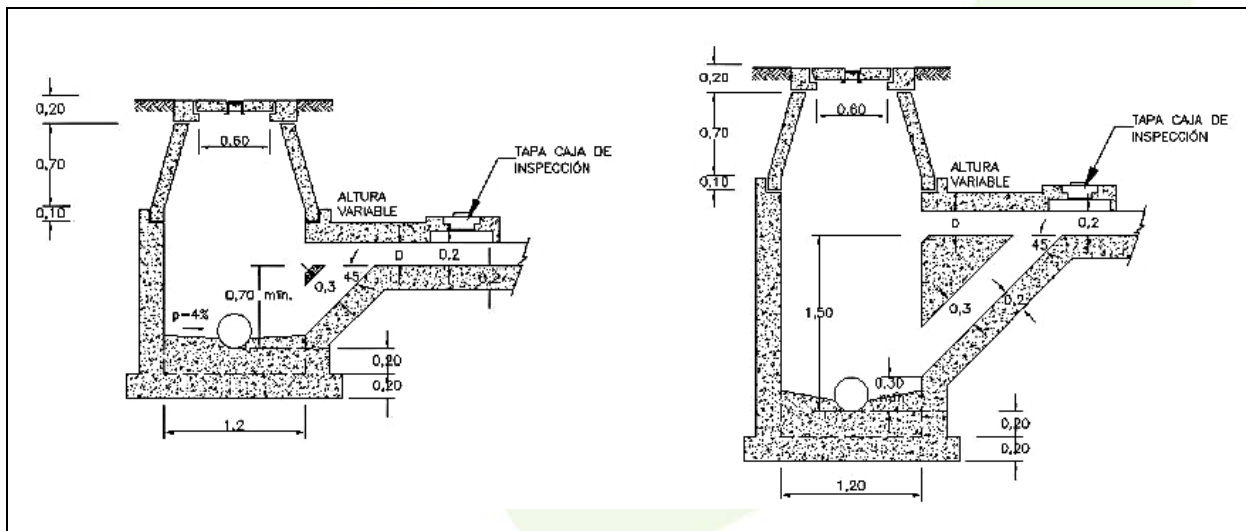


Figura 8-9 Cámara de caída con tubería externa

En aquellos casos en que el diseñador proyecte el uso de cámaras de caída externas, la tubería bajante debe ser del mismo diámetro del tubo de entrada y nunca menor que 300 mm, el bajante debe tener un ángulo de 45° con la horizontal, sin embargo, en casos especiales en que se presenten dificultades geométrico-constructivas el diseñador podrá evaluar conjuntamente con EPM el uso de un ángulo mayor de 45°. De igual forma, y como lo muestra la Figura 8-9 se debe construir un vertedero al final del tubo de entrada con el objetivo de forzar el agua a entrar por el bajante. La pendiente de la cañuela que conecta el bajante de la cámara con la tubería de salida de la estructura de conexión y/o inspección debe tener la pendiente original de la tubería de entrada.

Para tuberías de diámetros nominales superiores a los 900 mm, se deben diseñar transiciones compuestas por estructuras de disipación de energía escalonadas (Figura 8-10), o cámaras de quiebre con tabiques verticales (¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.). El diseño de estas últimas se realiza bajo el mismo principio de pérdida de energía con el que se diseñan las estructuras escalonadas, cuyas especificaciones se encuentran en el Numeral 8.10.3 de esta norma.

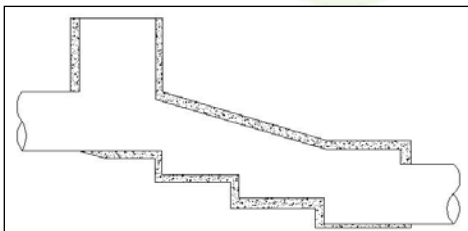


Figura 8-10 Estructuras de disipación escalonada

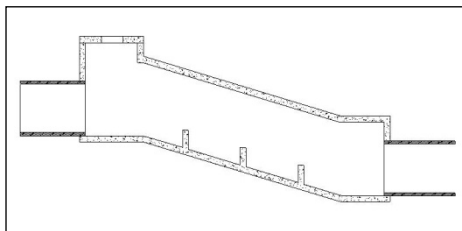


Figura 8-11 Esquema de cámara de quiebre con tabiques verticales

8.4.3 Cámaras de caída bajo régimen supercrítico

En aquellos casos en que a la cámara de caída converjan tramos con régimen de flujo supercrítico es necesario verificar que no se presenten sobrecargas en la estructura calculando la profundidad esperada de agua en dicha cámara. El caudal afluente máximo permitido para el cual se permite la utilización de este tipo de estructuras de conexión y/o inspección es de 5 m³/s.

El concepto hidráulico básico en el diseño de estas estructuras es suponer que la totalidad de la energía cinética del flujo es disipada en la caída. De esta manera, el fluido tiene que ganar energía potencial elevando su nivel al interior de la estructura de conexión y/o inspección. Cuando esto ocurre, el conducto de salida opera como un conducto cerrado con control en la entrada (Ver **Figura 8-12**).

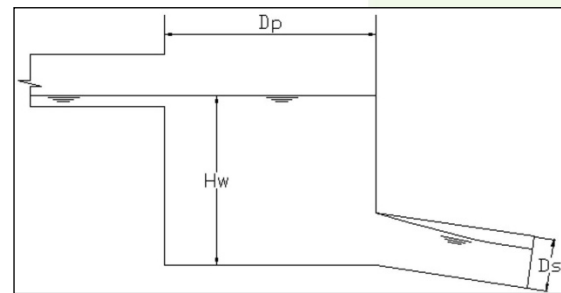


Figura 8-12 Unión de tuberías con caída en la estructura de conexión y/o inspección

Los conductos cerrados que operan con control a la entrada lo pueden hacer con ésta sumergida o no. Para cada caso existe una manera de calcular la altura que debe alcanzar el fluido al interior de la cámara para poder vencer la resistencia del control. Esta altura debe ser la suministrada a la cámara de caída de tal manera que las tuberías afluentes no trabajen ahogadas.

- **Conductos cerrados con control a la entrada sumergida**

El control en la entrada opera sumergido cuando,

$$\frac{Q_0}{D_s^2 (gD_s)^{0.5}} > 0.62 \quad \text{Ecuación 8-16}$$

donde,

Q_0 = Caudal de salida en la estructura de conexión y/o inspección (m^3/s).

D_s = Diámetro interno de la tubería de salida (m).

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

En este caso la profundidad de la caída se calcula aplicando la

Ecuación 8-17.

Ecuación 8-17

$$H_w = KD_s \left[0.7 + 1.9 \right]$$

donde,

H_w = Profundidad esperada de agua en la cámara (m).

Q_0 = Caudal de salida en la estructura de conexión y/o inspección (m^3/s).

D_s = Diámetro interno de la tubería de salida (m).

K = Coeficiente que depende de la relación entre el diámetro de la estructura de conexión y/o inspección y el diámetro del tubo de salida. Ver Tabla 8-5.

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

Tabla 8-5 Coeficiente K para diferentes valores de la relación D_p/D_s

D_p/D_s	Coeficiente K
Mayor que 2	1,5
Entre 1,6 y 2	1,4
Entre 1,3 y 1,6	1,3
Menor que 1,3	1,2

- **Conductos cerrados con control a la entrada no sumergida**

La condición de entrada no sumergida se presenta cuando:

$$\frac{Q_0}{D_s^2 (gD_s)^{0.5}} \leq 0.62 \quad \text{Ecuación 8-18}$$

donde,

Q_0 = Caudal de salida en la estructura de conexión y/o inspección (m^3/s).

D_s = Diámetro interno real de la tubería de salida (m).

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)

La profundidad de la caída se calcula aplicando la Ecuación 8-19.

$$H_w = KD_s \left(\frac{E_c}{D_s} + \frac{H_e}{D_s} \right) \quad \text{Ecuación 8-19}$$

donde,

H_w = Profundidad esperada en la cámara de conexión y/o inspección (m).

D_s = Diámetro interno real de la tubería de salida (m).

K = Coeficiente que depende de la relación entre el diámetro de la estructura de conexión y/o inspección y el diámetro del tubo de salida.

E_c = Energía específica para la condición de flujo crítico (m).

H_e = Incremento de altura debido a las pérdidas de energía (m).

El valor de H_e se calcula empleando la **Ecuación 8-20.**

Ecuación 8-20

$$H_e = 0.589D_s \left(\frac{Q_0}{D_s^2 (gD_s)^{0.5}} \right)^{2.67}$$

donde,

H_e = Incremento de altura debido a las pérdidas de energía (m).

D_s = Diámetro interno real de la tubería de salida (m).

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

Para determinar la energía específica bajo flujo crítico, E_c , se debe emplear el siguiente procedimiento:

- a. De la Ecuación 8-21 se determina el valor del ángulo crítico θ_c

$$\frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{\sqrt{2} (\theta_c - \text{Sen}\theta_c)^{1.5}}{32 \left(\text{Sen} \frac{\theta_c}{2} \right)^{0.5}} D_s^{0.5} \quad \text{Ecuación 8-21}$$

donde,

Q = Caudal de diseño (m^3/s).

θ_c = Ángulo subtendido entre el centro de la sección transversal y los puntos de contacto

entre la superficie libre y la circunferencia de la tubería, bajo condiciones de flujo crítico (rad).

D_s = Diámetro interno real de la tubería de salida (m)

- b. Se calcula la profundidad crítica

$$Y_c = \frac{D_s}{2} \left(1 - \text{Cos} \left(\frac{\theta_c}{2} \right) \right) \quad \text{Ecuación 8-22}$$

donde,

Y_c = Profundidad del flujo en condiciones de flujo crítico (m).

θ_c = Ángulo bajo condiciones de flujo crítico (rad).

D_s = Diámetro interno real de la tubería de salida (m).

- c. Se calcula el área mojada bajo flujo crítico

$$A_c = \frac{D_s}{8} (\theta_c - \text{Sen}\theta_c) \quad \text{Ecuación 8-23}$$

donde,

A_c = Área mojada transversal bajo flujo crítico (m^2).

θ_c = Ángulo bajo condiciones de flujo crítico (rad).

D_s = Diámetro interno real de la tubería de salida (m).

- d. Se calcula la velocidad bajo condiciones de flujo crítico

$$v_c = \frac{Q}{A_c} \quad \text{Ecuación 8-24}$$

donde,

v_c = Velocidad bajo condiciones de flujo crítico (m/s).

Q = Caudal de diseño (m^3/s).

A_c = Área mojada transversal bajo flujo crítico (m^2).

- e. Finalmente se calcula la energía específica crítica

$$E_c = Y_c + \frac{v_c^2}{2g} \quad \text{Ecuación 8-25}$$

donde,

E_c = Energía crítica específica (m).

v_c = Velocidad bajo condiciones de flujo crítico (m/s)

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

8.5 SUMIDEROS

Los sumideros son estructuras de captación de las aguas de escorrentía superficial producto de un evento de precipitación. Estas estructuras pueden ser diseñadas para captar las aguas de manera lateral o transversal a la dirección del flujo y se localizan en vías vehiculares y/o peatonales.

8.5.1 Consideraciones para su diseño

El caudal de aguas de escorrentía captado por un sistema de sumideros no puede en ningún momento sobrepasar la capacidad hidráulica del sistema de drenaje al cual va conectado.

Los sumideros deben ser colocados en los cruces de las vías, de tal manera que intercepten las aguas de escorrentía antes de que alcancen las zonas peatonales y los cruces de vías localizados en zonas de depresión. Se pueden seguir los siguientes criterios de localización de sumideros:

- Puntos bajos y depresiones.
- Disminución de pendientes longitudinales en vías.
- Antes de puentes o terraplenes.
- Antes de cruces de calles o pasos peatonales.
- Captación de sedimentos.

8.5.2 Tipos de sumideros

Los sumideros pueden ser clasificados de acuerdo con la forma de captación de las aguas de escorrentía o de acuerdo con la configuración de la caja de conexión. La selección del tipo de sumidero empleado en un punto determinado depende de las características del flujo, de las características topográficas del lugar y del grado de importancia del sector. El diseñador debe escoger el tipo adecuado de sumidero teniendo en cuenta estos criterios y la clasificación que se presenta a continuación.

8.5.2.1 Clasificación de acuerdo con la forma de captación

1. Sumidero de ventana

Consiste en una abertura a manera de ventana colocada sobre la cara vertical del bordillo de la vía, que puede estar colocada sobre los bordillos de los andenes. Debido a la localización de este sumidero, también conocido como de captación lateral, es posible colocar la ventana con una ligera depresión, con el objetivo de aumentar la captación mediante la acumulación del agua en esta zona de depresión.

Su principal ventaja es que, por estar localizado de manera lateral, no interfiere ni se ve afectado por el tránsito de vehículos. Sin embargo, es susceptible a taponamiento por sólidos de gran tamaño y sedimentos. La posibilidad de taponamiento puede ser disminuida con la utilización de rejillas en la ventana. Adicionalmente, su capacidad de captación se ve afectada cuando están localizados en vías con pendientes longitudinales muy pronunciadas, por lo general mayores que el 3%. Su longitud mínima es de 1.5 m y la depresión debe tener un ancho entre 0.3 y 0.6 metros con una pendiente hasta del 8%.

2. Sumidero de rejillas en cunetas

Consiste en una abertura con rejilla colocada sobre el piso de la cuneta. Su capacidad de captación es óptima cuando las barras de las rejillas son dispuestas de manera paralela a las líneas de flujo. Sin embargo, cuando la separación entre éstas es mayor que 2.5 cm,

se deben colocar de manera oblicua con el objetivo de evitar riesgos a los ciclistas.

En todos los casos, el sumidero debe quedar ubicado en la zona que está entre el bordillo de la vía y la acera, y entre 2 y 3 cm por debajo de la rasante de la vía.

Por estar ubicado sobre el piso de la cuneta, su capacidad de captación es mayor que la de los sumideros de ventana en vías con pendientes pronunciadas. Presenta como desventaja principal, que puede perder área efectiva de captación por efecto de acumulación de sedimentos en los espacios entre las barras.

3. Sumideros mixtos

Son sumideros compuestos por una combinación de los dos anteriores, pretendiendo mejorar la eficiencia del sumidero de ventana y disminuir el área de ocupación de las vías del sumidero de rejilla.

Es recomendable colocarlos en aquellos lugares en donde, por cuestiones de tráfico, es preferible utilizar uno de ventana, pero cuya eficiencia, debido a la pendiente de la vía, sería menor que el 70%.

4. Sumideros transversales

Consiste en una caja transversal, cubierta por una rejilla, colocada a todo lo ancho de la vía. Presenta una alta capacidad de captación debido a su gran área pero sufre daños con frecuencia por el peso de los vehículos. De igual manera, los sedimentos reducen su área efectiva.

8.5.2.2 Clasificación de acuerdo con el diseño de la caja

1. Sumidero con válvula de cheque¹⁸

En aquellos casos en los que los sumideros están conectados a redes de alcantarillados combinados, es necesario evitar que en épocas de sequías los olores desprendidos de las aguas residuales salgan a las calles a través de los sumideros. Lo anterior se logra

¹⁸ También conocido como sumidero con "chamela".

colocando una válvula de cheque o charnela, como se muestra en la Figura 8-13.

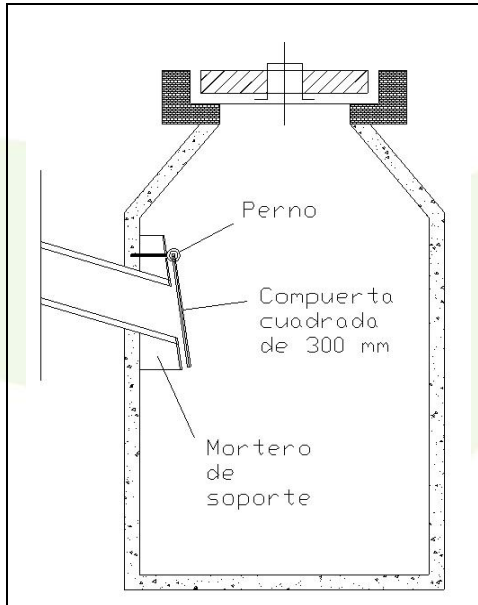


Figura 8-13 Sumidero con charnela

2. Sumidero con sello hidráulico.

Así mismo, también se pueden utilizar sumideros con sello hidráulico para evitar que en épocas de sequías los olores desprendidos de las aguas residuales salgan a las calles a través de los sumideros. Esto se muestra en la Figura 8-14

3. Sumidero con desarenador

Cuando el sistema de sumideros está dispuesto sobre vías sin pavimentar o en vías en las que se producen muchas arenas y sólidos suspendidos, se debe evitar que éstos lleguen a la red de alcantarillado. Para esto, se debe disponer una estructura de desarenación al interior de la caja. Ver Figura 8-15.

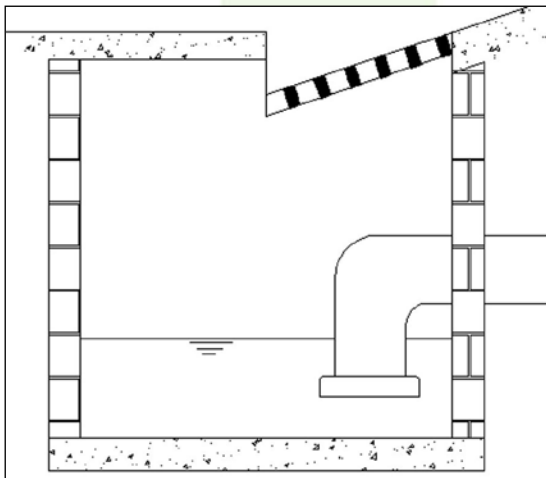


Figura 8-14 Sumidero con sello hidráulico

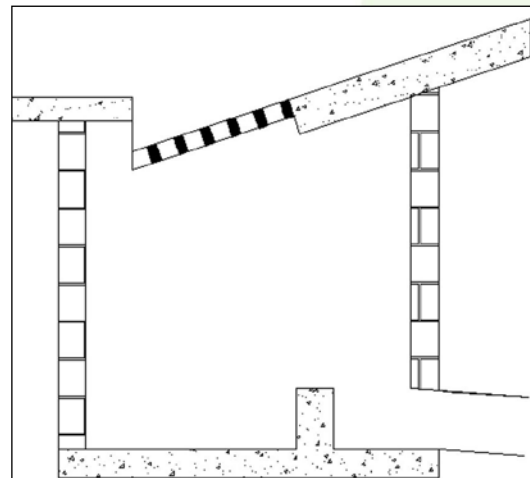


Figura 8-15 Sumidero con desarenador

8.5.3 Parámetros de diseño

Para el diseño de los sumideros, se deben tener en cuenta dos aspectos: el dimensionamiento del área efectiva de captación y el dimensionamiento de los conductos que conectan estas estructuras con la red de alcantarillado. Para el primero, se deben conocer las características del flujo

de escorrentía, la zona de aproximación a la estructura y el tipo de rejilla a utilizar. En cuanto al dimensionamiento de los conductos, el diseño se debe hacer igual al de cualquier tubería del sistema de alcantarillado, teniendo en cuenta que deben tener un diámetro nominal mínimo de 250 mm, una pendiente mínima de 2% y su longitud no debe ser mayor que 15 m.

8.5.4 Métodos de cálculo

Para el dimensionamiento de los sumideros, el diseñador debe conocer las características del flujo de escorrentía superficial y el comportamiento hidráulico de la zona de captación. El flujo de escorrentía puede estimarse mediante la implementación de la ecuación de Manning, o alguna variación de ésta, sobre el canal conformado por la cuneta o entre el bordillo de la vía y la carpeta de rodadura de la vía.

El comportamiento hidráulico de la sección de captación depende de las características y disposición de las rejillas. Existen rejillas estándares cuyo comportamiento hidráulico se describe mediante ecuaciones empíricas, las cuales se presentan en los siguientes numerales.

8.5.4.1 Cálculo del caudal en la cuneta

Las cunetas son canales conformados por los bordillos y calzadas de una vía, que recogen las aguas de escorrentía superficial que se transportan a través de éstas. El caudal que conduce una cuneta puede ser calculado mediante la Ecuación 8-26, que es una variación de la ecuación de Manning.

$$Q = 0.375 \times y^{\frac{8}{3}} \times \left(\frac{Z}{n}\right) \times S_o^{0.5} \quad \text{Ecuación 8-26}$$

donde,

Q = Caudal en la cuneta (m³/s).

y = Profundidad mayor de agua en la cuneta (m).

Z = 1/ Pendiente transversal (m/m).

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

S_o = Pendiente longitudinal (m/m).

8.5.4.2 Sumideros de ventana

1. Cálculo del caudal de captación para un sumidero de ventana sin depresión

El caudal que puede captar un sumidero de ventana (Ver Figura 8-16) depende de su longitud, de la altura de aproximación del flujo y de una constante de captación. La **Ecuación 8-27** se debe utilizar para determinar la longitud necesaria del sumidero para captar un caudal determinado.

Ecuación 8-27

$$Q_1 = L \times k \times y_A \times \sqrt{(g \times y_A)}$$

donde,

Q₁ = Caudal de captación del sumidero (m³/s).

L = Longitud de la ventana (m).

y_A = Altura del flujo de aproximación (m).

g = Aceleración de la gravedad (m/s²).

k = Coeficiente de captación (-).

El valor del coeficiente de captación depende de la pendiente transversal de la vía (S_x). Los valores de k se encuentran en la Tabla 8-6.

Tabla 8-6 Valores de k para diferentes pendientes transversales de vía.

Valor de coeficiente k	Pendiente transversal S _x (%)
8	0,23
4	0,22
2	0,2

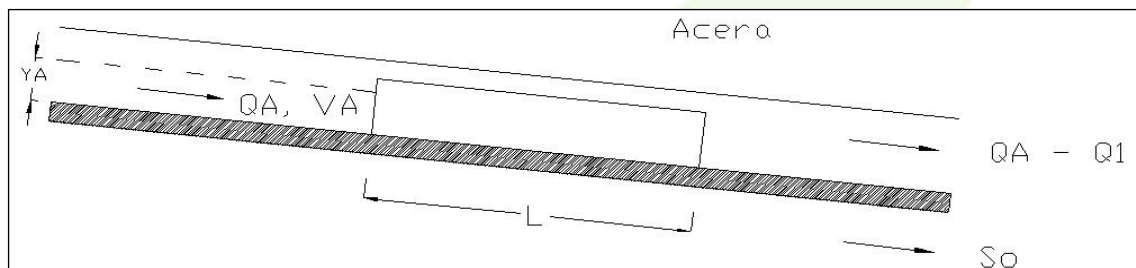


Figura 8-16 Sumidero de ventana

Esta metodología de diseño de sumideros puede ser aplicada cuando se cumpla la siguiente inequación:

$$\frac{v_A}{\sqrt{(g y_A)}} \leq 3 \quad \text{Ecuación 8-28}$$

donde,
 v_A = Velocidad de aproximación (m/s).

2. Cálculo del caudal de captación para un sumidero de ventana con depresión

Dependiendo de la configuración geométrica de la depresión, el diseñador puede utilizar dos métodos diferentes de cálculo. Cuando la longitud de transición aguas arriba, L_1 , es menor que 10 veces la profundidad de depresión a , y la longitud de transición aguas abajo, L_2 , es igual a 4 veces el valor de a , se debe utilizar la Ecuación 8-29 (Ver Figura 8-17).

$$Q_1 = (k+c) \times L \times y_A \times \sqrt{(g \times y_A)} \quad \text{Ecuación 8-29}$$

donde,
 Q_1 = Caudal de captación del sumidero (m^3/s).
 L = Longitud de la ventana (m).
 y_A = Altura del flujo de aproximación (m).
 g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).
 k = Coeficiente de captación.
 c = Coeficiente que se determina a partir de las ecuaciones mostradas a continuación.

$$(1) c = \frac{0.45}{1.12^M}$$

$$(2) M = \frac{L \times Fr^2}{a \times \tan \theta}$$

$$(3) Fr^2 = \frac{v_A^2}{g \times y_A} \quad \text{Ecuación 8-30}$$

donde,
 a = Profundidad de depresión aguas arriba (m)
 θ = Ángulo de pendiente de la depresión (rad).
 v_A = Velocidad de aproximación (m/s).
 Fr = Número de Froude.

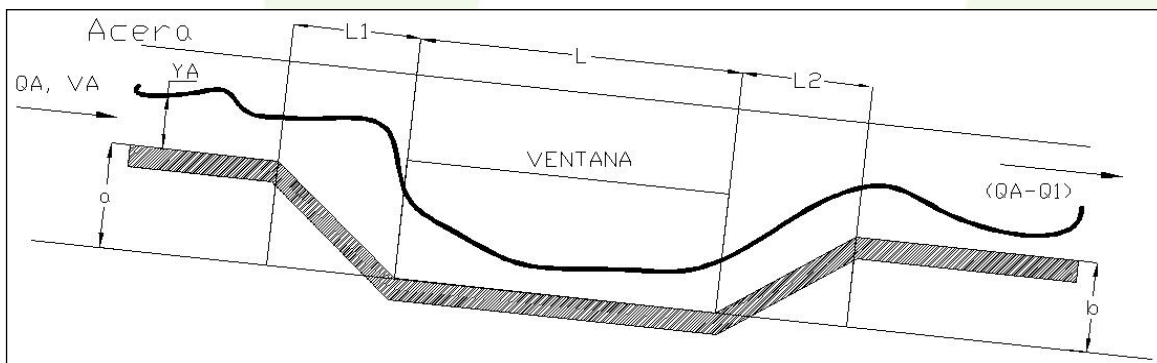


Figura 8-17 Sumidero de ventana con depresión

En el caso de que la profundidad de depresión aguas abajo, b , sea diferente a la profundidad de depresión aguas arriba, a , y la longitud de transición aguas abajo, L_2 , sea mayor que 4 veces a , el valor del parámetro a se debe calcular con la Ecuación 8-31.

$$a = \frac{b - L_2 \times S_o}{1 - 4 \times S_o} \quad \text{Ecuación 8-31}$$

donde,
 a = Profundidad de depresión aguas arriba (m).
 S_o = Pendiente longitudinal de la vía (m/m).
 L_2 = Longitud de transición aguas abajo (m).
 b = Profundidad de depresión aguas abajo (m).

3. Cálculo del caudal de captación (Sumidero de ventana con depresión en puntos bajos)

El comportamiento hidráulico de sumideros de ventana localizados en puntos bajos es similar al de un vertedero de cresta ancha. El cálculo puede realizarse de acuerdo con la Ecuación 8-32.

$$L = \frac{Q_1}{1.65 \times y^{3/2}} \quad \text{Ecuación 8-32}$$

donde,

L = Longitud del sumidero (m).

Q₁ = Caudal captado por el sumidero (m³/s).

y = Profundidad del agua en la ventana del sumidero (m).

8.5.4.3 Sumideros de rejilla

Cuando las rejillas tienen barras paralelas al sentido de flujo (Figura 8-18), se debe aplicar el procedimiento explicado en este numeral. Debido a la configuración de rejillas, el valor de Q₁ es despreciable y la longitud de la rejilla debe ser mayor que L_o. El valor de L_o se debe calcular mediante la Ecuación 8-33.

$$L_o = K \times y_A \times \frac{v_A}{\sqrt{(g \times y_A)}} \quad \text{Ecuación 8-33}$$

donde,

L_o = Longitud mínima de rejillas (m)

K = Coeficiente que depende de la geometría de la rejilla y de la separación entre barras.

y_A = Altura del flujo de aproximación (m).

v_A = Velocidad de aproximación (m/s).

g = Aceleración de la gravedad (m/s).

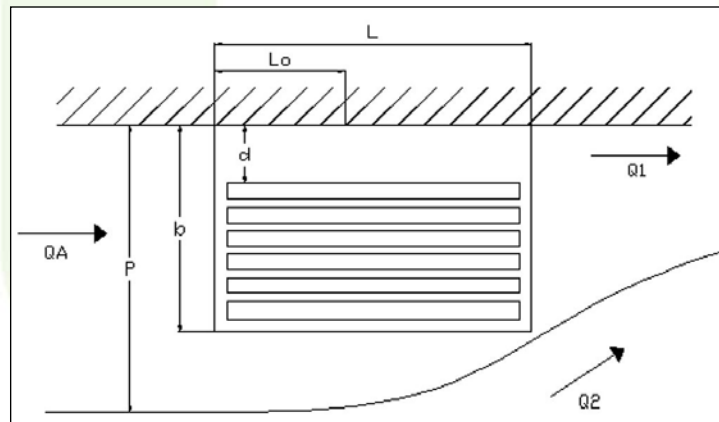


Figura 8-18 Sumidero de rejilla

8.5.4.4 Sumideros Transversales

Para el diseño de sumideros transversales, la longitud mínima de rejilla requerida para captar un caudal determinado, se debe determinar con la Ecuación 8-34.

$$L = \frac{Q F_s}{e c b (2gE)^{0.5}} \quad \text{Ecuación 8-34}$$

donde,

L = Longitud de la rejilla (m).

Q = Caudal de diseño (m³/s).

e = Área libre / Área total.

c = Coeficiente de descarga.

b = Ancho del sumidero transversal (ancho de la calle) (m).

E = Energía específica sobre la reja (m).

F_s = Factor de seguridad igual a 2.

8.6 ALIVIOS EN ALCANTARILLADOS COMBINADOS (AAC)

Los alivios en alcantarillados combinados tienen como objetivo primordial disminuir los costos de conducción de los flujos combinados de aguas residuales y aguas lluvias hasta el sitio de disposición final o hasta la planta de tratamiento de aguas

residuales, en caso de que ésta exista. El principio de operación de estas estructuras es dividir el caudal combinado de aguas lluvias y aguas residuales a drenajes que usualmente son naturales o a almacenamientos temporales, con el fin de disminuir el caudal conducido por las tuberías, interceptores o emisarios que llegan al sitio de disposición final.

La forma de operar los AAC, usualmente, es mediante el uso de un vertedero. De esta forma, al aumentar el caudal aumenta la profundidad de flujo en las tuberías. Si la profundidad de flujo en las tuberías alcanza un nivel por encima de la cresta del vertedero, parte del caudal pasa al cuerpo receptor y el resto sigue hacia la planta de tratamiento de aguas residuales o el sitio de disposición final. Sin embargo, el diseño moderno de los AAC tiene otra función, la cual es tratar de que todos los contaminantes vayan hacia la PTAR. Esto es difícil de lograr en el caso de los sólidos suspendidos y disueltos, los cuales parcialmente son entregados al cuerpo receptor. Un buen diseño debe lograr que los sólidos grandes no sean vertidos a los cuerpos receptores y vayan directamente a la PTAR.

Los aliviaderos deben permitir que el caudal de aguas residuales de tiempo seco continúe por las tuberías hacia el sitio de disposición final o hasta la planta de tratamiento de aguas residuales. Sin embargo, durante determinados eventos de lluvia y su escorrentía asociada, deben derivar aquellos caudales en exceso a la capacidad de la red de tuberías aguas abajo o a la capacidad de la planta de tratamiento de aguas residuales.

8.6.1 Consideraciones generales

El caudal derivado por el alivio en un alcantarillado combinado es una fracción del caudal sumado de las aguas residuales y las aguas lluvias, en los cuales la contaminación típica de los residuos sanitarios se mezcla con las aguas lluvias, de tal forma que se diluye la concentración media de las aguas compuestas. Por consiguiente, el caudal aliviado lleva una carga residual, algo diluida, que puede afectar el cuerpo de agua receptor. Los impactos de los AAC dependen, entre otros factores, del grado de dilución original, de las características hidrológicas, del comportamiento hidráulico

de los alivios y de las características hidráulicas, hidrológicas y de auto-depuración del cuerpo receptor, al igual que de los volúmenes esperados de alivio. Por consiguiente, para el diseño de este tipo de estructuras, se recomienda tener en cuenta todos los efectos ambientales sobre los cuerpos receptores de agua.

8.6.1.1 Impactos de los AAC

La operación de los alivios en alcantarillados combinados causa una serie de impactos sobre el cuerpo receptor de agua, los cuales se pueden dividir en efectos sobre la calidad del agua, efectos sobre la salud pública y efectos estéticos. Los primeros de éstos tienen como consecuencia el agotamiento del oxígeno disuelto. Los efectos sobre la salud pública están relacionados con las bacterias y organismos patógenos entregados al cuerpo receptor. Finalmente, los problemas estéticos están asociados a las basuras y cuerpos sólidos grandes que pueden salir del sistema de alcantarillado.

8.6.1.2 Primer lavado

En algunos sistemas combinados, un aspecto importante es el primer lavado el cual puede contener cargas contaminantes particularmente altas. Este primer lavado se puede definir como los primeros 10 minutos de un evento de lluvia que ocurra luego de un período seco de aproximadamente una semana. Las cargas contaminantes particularmente altas están asociadas a los siguientes cuatro efectos:

1. Lavado de la superficie de la cuenca tributaria y de los sumideros conectados al sistema de alcantarillado combinado.
2. El alto caudal inicial de agua, asociado con el evento de lluvia, tiende a acumular el flujo base existente previamente en las tuberías, en el frente de la creciente.
3. La resuspensión de sólidos cerca al lecho de las tuberías.
4. La resuspensión de los sólidos en el lecho sedimentado de las tuberías.

El primer lavado puede identificarse utilizando hidrogramas o polutogramas que

se tengan registrados en el sistema. Un indicativo obvio de la existencia de un primer lavado es el incremento agudo en la concentración de contaminantes cerca al inicio de la tormenta. De hecho, aún si la concentración permanece constante a medida que el caudal aumenta, esto implica un aumento en la tasa de carga contaminante. Para el caso particular de EPM, el diseñador puede utilizar datos de contaminación de primer lavado que hayan sido medidos para otros sistemas construidos en la ciudad de Medellín, en caso de que esta información exista.

8.6.2 Consideraciones de Diseño

Para el diseño de los AAC, el diseñador debe tener en cuenta las siguientes consideraciones de diseño:

1. El diseño debe tratar en lo posible que durante la operación hidráulica no se genere turbulencia que pueda ocasionar la resuspensión de sólidos.
2. Es muy importante que no exista la posibilidad de depósitos aguas abajo de la estructura de alivio, debido a que éstos cambiarían la relación entre profundidad y caudal en el AAC, ocasionando que empiece a operar prematuramente, entregando un caudal en exceso de aguas combinadas hacia el cuerpo receptor.
3. Se recomienda que la operación de vertimiento en los alivios en alcantarillados combinados ocurra cerca al nivel óptimo. Si el vertimiento ocurre con una altura de lámina de agua relativamente pequeña en las tuberías, se entregará agua contaminada en exceso al cuerpo receptor. Por otro lado, si el vertimiento ocurre con una profundidad de lámina de agua en las tuberías alta, pueden ocurrir problemas de sobrecarga en las tuberías de aguas arriba.
4. Se recomienda que el diseño asegure que se atrapen todos los sólidos grandes, logrando que éstos continúen a través de las tuberías del sistema hacia la planta de tratamiento de aguas residuales o hacia sitios especiales para la disposición y el retiro de dichos sólidos.
5. El diseñador debe seleccionar el tipo de AAC de acuerdo con los aspectos económicos, de disponibilidad de espacio, topográficos y de caudales, según cada caso particular.

6. Para sistemas de alcantarillados combinados con diámetros de tuberías mayores o iguales a 800 mm, se recomienda como primera alternativa la evaluación del aliviadero transversal.

Otras consideraciones recomendadas para el diseño, son las siguientes:

8.6.2.1 Frecuencia de alivios

Se recomienda que el diseñador caracterice la frecuencia de eventos de lluvia que puedan generar escorrentía que implique la operación del alivio en el sistema de alcantarillado combinado. De esta forma puede establecer el número esperado de veces por año que operaría la estructura. El número adecuado de eventos de operación debe estar relacionado con el período de retorno de diseño de las tuberías de la red. Cuanto mayor sea el período de retorno, menor debe ser la frecuencia de uso del alivio.

8.6.2.2 Volúmenes de alivio esperados

El diseñador debe determinar los volúmenes de alivio esperados a partir de un análisis de las características de los eventos de lluvia que puedan generar escorrentía en la zona objeto de diseño. Esta escorrentía es función de la humedad antecedente al evento de lluvia y al uso de la tierra. Por consiguiente, el volumen del alivio es función del hidrograma generado y de las características hidráulicas de la estructura. El valor depende de las características climatológicas y de cubrimiento de tierra de la zona objeto del diseño.

8.6.2.3 Capacidad del cuerpo receptor

En aquellos en que EPM lo considere necesario, teniendo en cuenta la importancia del cuerpo receptor, el diseñador debe tener en cuenta el efecto que dicha estructura tiene sobre el cuerpo receptor, al igual que el posible efecto acumulado hacia aguas arriba, en el caso de ríos o quebradas con baja pendiente. Por consiguiente, la corriente de agua o cuerpo receptor debe caracterizarse hidráulicamente, hidrológicamente y desde el punto de vista de calidad de agua para establecer sus condiciones de asimilación y depuración. Igualmente, debe tenerse en cuenta la hidrología en el cuerpo receptor de

agua, con el fin de asociar dichos caudales con los caudales de alivio.

8.6.3 Control de la contaminación de los AAC. Cálculo del caudal de vertimiento

El caudal de vertimiento de los aliviados en alcantarillados combinados corresponde a la diferencia entre el caudal de entrada a la estructura de alivio menos el caudal que debe seguir hacia los tramos aguas abajo.

El diseñador deberá tener en cuenta un caudal adicional al de las aguas residuales que pasa de la estructura de alivio a la red residual, para el cual y teniendo en cuenta el tipo de estructura proyectada, presentará los respectivos cálculos, para ser avalados por la Interventoría.

8.6.4 Estudios previos

Con el fin de llevar a cabo el diseño de estructuras de alivio en alcantarillados combinados, el diseñador debe tener en cuenta los estudios previos establecidos en el Numeral 3.2 de esta norma, especialmente aquellos relacionados con las características hidrológicas de la zona del municipio objeto del diseño, en particular de los posibles cursos de agua receptores de los volúmenes a ser aliviados. También se deben analizar las características de los eventos de precipitación que puedan generar eventos de alivio, al igual que la distribución temporal de la escorrentía, con el fin de cuantificar los volúmenes de agua y las cargas contaminantes asociadas. Por otro lado, el diseñador debe garantizar que se cumpla con lo establecido en el Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos (PSMV), vigente, para el municipio objeto del diseño.

En aquellos casos en los cuales EPM lo considere necesario, el diseñador debe establecer las características hidráulicas, hidrológicas y de calidad de agua del cuerpo receptor, con el fin de establecer su capacidad de autodepuración y por consiguiente de recepción de volúmenes aliviados. Adicionalmente, el diseñador debe tener en cuenta la capacidad de la planta de

tratamiento, si ésta existe en el municipio, y las posibles previsiones de aumento de capacidad futura con el fin de llevar a cabo el dimensionamiento de las estructuras de alivio, debido a que en la concepción moderna del manejo integral de las aguas urbanas es necesario considerar el comportamiento integral de las redes de alcantarillado, las estructuras de alivio, el tratamiento de las aguas residuales y la respuesta ambiental de los cuerpos de agua receptores.

Además el dimensionamiento de cualquier tipo de aliviadero, debe estar justificado hidráulica y operativamente.

8.6.5 Diseño de AAC de Vertedero Lateral o tipo cañuela

El flujo de un vertedero lateral es un flujo espacialmente variado. Los métodos de cálculo hidráulicos para estos vertederos se basan en el análisis de la conservación de momentum o la energía entre dos secciones aguas arriba y aguas abajo del vertedero y la conservación de la masa, teniendo en cuenta el caudal del aliviadero y la longitud del vertedero.

En todo caso el diseño del aliviadero deberá presentarse a la Interventoría y ser avalada por ella.

8.6.5.1 Método de cálculo

El flujo por encima de un vertedero lateral puede ser de 5 tipos diferentes, tal como se muestra en la Figura 8-19, como función de la pendiente del fondo de las tuberías. Dicha pendiente puede ser suave o empinada. Para la operación de este tipo de estructuras de alivio, se recomienda que el flujo sobre los vertederos laterales sea del Tipo II, el cual corresponde a un flujo subcrítico a lo largo de toda la estructura, porque las suposiciones de cálculo son de mayor validez bajo esta condición de flujo. En caso que por razones topográficas esto no sea posible, se recomienda que el tipo de flujo sea Tipo IV.

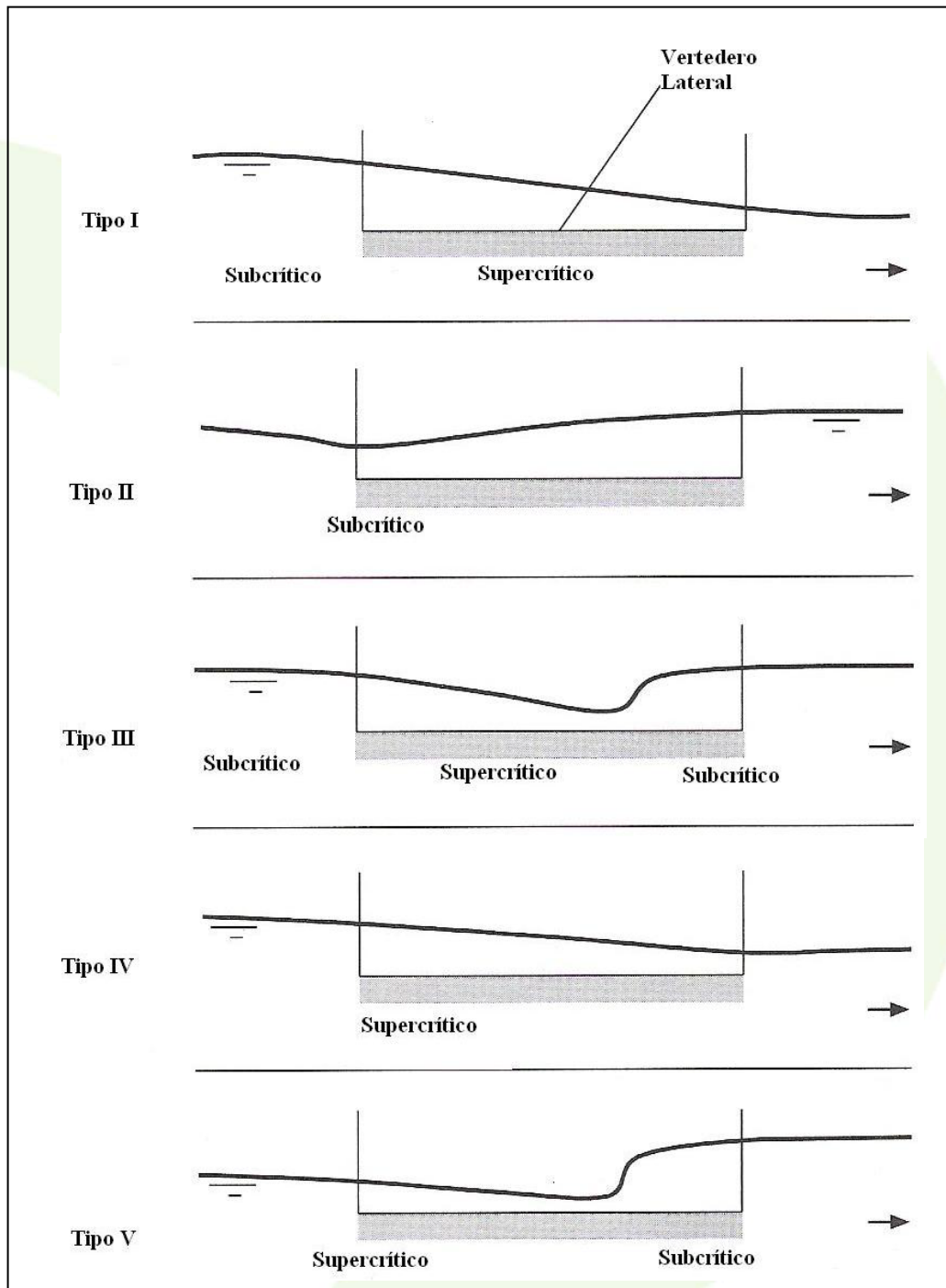


Figura 8-19 Condiciones de flujo en un vertedero lateral

Con el fin de calcular el caudal de vertimiento, se hace uso de las ecuaciones de conservación del momento lineal y de la masa para configurar las ecuaciones de flujo espacialmente variado que permiten el

diseño de este tipo de estructuras. La ecuación de flujo espacialmente variado es la siguiente:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Q_c y \left(-\frac{dQ_c}{dx} \right)}{(gb^2 y^3) - Q_c^2} \quad \text{Ecuación 8-35}$$

donde,

Q_c = Caudal en la cañuela (m^3/s)
 y = Profundidad de agua en la cañuela (m)
 g = Aceleración de la gravedad (m/s^2)
 b = Ancho de cañuela (m)

Integrando esta última ecuación se llega a la Ecuación 8-36 la cual permite el cálculo del caudal vertido por la estructura de alivio.

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} H^{3/2} \quad \text{Ecuación 8-36}$$

donde,

C_d = Coeficiente de descarga del vertedero (-)
 H = Altura de agua por encima de la cresta del vertedero (m)

$$Q = \frac{2.805 * b}{(H_2 - H_1)} * (0.2348 * (H_2^{2.5} - H_1^{2.5}) - \frac{6.57 * 10^{-4}}{P} (H_2^{3.5} - H_1^{3.5})) \quad \text{Ecuación 8-38}$$

donde,

Q = Caudal aliviado en m^3/s
 b = Ancho del aliviadero en metros, si la descarga es por ambos lados se duplica el valor de b
 H_2 = Altura de la lámina de aguas, aguas abajo en metros.
 H_1 = Altura de la lámina de agua, aguas arriba en metros.
 P = Altura de la cañuela en metros.

8.6.5.2 Configuración aliviadero lateral o de cañuela

La configuración para este tipo de estructura de alivio se muestra en la Figura 8-20.

Para el dimensionamiento de esta estructura, el diseñador deberá tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

El coeficiente de descarga de esta última ecuación se calcula de acuerdo con la Ecuación 8-37 mostrada a continuación:

$$C_d = 0.602 + 0.0832 \frac{H}{H_v} \quad \text{Ecuación 8-37}$$

donde,

C_d = Coeficiente de descarga (-)

H = Altura de agua por encima de la cresta del vertedero (m)

H_v = Altura del vertedero (m)

Si se hace vertimiento a ambos lados de la estructura, el valor de este último coeficiente debe duplicarse.

Para calcular la descarga o caudal aliviado cuando el régimen hidráulico es supercrítico, se podrá hacer uso de la siguiente ecuación:

La tubería que conduce las aguas lluvias de exceso, debe ser diseñada con capacidad para transportar el caudal total de aguas combinadas. Esto con el objeto de evitar problemas aguas arriba, en caso de obstrucciones del alcantarillado en el aliviadero o aguas abajo de él.

Los aliviaderos laterales deben ser diseñados únicamente en tramos rectos y no en tramos curvos ni combinación de rectos y curvos.

La descarga por el vertedero lateral debe ser libre, razón por la cual la distancia entre la cresta del vertedero y el nivel del agua del tramo que transporta las aguas lluvias aliviadas, debe ser de al menos 0.05 m.

La pendiente de la cañuela debe conservar la pendiente de la tubería de aguas combinadas.

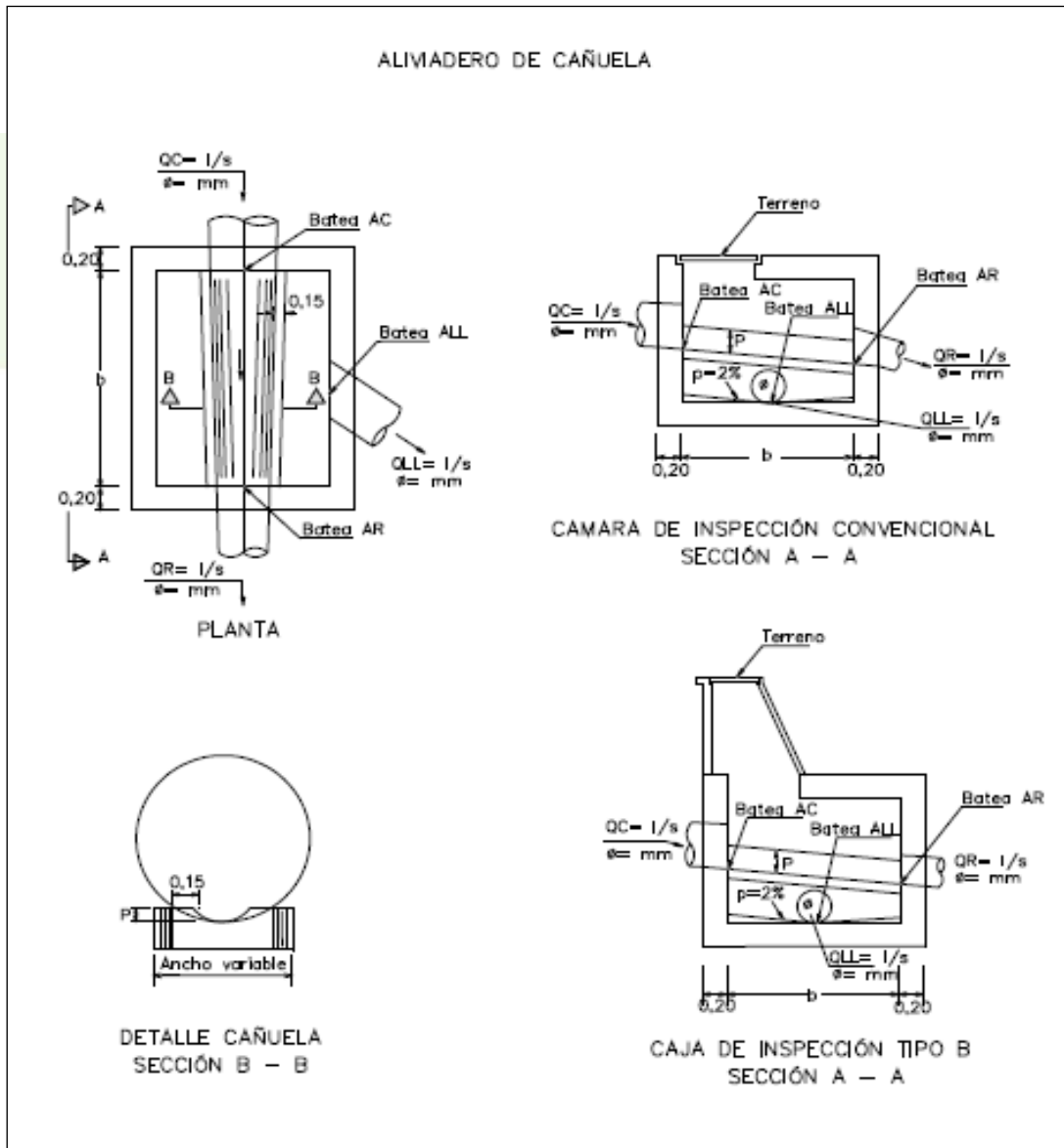


Figura 8-20 Aliviadero de vertedero lateral o de cañuela

8.6.6 Diseño de AAC de Vertedero Transversal

La configuración de este tipo de estructura se muestra en la Figura 8-21. Consta de un vertedero construido en forma perpendicular a la dirección del flujo entrante, que permite transportar las aguas residuales lateralmente y desbordar los excesos de caudal mediante una tubería a la corriente receptora.

El caudal de aguas residuales hasta la proporción de dilución definida para el diseño, está controlado por la tubería de salida de aguas residuales, pudiendo presentarse un control por orificio, por flujo crítico o por flujo uniforme subcrítico, de

$$Q = \frac{2}{3} C_d b \sqrt{2g} (H + 0.0012)^{3/2}$$

Ecuación 8-39

donde,

Q = Caudal aliviado (m³/s)

C_d = Coeficiente de descarga (-)

b = Ancho de vertedero (m)

H = Altura de agua por encima de la cresta del vertedero (m)

El coeficiente de descarga de esta última ecuación se calcula de acuerdo con la Ecuación 8-40, mostrada a continuación:

$$C_d = 0.602 + 0.0832 \times \frac{H}{H_v} \quad \text{Ecuación 8-40}$$

donde,

C_d = Coeficiente de descarga (-)

H = Altura de agua por encima de la cresta del vertedero (m)

H_v = Altura del vertedero (m)

Considerando que se tienen múltiples incógnitas, (no se conocen b, H, H_v, el caudal vertido (Q) ni el caudal que continúa por la red de alcantarillado), es necesario realizar un proceso de tanteo y error hasta cumplir la ecuación de continuidad en la cámara del aliviadero.

acuerdo con la magnitud del caudal, el diámetro y la pendiente de la tubería.

8.6.6.1 Método de cálculo

Para el cálculo de la estructura de vertimiento se hace uso de las ecuaciones de conservación de masa y conservación de momentum para establecer la ecuación de descarga de un vertedero normal. La ecuación que relaciona el caudal aliviado con la altura de la lámina de agua por encima de la cresta del vertedero es la mostrada a continuación:

8.6.6.2 Configuración

Para el dimensionamiento de la estructura deberán tenerse en cuenta los siguientes pasos:

1. Definición de caudales: Caudal de aguas combinadas, residuales y lluvias.
2. Dimensionamiento de la longitud del compartimiento uno (L1), de acuerdo con la ecuación de tiro parabólico.
3. Definición de la relación de dilución para el diseño.
4. Determinación del caudal de aguas residuales diluido para el cual no se debe presentar vertimiento y cálculo del diámetro de la tubería de salida de aguas residuales (caudal diluido).
5. Cálculo del caudal en exceso para descargar a la corriente receptora según Ecuación 8-39.
6. Cálculo de la cota y ancho del vertedero
7. Dimensionamiento del compartimiento dos (L2), de acuerdo con la ecuación de tiro parabólico y la teoría de la capa límite.
8. Cálculo de la cota de batea de la tubería de descarga

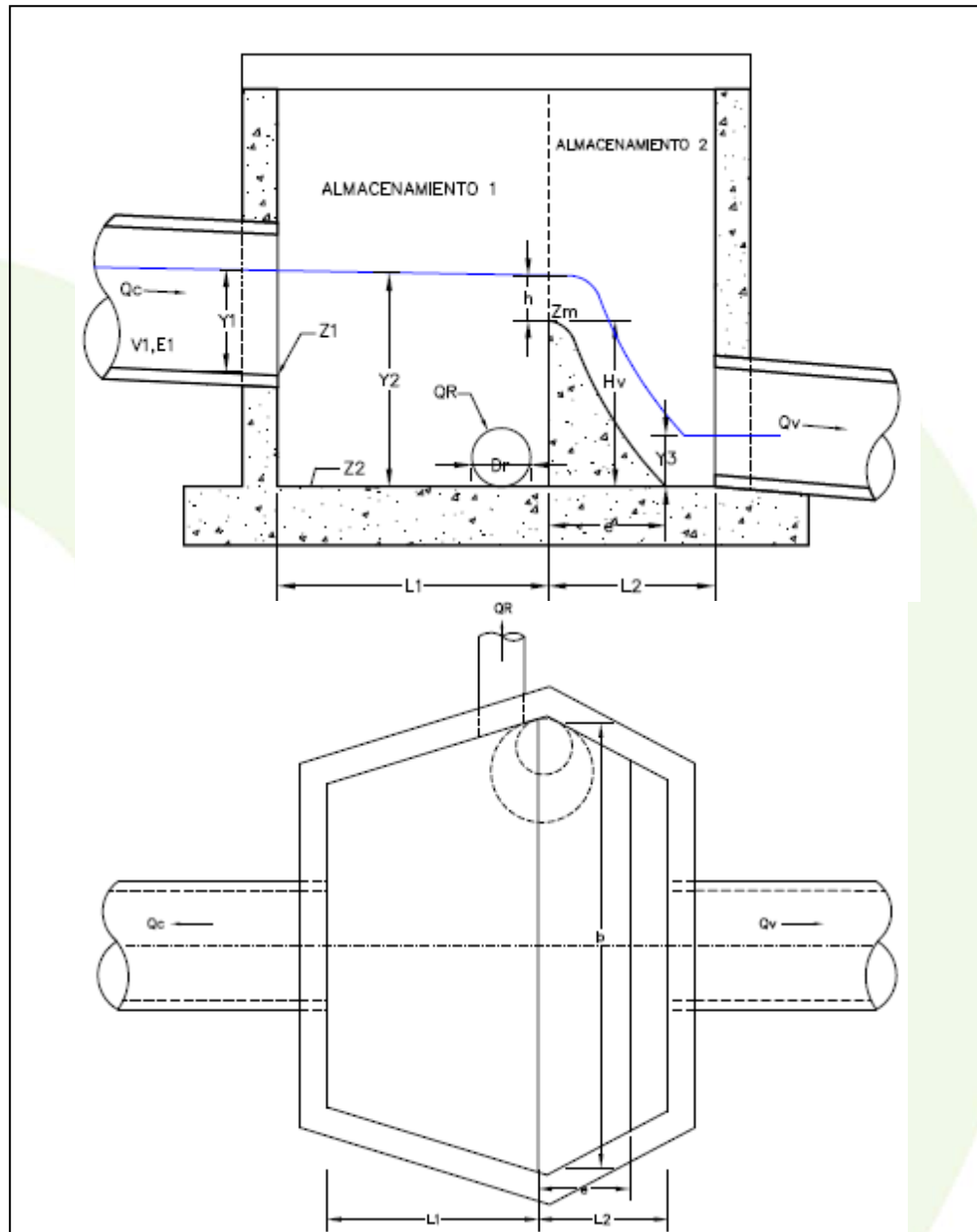


Figura 8-21 Aliviadero de vertedero transversal

La estructura debe ir acompañada de una media caña de diámetro cambiante entre el diámetro de entrada y el diámetro de la tubería de salida. Esta media caña debe ir acompañada con pendientes laterales en todo el fondo de la cámara con el fin de facilitar el movimiento de los sedimentos hacia dicha media caña. El diseño de esta estructura debe ser tal que se evite la sedimentación en tiempo seco.

8.6.7 AAC de Orificio

Consiste en una estructura en la cual el caudal no aliviado (aguas residuales más dilución), depende del área de la tubería de salida y de la cabeza efectiva sobre el orificio. Esta última está determinada por la cota de batea de la tubería de salida de aguas lluvias.

$$Q = C_d A_o \sqrt{2gh_0} \quad \text{Ecuación 8-41}$$

donde,

Q: Caudal de descarga (m³/s)

C_d: Coeficiente de descarga (depende de la forma del orificio)

A_o: Área del orificio (m²)

h₀: Cabeza efectiva (m)

g: Aceleración de la gravedad (m/s²)

Se recomienda que el diámetro de la tubería de salida de aguas lluvias sea como mínimo el diámetro de la tubería de aguas combinadas

En la Figura 8-22 se muestra un aliviadero de orificio.

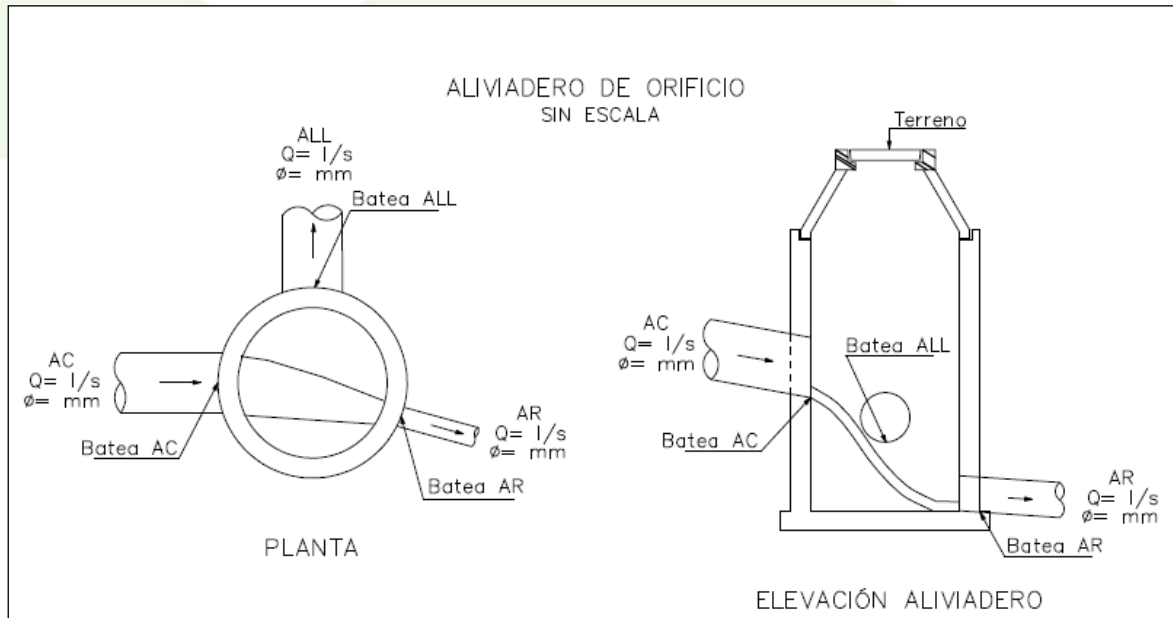


Figura 8-22 Aliviadero tipo orificio.

8.6.8 Almacenamiento

En aquellos casos en que EPM lo considere necesario, el diseño de los AAC debe incluir almacenamiento de parte de los caudales de aguas combinadas, teniendo en cuenta los siguientes numerales:

8.6.8.1 Principios de operación

El propósito de dar almacenamiento en una estructura de alivio de alcantarillado combinado es el de retener los contaminantes en el sistema de alcantarillado en lugar de que éstos sean enviados al cuerpo receptor, aún después que el vertedero de la estructura ha entrado en operación durante un evento de lluvia. Una vez que la creciente ocasionada por el evento de lluvia ha pasado, el volumen de agua contaminada debe entregarse

nuevamente al sistema de alcantarillado con el fin de transportarlo hacia la planta de tratamiento de aguas residuales. Es importante tener en cuenta, para propósitos de diseño, que entre mayor sea el volumen, menor será la cantidad de contaminación que llegue al cuerpo receptor de las aguas de alivio. Sin embargo, es claro que un volumen mayor implica una estructura más costosa. Por consiguiente, se debe tener en cuenta un proceso de optimización que tenga en cuenta la variación temporal de la cantidad de contaminación durante un evento de precipitación.

Las estructuras de almacenamiento pueden estar en línea o fuera de línea. En una configuración en línea el caudal pasa a través del tanque aún en las condiciones de

tiempo seco para las cuales la capacidad del tanque no se utiliza.

Cuando el caudal aumenta durante un evento de lluvia, el control de aguas abajo causa que el nivel suba con el fin de llenar el volumen de almacenamiento y eventualmente permitir la operación del alivio. Después del evento de lluvia el tanque se vacía por gravedad hacia las tuberías de aguas abajo.

En la configuración fuera de línea los caudales en exceso son dirigidos hacia el tanque a través de un vertedero que empieza a operar a medida que el nivel sube. Cuando el tanque de almacenamiento se encuentra lleno, un segundo vertedero entra en operación con el fin de aliviar parte del caudal hacia los cuerpos receptores de agua. Después del evento de lluvia, el tanque se vacía hacia las tuberías de aguas abajo ya sea mediante gravedad o mediante bombeo.

8.6.8.2 Cálculo del volumen de almacenamiento

El volumen de agua que se considera altamente contaminado para ser vertido, V_0 , se supone que está relacionado con el volumen de agua residual en el sistema en el momento de inicio del evento de lluvia. El volumen del primer lavado, V_F , para el cual es deseable proveer almacenamiento, es menor que el volumen V_0 en una cantidad igual al volumen de aguas residuales que pasa la estructura de alivio cuando la onda decreciente causada por el evento de lluvia se está aproximando. Por consiguiente:

$$V_F = V_0 - Q_0 \times T_a \quad \text{Ecuación 8-42}$$

donde,

V_F = Volumen del primer lavado que debe almacenarse (m^3).

V_0 = Volumen de agua que se considera altamente contaminado para ser vertido (m^3).

Q_0 = Caudal base de aguas residuales (m^3/s).

T_a = Diferencia de tiempo desde el momento en que aguas arriba entra agua lluvia al sistema y momento en que la onda decreciente se aproxima al punto de alivio. (s)

Además de optimizar el tamaño de almacenamiento, el diseñador tiene que tener

cuidado con la configuración en planta de las cámaras y tanques en sí, con el fin de evitar una sedimentación excesiva. Cuando el tanque se encuentra completamente lleno, se presentan condiciones ideales para la sedimentación de los sólidos suspendidos (y las concentraciones tienden a ser altas en el primer lavado para el cual se diseña el tanque). Por consiguiente, el diseñador debe crear condiciones de autolimpieza del tanque en el momento en que entre en su etapa de vaciado.

8.6.8.3 Configuración del tanque

Como recomendaciones para la configuración y el dimensionamiento de los tanques de almacenamiento, se ha encontrado que un canal semicircular para el flujo de tiempo seco con una pendiente longitudinal alta ayuda a generar velocidades apropiadamente altas, para mantener la estructura limpia en tiempo seco. Los tanques que tienen las mejores propiedades de autolimpieza son tanques largos y delgados con un canal para flujo de tiempo seco único. Por consiguiente, la relación longitud a ancho debe mantenerse tan alta como sea posible procurando que el ancho no exceda los 4 metros.

8.7 CANALES EN SISTEMAS DE DRENAJE

8.7.1 Consideraciones para su proyección

Para el caso de las aguas lluvias, el diseño puede contemplar el uso de canales abiertos. En los casos en que sea necesario proyectar un canal cuya sección sea cerrada, debe cumplirse la condición de flujo a superficie libre. La sección del canal puede tener cualquier forma, es decir, pueden utilizarse canales prismáticos o no, dependiendo de las consideraciones específicas, siempre y cuando se justifique su utilización y se usen las ecuaciones hidráulicas adecuadas. No son permitidos para recolección y evacuación de aguas residuales.

La proyección de los canales debe estar de acuerdo con los Planes de Ordenamiento Territorial de los municipios atendidos por EPM y las reglamentaciones asociadas, en lo referente a características y localización de vías y zonas verdes aledañas a los mismos.

Es importante considerar la definición de ronda y/o zona de manejo ambiental, ambas asociadas con los cauces o canales. En particular, ésto está contemplado en la legislación ambiental nacional y debe ser considerado en la reglamentación de ordenamiento y desarrollo urbano de la localidad. Estas franjas permiten ejecutar trabajos y labores de mantenimiento en el canal y deben ser incorporadas al espacio público como calzadas o zonas verdes. La selección de la sección transversal del canal debe tener en cuenta las dimensiones e importancia de las vías y las características de las zonas verdes, por cuanto éstas constituyen restricciones para su dimensionamiento.

8.7.2 Estudios previos

Para llevar a cabo el diseño de canales de drenaje de aguas lluvias, el diseñador debe realizar los estudios previos pertinentes de acuerdo con lo descrito en el Numeral 3.2, Estudios Previos, de esta norma.

8.7.3 Parámetros de diseño y Métodos de cálculo

En el caso de que sea necesario, como parte de un proyecto de diseño de sistemas de alcantarillado de aguas lluvias, diseñar un canal abierto, el diseñador debe tener en cuenta los siguientes aspectos de diseño.

8.7.3.1 Métodos de cálculo de canales

El diseño de canales para el drenaje de aguas lluvias debe justificar el método de cálculo para la sección transversal del canal de entrega. Se debe utilizar la ecuación de Manning, o alternativamente las ecuaciones de Chézy o Bazin. En el caso de que los canales tengan rugosidad compuesta, se recomienda el uso de la fórmula de Strickler.

En todos los casos debe justificarse el factor de fricción o coeficiente de pérdidas por fricción utilizados. Como ejemplo, en la

Tabla 8-7 se establecen los coeficientes n de Manning para diferentes materiales.

Tabla 8-7 Coeficientes de rugosidad de Manning (Tomada de Ven Te Chow)

Material del canal	n de Manning
Asbesto cemento	0,010
Cemento mortero	0,013
Cemento pulido	0,011
Concreto áspero (Sin pulir)	0.017
Concreto liso (Sin pulir)	0.013
Ladrillo en mortero de cemento	0,015
Mampostería en piedra cementada	0,025
Piedra suelta	0,035

En todos los casos, el perfil longitudinal del flujo correspondiente al caudal máximo para el evento de lluvia de diseño, definido por un período de retorno establecido por la autoridad competente, debe calcularse para una condición de flujo gradualmente variado, considerando el control en el canal natural de entrega, siguiendo todas las consideraciones establecidas en los numerales 4.3.4.1 y 4.3.4.2 de esta norma. Se debe utilizar la ecuación general para las curvas de remanso establecida mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Sen\theta - S_f}{Cos\theta - Fr_m^2} \quad \text{Ecuación 8-43}$$

donde, $\theta = Tan^{-1}(S_0)$

$Fr_m = Fr$, si el canal es rectangular.

$S_f = dh_f/dx$. Pendiente hidráulica

El diseño debe justificar el método de cálculo de flujo gradualmente variado, pero se recomienda el uso de programas de análisis de flujo gradualmente variado por diferencias finitas o por elementos finitos.

Una vez finalizado el diseño, éste debe ser comprobado para las condiciones de flujo no permanente correspondientes al evento de lluvia de diseño, haciendo uso de las ecuaciones de Saint-Venant, tal como se describe en el Numeral 4.3.5 de esta norma.

8.7.3.2 Velocidades en los canales de drenaje de aguas lluvias

En general, la velocidad mínima permisible está determinada por el valor que evite la sedimentación de los materiales, producto del arrastre ocasionado por la escorrentía superficial. Debido a la naturaleza de estos materiales, se recomienda un valor de velocidad mínima de 0.6 m/s.

La velocidad máxima en el canal de descarga depende del caudal de diseño, del radio hidráulico y del material de las paredes. Además deben tenerse en cuenta los siguientes requisitos:

- a. La velocidad máxima en los canales de drenaje depende del riesgo de erosión que éstos puedan sufrir, el cual es función del material en que estén construidos.
- b. En la siguiente tabla se dan algunos valores de referencia de velocidades máximas en canales revestidos. En general, los canales de entrega de caudales de drenaje deben estar revestidos en un material no erosionable.

Tabla 8-8 Velocidades máximas en canales revestidos (m/s) (Tomada del Título B del RAS 2012)

Tipo de revestimiento	Características del material	Velocidad máxima (m/s)
Revestimiento de hormigón (agua libre de arenas y piedras)		12,5
Mampostería convencional o en piedra.		3,7
Gaviones (0.5 m y mayor)		4,7
Piedras grandes		3,0
Capas de piedra o arcilla (100 mm a 150 mm)		2,4
Suelo apisonado con piedra	Piedra de 150 - 200 mm	2,6
Capa doble de piedra	Piedra de 200 - 300 mm	3,0
Capa doble de piedra	Piedra de 150 - 200 mm	3,0
Capa doble de piedra	Piedra de 200 - 300 mm	3,1

Para cumplir con los requisitos de velocidad máxima en el canal de drenaje y cuando las condiciones topográficas locales del sitio de descarga lo exijan, el canal de drenaje debe diseñarse en forma escalonada.

8.7.3.3 Pendientes de los canales

En lo referente a las pendientes de los canales de drenaje de aguas lluvias, el diseñador debe tener en cuenta los siguientes requisitos:

1. La pendiente mínima de diseño debe ser tal que se evite la sedimentación de las partículas producto del lavado producido por la escorrentía superficial.

La pendiente máxima de diseño canales de drenaje debe ser la cual la velocidad de agua no superior a los valores establecidos en la

2. Tabla 8-8. Además deben cumplirse los siguientes requisitos adicionales:

- a. En el caso de que las condiciones topográficas impliquen pendientes superiores a la pendiente máxima que no produzca erosión, el canal debe diseñarse en forma escalonada. El escalonamiento debe ser obtenido por estructuras que proporcionen caídas verticales o caídas inclinadas.
- b. En una caída vertical, el cambio de cota de agua debe hacerse en caída libre.
- c. Al final de una caída libre debe haber una estructura de disipación de energía de forma tal que el flujo se entregue con una energía cinética igual a la que tenía antes de la caída.
- d. En una rápida (caída inclinada con una pendiente alta), el agua pasará de un flujo subcrítico a un flujo supercrítico a lo largo de un canal inclinado construido en un material

no erosionable capaz de resistir en forma adecuada las velocidades que se presentan para permitir la concordancia entre los tramos superior e inferior. Aguas abajo de la rápida debe existir una estructura de disipación de entrega al cauce natural u otro tramo de baja pendiente.

- e. Al final de la rápida debe existir una estructura de disipación de energía capaz de absorber la energía cinética extra del agua al llegar a la parte inferior de la rápida. El caudal se debe entregar con una energía cinética igual a la que tenía antes del inicio de la rápida.
- f. En el punto de entrega del canal al cauce de drenaje natural, se debe diseñar una estructura de entrega que evite problemas de socavación local en ese sitio o socavación generalizada a lo largo del cuerpo receptor.

8.8 TRANSICIONES

8.8.1 Consideraciones para su proyección

En el caso de canales abiertos que necesiten el uso de transiciones para incluir cambios en la sección transversal, éstas deben ser diseñadas teniendo en cuenta las pérdidas de energía en uniones y en cambios de sección. Para esto, debe tenerse en cuenta el tipo de flujo y lo gradual del cambio de sección. En general, las transiciones deben diseñarse para flujo subcrítico y los cambios en la geometría de la sección transversal deben ser graduales. Las ecuaciones que se utilicen para el cálculo de las pérdidas deben basarse en el uso de las ecuaciones de conservación de masa y de momentum lineal.

8.8.2 Parámetros de diseño y métodos de cálculo

Los cambios de forma geométrica o tamaño de la sección transversal de los canales de drenaje de aguas lluvias, implican pérdidas de energía que deben ser tenidas en cuenta durante el análisis de flujo gradualmente variado y de flujo no permanente, con el fin de calcular la línea de gradiente hidráulico en el canal. Las pérdidas en contracciones para

flujo en canales abiertos se calculan mediante la Ecuación 8-44 mostrada a continuación:

$$H_c = 0.1 \left(\frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 8-44}$$

Esta ecuación es válida para $v_2 > v_1$, donde:
 v_2 = Velocidad en el canal aguas abajo de la contracción (m/s).

v_1 = Velocidad en el canal aguas arriba de la contracción (m/s).

Por otro lado, las pérdidas en expansiones para flujo en canales abiertos se calculan mediante la Ecuación 8-45 mostrada a continuación:

$$H_e = 0.2 \left(\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} \right) \quad \text{Ecuación 8-45}$$

Esta ecuación es válida para $v_2 < v_1$, donde:
 v_2 = Velocidad en el canal aguas abajo de la expansión (m/s).

v_1 = Velocidad en el canal aguas arriba de la expansión (m/s).

8.9 SIFONES INVERTIDOS

En general, se recomienda no utilizar este tipo de estructuras. Sin embargo, se pueden utilizar para superar obstáculos como conducciones o viaductos subterráneos, quebradas, ríos, entre otros, que impidan la instalación de tuberías de alcantarillado en condiciones normales. En todo caso, su uso debe contar con la aprobación por parte de EPM.

Los sifones invertidos generalmente son una serie de conductos dispuestos en forma de U, interconectados por dos cámaras, una al inicio del sifón, dotada de un vertedero, y otra al final del mismo. Los sifones invertidos deben estar conformados por mínimo dos tuberías en paralelo, con el fin de poder aislar una de ellas, sin perjuicio del funcionamiento, cuando sea necesario realizar las operaciones de mantenimiento y limpieza; en todo caso, el diseño debe asegurar un fácil acceso para las labores de inspección y limpieza.

El diseño de un sifón invertido debe cumplir con los requisitos de diámetro mínimo y esfuerzo cortante establecidos en esta norma, de acuerdo con el tipo de alcantarillado, ya sea de aguas residuales y/o aguas lluvias.

El cálculo del diámetro de las tuberías que hacen parte del sifón se debe realizar

suponiendo que las tuberías trabajan a presión. Según esto, la pérdida de energía a lo largo del sifón invertido es igual a la suma de las pérdidas por fricción y pérdidas menores, teniendo en cuenta lo mostrado en la Figura 8-23.

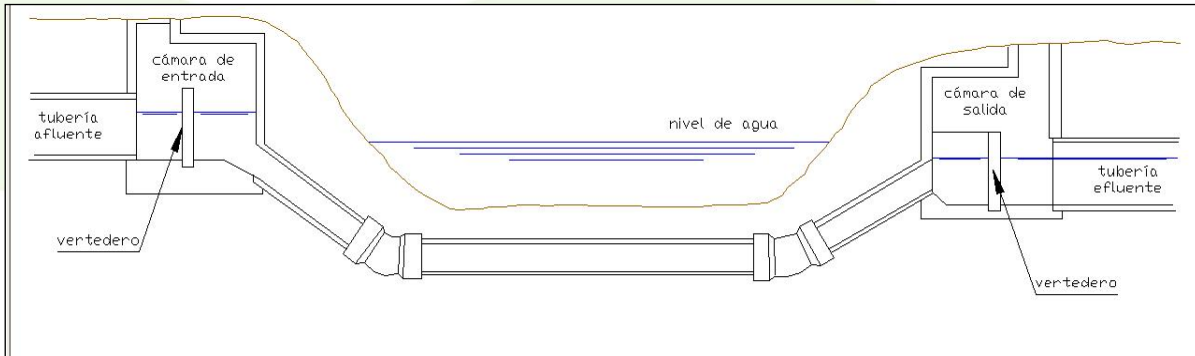


Figura 8-23 Esquema sifón invertido

Para el cálculo de las pérdidas localizadas en el sifón invertido se deben utilizar las siguientes ecuaciones:

- **Pérdida menor en la cámara de entrada al sifón:**

$$h_{me} = 1.1 \times \frac{v_1^2}{2 \times g} \quad \text{Ecuación 8-46}$$

donde v_1 es la velocidad en la tubería de entrada al sifón.

- **Pérdidas por los codos del sifón:**

$$H_c = 0.1316 \times \frac{\alpha}{90} \times \frac{v_2^2}{2 \times g} \quad \text{Ecuación 8-47}$$

donde v_2 es la velocidad en la tubería de salida al sifón y α es el ángulo del codo en grados.

- **Pérdidas por fricción en la tubería del sifón:**

$$h_f = f \frac{l}{D} \frac{v^2}{2g} \quad \text{Ecuación 8-48}$$

- **Pérdida menor en la cámara de salida del sifón:**

$$h_{ms} = \left(\frac{A_3}{A_2} - 1 \right) \frac{v_2^2}{2g} \quad \text{Ecuación 8-49}$$

Donde A_2 es el área mojada transversal del sifón y A_3 es el área mojada transversal de la tubería de salida.

Por lo tanto, la pérdida total de energía en el sifón invertido es:

$$H = h_{me} + H_c + H_f + h_{ms} \quad \text{Ecuación 8-50}$$

En aquellos casos en los cuales el sifón se encuentre por encima del nivel del terreno, Figura 8-24, el diseño se debe realizar con la Ecuación 8-51:

Ecuación 8-51

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + h_f + \sum h_m$$

donde, el coeficiente de pérdida menor a la entrada del sifón es de 0.5 y el de salida del sifón es de 1.0. Para el cálculo de las pérdidas por fricción se debe utilizar la ecuación de Darcy-Weisbach.

Para el diseño del sifón se debe tener en cuenta la altura de vacío, h_v , (ver Figura

8-24) para evitar problemas de cavitación en el sifón.

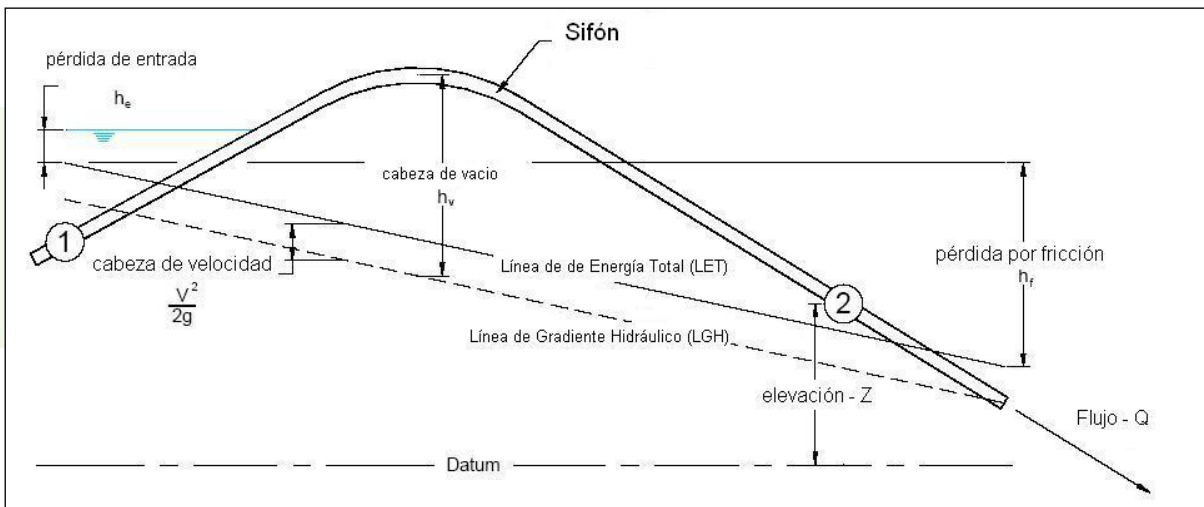


Figura 8-24 Esquema sifón por encima del nivel del terreno

8.10 ESTRUCTURAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA Y DESCARGA

Las estructuras de disipación de energía se deben diseñar con el fin de entregar los caudales de alivio en alcantarillados combinados, los caudales de aguas lluvias y/o los caudales de agua, provenientes de las actividades de lavado del sistema de acueducto, a los canales de drenaje natural y cuerpos receptores de los municipios atendidos por EPM. Estas estructuras tienen como objetivo entregar el agua con un nivel de energía que minimice el riesgo de socavación local o erosión en los puntos de descarga.

En general, las estructuras de disipación de energía buscan reducir la velocidad del flujo, haciendo una transición de estado supercrítico a subcrítico. Estas altas velocidades se pueden presentar en las tuberías de alta pendiente, estructuras de caída, descargas de fondo, etc.

Las estructuras de disipación de energía que se recomienda utilizar en los proyectos de sistemas de alcantarillado de los municipios atendidos por EPM son las estructuras de entrega con canales rugosos, caída libre con

resalto hidráulico y los canales escalonados. Cualquier otro tipo de estructura debe contar con la previa aprobación de EPM

Una vez realizado los correspondientes cálculos el diseñador deberá verificar si los resultados obtenidos son aplicables a la estructura en cuestión, en caso contrario podrá hacer uso de ecuaciones diferentes a las enunciadas en esta norma, comprobando siempre su aplicabilidad.

8.10.1 Estructuras de entrega con canales rugosos

En estas estructuras, se utilizan canales con bloques de impacto instalados en la base de éste, los cuales disipan energía debido a la resistencia contra el flujo, simulando una rugosidad elevada. El canal de entrega puede tener diversas pendientes y su longitud no afecta la eficiencia de disipación de la estructura. Para el diseño se deben tener en cuenta los siguientes aspectos generales:

1. Se debe determinar el tipo de flujo de acuerdo al número de Froude al inicio del canal.
2. Determinar la pendiente longitudinal del canal de entrega. Se recomienda que el

canal sea rectangular y la pendiente longitudinal sea de 2:1 (26.5° aproximadamente).

En todo caso, el diseñador debe justificar técnica y económicamente el uso de este tipo de estructuras de entrega.

3. Determinar el ancho de la estructura de acuerdo con el caudal total y el máximo caudal por unidad de ancho permisible, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$q = 0.14158 + 0.128Q \quad \text{Ecuación 8-52}$$

donde,

Q = Caudal máximo en el canal de descarga (m³/s).

q = Caudal por unidad de ancho de canal de descarga (m³/s).

4. La velocidad de aproximación debe ser menor que la velocidad crítica de flujo. Se recomienda que la velocidad de entrada al canal de entrega sea la mitad de la velocidad crítica.
5. Se recomienda que la altura del bloque (h_b) sea igual a 0.9 veces la profundidad crítica.
6. El ancho de cada bloque (w en la Figura 8-25) y la separación entre ellos debe ser igual. Se recomienda que no sea menor que la altura del bloque (h_b), ni mayor que 1.5 veces la altura del bloque. En el caso en que se ubiquen bloques que estén unidos a las paredes del canal, éstos deben tener un ancho mínimo de 1/3 de la altura de los bloques y un máximo de 2/3 de la altura del bloque.
7. La distancia de separación entre bloques (s) debe ser, como mínimo, 2 veces la altura del bloque y máximo 1.8 m.
8. Se recomienda emplear por lo menos 4 filas de bloques de impacto.
9. El espesor de la parte superior del bloque (T) debe ser mínimo 0,20 m y máximo 0,25 m. Así mismo, el espesor de la parte inferior del bloque debe ser 2 veces el espesor de la parte superior.

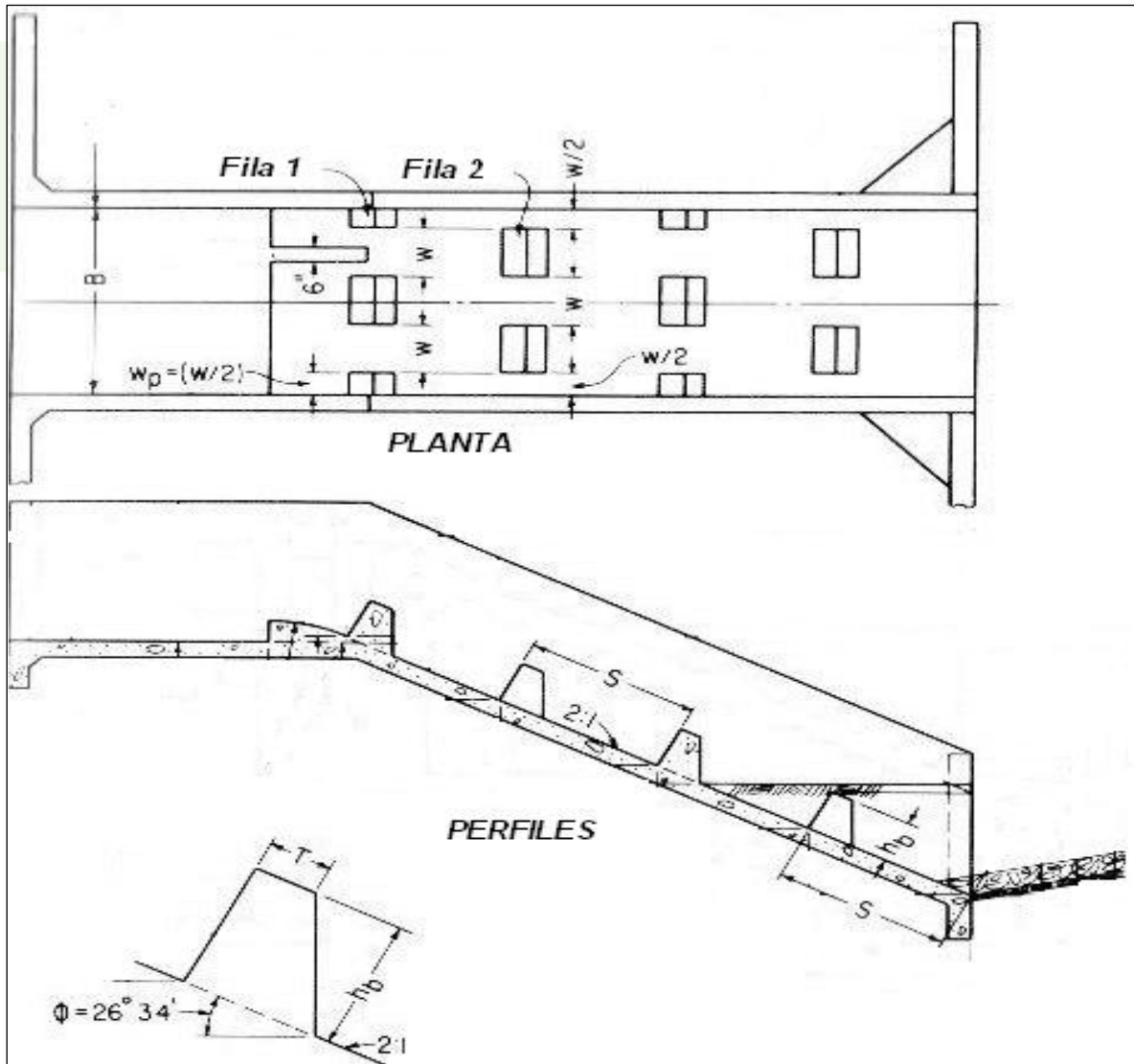


Figura 8-25. Esquema estructura de entrega con bloques¹⁹

¹⁹ Adaptado de "Design of small canal structures". United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation. 1978

8.10.2 Estructuras de caída libre y resalto hidráulico

Su uso se recomienda cuando se tiene una lámina de agua pequeña en la estructura de descarga. La disipación de energía es producida por el impacto de la lámina de agua y por el resalto hidráulico. Su funcionamiento está basado en el cambio súbito de la aceleración de flujo, y normalmente son utilizadas cuando se tiene

un flujo subcrítico aguas arriba de la estructura de descarga (Ver Figura 8-26).

Este tipo de estructuras se pueden utilizar para caídas de cualquier magnitud, incluso hasta de 7 m u 8 m, para un caudal hasta de 10 m³/s y para un extenso rango de profundidades de agua. El diseñador debe tener en cuenta la protección de los materiales en los puntos donde ocurre la disipación de energía.

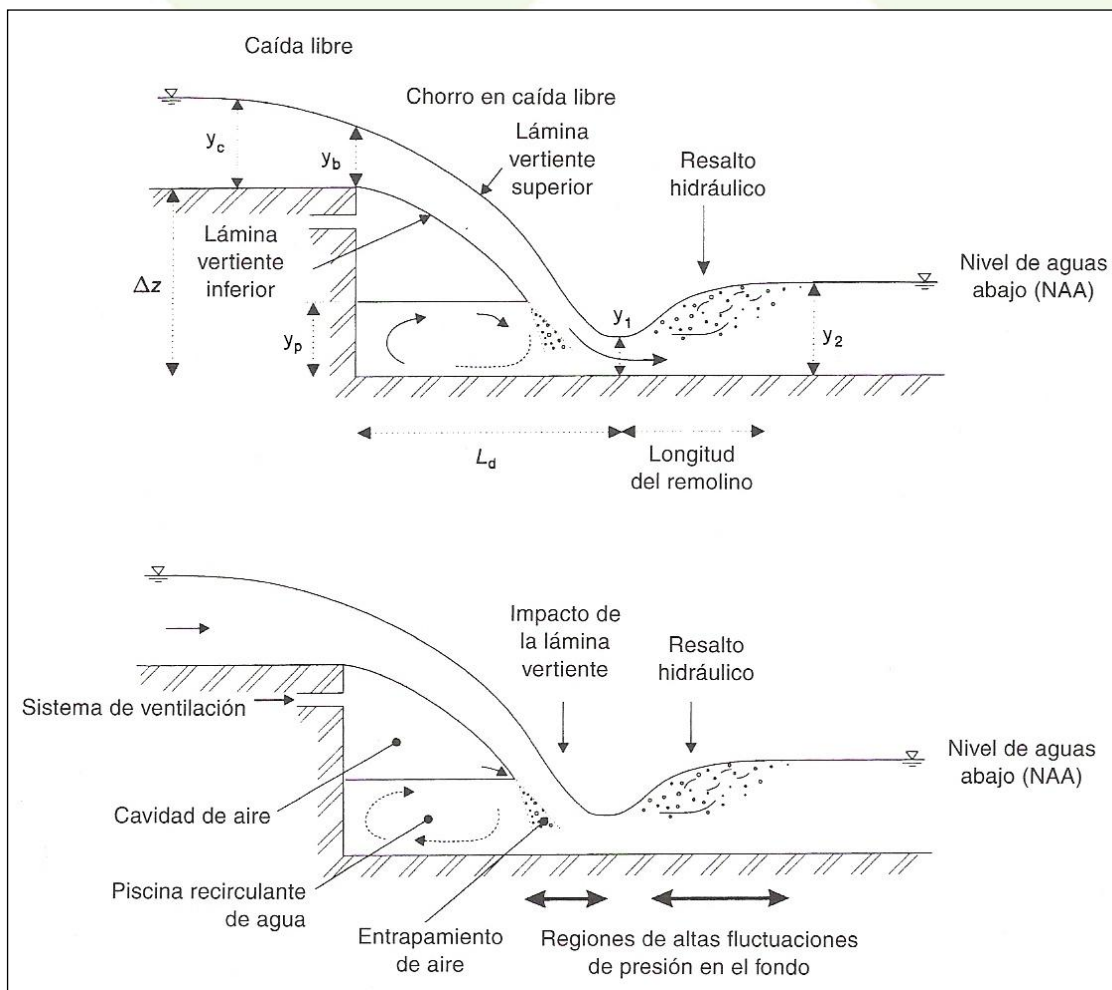


Figura 8-26. Esquema de estructura de caída²⁰

²⁰ Tomado de "Hidráulica del Flujo en Canales Abiertos"; Hubert Chanson; 1999.

Debido a la distribución de presiones en el borde de la caída, la profundidad crítica se encuentra a una distancia horizontal igual a 3 ó 4 veces la profundidad crítica, aguas arriba del borde de caída.

La profundidad en el borde es igual a 0.715 veces la profundidad crítica, para canales anchos de baja pendiente (cercana a la horizontal). La profundidad crítica para canales rectangulares y para canales trapezoidales anchos, está dada por la siguiente ecuación:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB^2}} \quad \text{Ecuación 8-53}$$

donde,

y_c = Profundidad crítica (m).

Q = Caudal (m^3/s).

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

B = Ancho del canal (m).

El diseñador debe tener en cuenta aspectos como la elevación de la cresta, el caudal de descarga, el ancho de la cresta, el nivel del canal de drenaje o cuerpo receptor ($z_{\text{cresta}} - \Delta z$), la longitud de caída y la posible socavación en el sitio de impacto del agua.

Para calcular la estructura de caída se debe seguir el siguiente procedimiento, de acuerdo con lo establecido en la Figura 8-26.

1. Seleccionar la altura de la cresta de la estructura de caída (z_{cresta}), para lo cual se debe tener en cuenta la topografía y el nivel de almacenamiento del cuerpo receptor.
2. Determinar el caudal de diseño, de acuerdo con lo establecido en esta norma.
3. Escoger un ancho de cresta, B .
4. Calcular la profundidad crítica, de acuerdo con la Ecuación 8-54.
5. Determinar el nivel de fondo del canal o cuerpo receptor, igual a $z_{\text{cresta}} - \Delta z$.
6. Para el caudal de diseño, calcular la longitud de caída y las características del impacto de la caída, de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$\frac{L_d}{\Delta z} = 4.30 \times \left(\frac{y_c}{\Delta z} \right)^{0.81} \quad \text{Ecuación 8-54}$$

$$\frac{y_b}{\Delta z} = \left(\frac{y_c}{\Delta z} \right)^{0.66} \quad \text{Ecuación 8-55}$$

$$\frac{y_1}{\Delta z} = 0.54 \times \left(\frac{y_c}{\Delta z} \right)^{1.275} \quad \text{Ecuación 8-56}$$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \times \left(\sqrt{1 + 8 \times Fr_1^2} - 1 \right) \quad \text{Ecuación 8-57}$$

En la Ecuación 8-57, el término Fr_1 hace referencia al número de Froude correspondiente a la profundidad y_1 , aguas arriba del resalto hidráulico. Esta ecuación es válida para canales rectangulares de baja pendiente (menores que 10%).

La eficiencia de disipación del resalto hidráulico está definida por la siguiente ecuación:

$$E = \frac{E_1 - E_2}{E_1} \times 100\% \quad \text{Ecuación 8-58}$$

donde,

E = Eficiencia del resalto (%)

E_1 = Energía específica aguas arriba del resalto (m)

E_2 = Energía específica aguas abajo del resalto (m)

Si las condiciones de flujo en el canal o cuerpo receptor son fijas, el diseñador debe hacer un proceso iterativo hasta que la lámina de agua, aguas abajo del resalto, coincida con el nivel natural del agua en el canal o cuerpo receptor.

Cuando se tiene una estructura de caída libre, con un flujo supercrítico en la zona aguas arriba de la caída, se debe utilizar la siguiente ecuación:

$$\frac{y_1}{y_c} = \frac{2Fr^{-2/3}}{1 + \frac{2}{Fr^2} + \sqrt{1 + \frac{2}{Fr^2} \left(1 + \frac{\Delta z}{y_c} Fr^{2/3}\right)}} \quad \text{Ecuación 8-59}$$

donde,

y_1 = Profundidad de agua en el punto de impacto aguas abajo de la caída (m)

Δz = Altura de la caída (m)

Fr = Número de Froude aguas arriba de la caída (-).

8.10.3 Canales escalonados

Estas estructuras se pueden calcular como una sucesión de caídas, en las cuales los pequeños flujos generan una sucesión de flujos saltantes. Al final de cada escalón se presentan condiciones de flujo crítico, produciéndose un impacto del flujo en el escalón de aguas abajo. Posteriormente, se forma un resalto hidráulico obteniendo un flujo subcrítico que se prolonga hasta la siguiente caída (Ver Figura 8-27).

La disipación de energía se ocasiona por el rompimiento y mezcla del chorro, y por la formación de un resalto hidráulico en el escalón. La pérdida total de cabeza, ΔH , es igual a la diferencia entre la máxima altura disponible, H_1 , y la altura residual aguas abajo, H_{res} . La pérdida total de energía se puede calcular como:

$$\frac{\Delta H}{H_1} = 1 - \left(\frac{0.54 \left(\frac{y_c}{\Delta z}\right)^{0.275} + \frac{3.43}{2} \left(\frac{y_c}{\Delta z}\right)^{-0.55}}{\frac{3}{2} + \frac{\Delta z}{y_c}} \right) \quad \text{Ecuación 8-60}$$

donde,

ΔH = Pérdida total de altura debido a la estructura escalonada (m).

H_1 = Máxima altura disponible agua arriba de la estructura (m).

Δz = Altura total de caída (m).

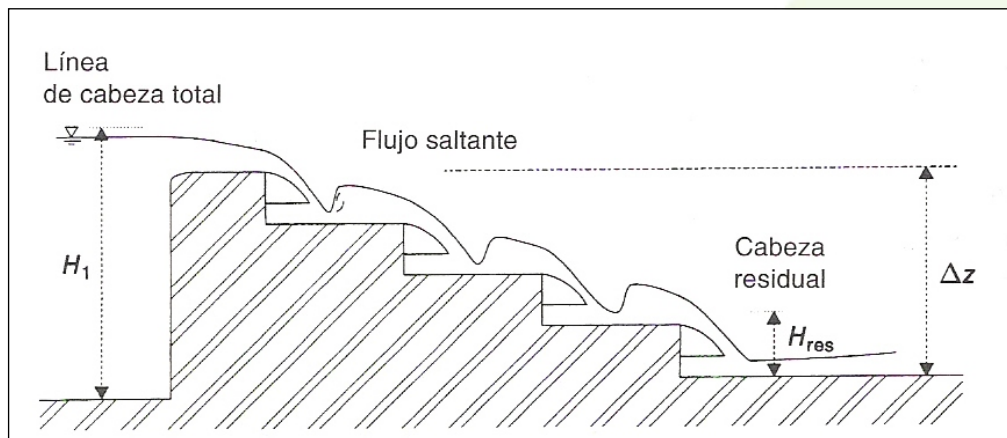


Figura 8-27. Esquema de caída escalonada²¹

²¹ Tomado de "Hidráulica del Flujo en Canales Abiertos"; Hubert Chanson; 1999.

En aquellos casos donde el caudal de flujo es grande, el régimen de flujo saltante en el canal escalonado se convierte en un régimen de flujo rasante, es decir un flujo turbulento extremadamente rugoso. La transición de flujo saltante a flujo rasante es función de la altura del escalón y de la pendiente del canal; el régimen de flujo rasante se presenta cuando se cumple la siguiente expresión:

$$\frac{y_c}{h} > 1.057 - 0.465 \times \frac{h}{l} \quad \text{Ecuación 8-61}$$

donde,

h = Altura del escalón (m)

l = Longitud del escalón (m)

Para el cálculo de la energía residual en el canal escalonado cuando el régimen de flujo es rasante se debe utilizar la siguiente figura.

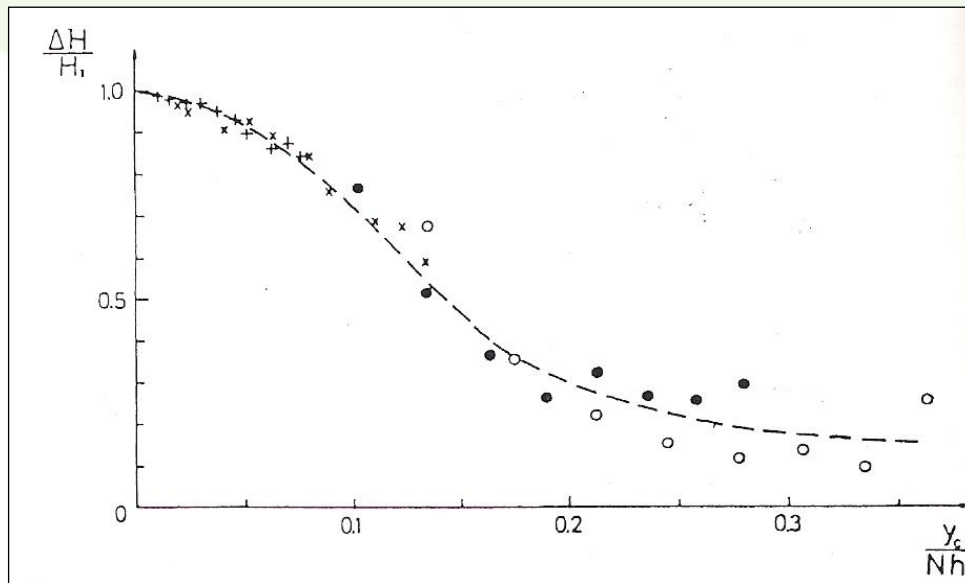


Figura 8-28 Relación entre porcentaje de disipación y altura caída²²

donde,

h = Altura del escalón (m).

N = Número de escalones (-).

y_c = Profundidad crítica (m).

ΔH = Pérdida total de cabeza debido a la estructura escalonada (m).

H_1 = Máxima altura disponible aguas arriba de la estructura (m).

²² Tomado de "Hydraulic Design Handbook"; Larry W. Mays; 1999

8.11 DRENAJE URBANO.

Se entiende como drenaje urbano, el conjunto de medidas estructurales y no estructurales, destinadas a evitar o minimizar en la medida de lo posible, que las aguas lluvias causen daño a las personas o a la infraestructura de las ciudades u obstaculicen el normal desenvolvimiento de la vida urbana.

Los componentes del drenaje urbano son las obras de infraestructura destinadas al manejo de las aguas lluvias, como:

- Vías, cunetas y pavimentos.
- Sumideros, cárcamos y redes de alcantarillado de aguas lluvias.
- Almacenamientos temporales.
- Canalizaciones y coberturas.

Dentro de los principios fundamentales para la gestión del Drenaje Urbano se destacan: (i) El desarrollo urbano no puede ocurrir sin la búsqueda de la sustentabilidad del territorio luego de la ocupación de la población; (ii) el drenaje urbano debe preservar las condiciones naturales de infiltración para evitar la transferencia hacia aguas abajo del aumento de caudal, del volumen del escurrimiento pluvial y de la erosión del suelo y; (iii) para alcanzar soluciones eficientes y sustentables a los problemas ligados a las inundaciones urbanas es necesario actuar sobre las causas y no sobre las consecuencias, abarcando todas las relaciones entre los diversos aspectos involucrados.

El drenaje urbano debe preservar al máximo las condiciones naturales de infiltración para evitar la transferencia hacia aguas abajo del aumento de caudal, volumen y carga de contaminantes del escurrimiento pluvial y de la erosión del suelo.

8.11.1 Medidas no estructurales

Son acciones de prevención y gestión, que mediante legislación, reglamentación de la legislación (existente o propuesta) y programas de acción vinculados a la participación y concientización de la población y al mejoramiento de las prácticas

operativas de los organismos de servicio, buscan introducir los principios establecidos en el Plan Maestro de Drenaje Urbano para controlar los futuros impactos

8.11.2 Medidas estructurales

Comprenden el conjunto de obras que conforman el plan y que diseñadas con múltiples usos, complementan las medidas no estructurales con el fin de controlar los impactos actuales y futuros en una cuenca hidrográfica.

Algunas de las obras estructurales son: Retención local, reservorios, grandes almacenamientos, muros y diques, zonas de amortiguamiento, etc.

Sobre la base del programa de obras del Plan Maestro de Drenaje Urbano se elaborarán los anteproyectos y proyectos definitivos a nivel de la zona seleccionada, planteando alternativas para las recurrencias de diseño definidas.

El proyecto definitivo de las obras de la cuenca o subcuenca, deberá contemplar los siguientes aspectos:

1. Diagnóstico de la situación actual de evacuación de las aguas lluvias que incluya las características morfológicas, infraestructura existente, usos actuales y futuros del suelo, permeabilidad e identificación de los problemas de inundación.
2. Información hidrológica: Pluviometría, precipitaciones máximas para los diferentes períodos de retornos, caudales máximos y coeficiente de escorrentía, entre otros.
3. Identificar el patrón de drenaje para la zona en estudio. La identificación del patrón de drenaje de una cuenca significa determinar con precisión el origen de la escorrentía de aguas lluvias, sus vías de escurrimiento, sus áreas de detención o acumulación y su descarga a un determinado cauce receptor.
4. Planteamiento del sistema para el drenaje de las aguas lluvias del sector con la descripción de las soluciones y sus alternativas,

- teniendo en cuenta lo definido por el Plan Maestro de Drenaje Urbano del Valle de Aburrá para el sector en estudio.
5. Descripción de las medidas no estructurales, de su implementación y su justificación.
 6. Análisis de sedimentación y de las acciones de dragado requeridas en las principales corrientes de agua.
 7. Modelación y simulación del sistema seleccionado.
 8. Descripción, localización y dimensionamiento detallado de las medidas estructurales del sistema seleccionado y su justificación.
 9. Listado de interferencias.
 10. Predios a afectar, indicando la necesidad de realizar expropiaciones, servidumbres, etc.
 11. Evaluación económica del sistema propuesto.
 12. Beneficios y criterios utilizados en su estimación.
 13. Presupuesto detallado del sistema (incluye obras de urbanismo).
 14. Cronograma detallado de las obras y actividades para la implementación del sistema seleccionado.
 15. Operación y mantenimiento de las obras y sus costos.
 16. Memoria técnica de los diseños hidráulicos, electromecánicos y estructurales.
 - Memorias de cálculo.
 - Recomendaciones constructivas.
 - Planos generales del sector.
 - Planta, cortes y perfiles longitudinales de las medidas estructurales.
- Planos de detalles constructivos.
 - Planos de interferencia con otras redes.
 - Especificaciones técnicas particulares.
- El diseñador deberá desarrollar, paralelamente a los estudios del proyecto, un conjunto de normas de mantenimiento de las obras civiles, hidráulicas y electromecánicas.
- Se prestará preferente atención, al desarrollo de un manual de mantenimiento de las estructuras que constituyan un punto crítico de la operación en épocas de inundaciones.
- Se realizará, asimismo, una estimación de los equipos y los recursos humanos necesarios para realizar estas tareas, con base en lo cual se podrá presupuestar los costos anuales que insumirían estas tareas de mantenimiento de las obras.
- Los estudios se complementarán con los presupuestos base para el análisis económico y financiero de las alternativas en estudio. Para ello se determinarán los costos de inversión de las obras con un error menor al 20%. Los costos se evaluarán en base a precios económicos y precios de mercado.
- Para la determinación de costos de los ítems, se podrán utilizar datos de obras similares recientemente terminadas o en ejecución, en la ciudad o la región.
- La obras se presupuestarán analizando por separado las obras civiles, las electromecánicas e hidromecánicas.
- Se contemplarán las contingencias físicas por circunstancias imprevistas que pueden alterar los plazos de construcción y/o los costos de obra, así como las contingencias de precios vinculadas con la posibilidad de incremento de los mismos, sean materiales o mano de obra.

Capítulo 9 ESTACIONES ELEVADORAS Y/O DE BOMBEO

Una estación elevadora y/o de bombeo se proyecta cuando el transporte de las aguas residuales y/o lluvias, aprovechando la gravedad, no sea factible. Mediante el bombeo se eleva el nivel de la línea piezométrica para vencer la diferencia de altura topográfica, las pérdidas por fricción y las pérdidas menores en los ductos.

9.1 ALCANCE

En este Capítulo se establecen los criterios básicos, los aspectos específicos y los requisitos mínimos que debe cumplir el diseño de las estaciones elevadoras y/o de bombeo del sistema de alcantarillado de EPM, con el fin de garantizar la seguridad, la confiabilidad, la durabilidad, la funcionalidad, la calidad del agua, la eficiencia y la sostenibilidad del sistema. También se incluyen los aspectos que desde el diseño tengan influencia sobre los procesos de construcción, puesta en marcha, operación y mantenimiento de las estaciones elevadoras y/o de bombeo. La Tabla 9-1 muestra un esquema del contenido de este Capítulo:

Tabla 9-1 Esquema del contenido del Capítulo 9 "Estaciones Elevadoras y/o de Bombeo"

Componente	Capítulo
Estudios Previos	9.2
Condiciones Generales	9.3
Parámetros de Diseño	9.4
Diseño de las Estaciones Elevadoras y/o de Bombeo	9.5
Aspectos de la Puesta en Marcha de las Estaciones Elevadoras y/o de Bombeo	9.6
Aspectos de la Operación de las Estaciones Elevadoras y/o de Bombeo	9.7
Aspectos del Mantenimiento de las Estaciones Elevadoras y/o de Bombeo	9.8

9.2 ESTUDIOS PREVIOS

9.2.1 Concepción del proyecto

Durante la concepción del proyecto de diseño de las estaciones elevadoras y/o de bombeo deben definirse los criterios técnicos y económicos que permitan comparar todas las alternativas posibles para la estación, teniendo en cuenta tanto las consideraciones hidráulicas como las de costo de energía a lo largo del período de diseño del proyecto.

Las estaciones elevadoras y/o de bombeo deben diseñarse con todas las estructuras y facilidades necesarias para garantizar su correcto funcionamiento. Estas estructuras deben incluir entre otros, pozos de succión, bombas, válvulas, compuertas, etc.

Para la concepción del diseño del proyecto de la estación elevadora y/o de bombeo se debe tener conocimiento de los siguientes aspectos:

1. Las estaciones elevadoras y/o de bombeo existentes con el fin de determinar si es factible el aprovechamiento de instalaciones antiguas y su posibilidad de ampliación.
2. Los datos geológicos y geotécnicos de la zona del municipio objeto de diseño
3. El funcionamiento y las reglas de operación de otros componentes del sistema de alcantarillado, con el fin de lograr la compatibilidad de la estación elevadora y/o de bombeo con el resto del sistema, especialmente en lo referente a su capacidad y operación.
4. La altura estática total requerida para transportar los caudales necesarios aguas abajo de la estación de bombeo.
5. La capacidad requerida de la estación elevadora y/o de bombeo.
6. La energía disponible en el sitio de la estación elevadora y/o de bombeo.

9.2.2 Infraestructura existente

Para el proceso de diseño deben identificarse las principales obras de infraestructura construidas y proyectadas dentro de la zona de influencia de la estación elevadora y/o de

bombeo que se va a desarrollar, tales como urbanizaciones y edificaciones cercanas, vías, sistemas de acueducto y de alcantarillado, y redes de otros servicios públicos, tales como energía, gas, teléfonos, etc.

9.2.3 Estudio de la cantidad de agua a ser bombeada

Para el diseño de la estación elevadora y/o de bombeo se debe conocer el estudio de la demanda de agua para la zona del municipio objeto del diseño de la estación elevadora y/o de bombeo y la información de tipo hidrológica. En caso de que no se disponga de esta información, se debe realizar el estudio teniendo en cuenta lo establecido en los Capítulos 5 y 6 de esta norma, para determinar la capacidad actual y futura de la estación de acuerdo con la capacidad de la red de alcantarillado.

9.2.4 Aspectos generales de la zona

El diseñador debe conocer todos los aspectos generales de la zona del municipio en la que se desarrollará la estación elevadora y/o de bombeo.

Como mínimo el diseñador debe conocer la siguiente información referente a los aspectos generales de la zona:

1. El uso del suelo y la distribución urbanística de la zona cercana a la estación elevadora y/o de bombeo.
2. Los proyectos de infraestructura existente y por construir como edificaciones cercanas, vías, redes de acueducto y otras redes de servicios públicos.
3. Tener en cuenta megaproyectos con el municipio, planeación y diferentes grandes empresas de servicios públicos.
4. Regímenes de propiedad de los terrenos donde se proyecta la estación elevadora y/o de bombeo; si son propiedad privada, del Estado, Departamento o el Municipio.
5. Sistema de drenaje natural en la zona, cauces, quebradas, etc.
6. El levantamiento topográfico planimétrico de la zona del municipio objeto del diseño.

9.2.5 Estudios topográficos

Para propósitos de diseño, el diseñador debe recopilar entre otra, la siguiente información topográfica:

1. Planos aerofotogramétricos de la zona del municipio donde va a diseñarse la estación elevadora y/o de bombeo.
2. Planos de catastro de todas las obras de infraestructura existente de la zona del municipio donde se va a proyectar la estación elevadora y/o de bombeo.
3. Fotografías aéreas existentes para la zona del municipio objeto del diseño, que incluyan claramente la zona donde va a diseñarse la estación elevadora y/o de bombeo.
4. Los planos de catastro o inventario de las redes que tengan relación con la estación elevadora y/o de bombeo objeto del diseño.
5. El levantamiento topográfico planimétrico y altimétrico de la zona del municipio objeto del diseño, o de sus áreas de expansión, en el sistema de información geográfica del SIGMA de EPM y de los demás municipios atendidos por EPM.

Para el diseño de las estaciones elevadoras y/o de bombeo, debe seguirse lo establecido en el manual de topografía de EPM, "Alcances del trabajo y especificaciones para los levantamientos o localizaciones de trabajo de topografía en la investigación para diseño de redes de acueducto y/o alcantarillado, conducciones, impulsiones y obras civiles (plantas de tratamiento, tanques, estaciones elevadoras y/o de bombeo, edificaciones, etc.)", con el fin de hacer los levantamientos necesarios para el diseño de las estaciones elevadoras y/o de bombeo. Se debe utilizar la versión vigente del manual.

En todos los casos se recomienda hacer levantamientos reales en campo, con propósitos de verificación.

9.2.6 Condiciones geológicas

El diseñador debe conocer todas las condiciones geológicas y las características del subsuelo en las zonas donde se proyectará la estación elevadora y/o de bombeo. Mediante el uso de planos geológicos, deben identificarse las zonas de falla, de deslizamiento, de inundación y en general todas las zonas que presenten algún problema causado por aspectos geológicos, a partir de los planos de microzonificación sísmica existentes. Se deben evitar alternativas de diseño en zonas claramente identificadas como zonas de deslizamiento.

El diseñador debe conocer específicamente el nivel de amenaza sísmica de la zona donde se proyectará la estación. En particular debe tenerse en cuenta lo establecido en la norma sismorresistente NSR-10, o aquella que la reemplace, con respecto a los niveles de amenaza sísmica de las diferentes zonas del territorio de los municipios atendidos por EPM.

9.2.7 Disponibilidad de energía

El diseño debe estudiar las condiciones de suministro de energía eléctrica, incluyendo la capacidad de la red de energía eléctrica en la zona en donde se construirá la estación elevadora y/o de bombeo, la demanda de energía de la estación elevadora y/o de bombeo, la frecuencia de interrupciones en el servicio de energía, el sitio más cercano para tomar la energía, el voltaje, el ciclaje y el costo del kilovatio hora.

El diseño debe incluir el estudio del posible uso de una generación propia de energía eléctrica de la estación elevadora y/o de bombeo siempre y cuando ésta resulte como la alternativa más económica. En el caso en que se considere necesario, el diseño debe incluir una planta generadora alternativa con disposición permanente para el caso de emergencias.

9.2.8 Calidad del agua a ser bombeada

El diseño debe incluir un estudio de la calidad del agua que va a ser bombeada, teniendo en cuenta sus propiedades físicas y químicas, con el fin de evaluar la vulnerabilidad de las bombas y de los

accesorios que entren en contacto con el agua.

9.2.9 Estudio de suelos

Para el diseño de las estaciones elevadoras y/o de bombeo se debe seguir lo establecido en el Capítulo G2, "Aspectos Geotécnicos" del Título G del RAS 2000, o aquel que lo reemplace. En todo caso se debe considerar la ayuda de un especialista en Geotecnia que indique aquellos estudios adicionales a los mínimos establecidos por el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico.

Adicionalmente, el diseño debe recopilar la información sobre sondeos que existan en EPM y que hayan sido hechos para el desarrollo o construcción de otras obras en la zona del municipio objeto del diseño de la estación elevadora y/o de bombeo.

9.3 CONDICIONES GENERALES

La estación elevadora y/o de bombeo, desde su etapa de diseño, debe cumplir con ciertas características y condiciones básicas, las cuales se presentan a continuación:

9.3.1 Recomendaciones para ubicación, seguridad y protección

El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe asegurar que ésta se ubique en un sitio estable con respecto a fenómenos erosivos, fenómenos de deslizamientos o fallas de taludes, y en general fenómenos de movimiento de suelos causados por fallas geológicas.

También se debe asegurar que la estación elevadora y/o de bombeo no se vea afectada por la calidad del agua que circula por ella.

En especial, deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

1. En la localización de la estación, se debe tener en cuenta la altura entre el punto de succión y el punto de bombeo, el trayecto más corto de la tubería de bombeo (impulsión), la

factibilidad de ampliación y adquisición de predios adyacentes para satisfacer necesidades futuras.

2. Durante la operación normal de la estación elevadora y/o de bombeo no deben presentarse inundaciones, para lo cual la edificación debe contar con los drenajes adecuados. En el caso en que exista un pozo de succión, éste debe incluir un nivel de protección contra excesos de caudal provenientes de la red de alcantarillado, causados por fallas en los sistemas de control, y eventualmente por fallas en la evacuación del caudal. En todo caso, la estructura de la estación debe estar protegida contra una inundación causada por una creciente de un período de retorno de 50 años.
3. En el caso de que la estación elevadora y/o de bombeo cuente con una subestación eléctrica, el diseño debe incluir un pararrayos con las conexiones adecuadas a tierra con el fin de proteger los equipos contra la posibilidad de caídas de rayos.
4. El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe incluir los dispositivos necesarios para extinguir incendios, ubicados en los lugares adecuados, los cuales deben estar perfectamente señalizados.
5. El diseño debe tener en cuenta todas las medidas de seguridad necesarias para evitar el acceso de personas extrañas, diferentes a aquellas encargadas de la operación y mantenimiento, mediante los cerramientos apropiados.

9.3.2 Vulnerabilidad y amenaza sísmica

Con propósitos de diseño de estaciones elevadoras y/o de bombeo, es necesario conocer el nivel de amenaza sísmica de la zona en la cual se construirá la estación. Se debe tener en cuenta todo lo establecido en la Norma Sismorresistente Colombiana NSR-10, o aquella que lo reemplace, con respecto a los niveles de amenaza sísmica en las

diferentes zonas de los municipios atendidos por EPM.

Las estaciones elevadoras y/o de bombeo son vulnerables a la deformación del suelo causada por problemas geotécnicos, geológicos y/o topográficos. El diseño debe establecer el nivel de vulnerabilidad. En caso de que por razones geológicas, topográficas, sísmicas o cualquier otro tipo de factor se considere que la estación elevadora y/o de bombeo tiene una alta vulnerabilidad, el diseño debe tener en cuenta que ésta sea fácil y rápida de reparar en caso de daños.

Con el fin de disminuir la vulnerabilidad frente a fenómenos sísmicos, los materiales de tuberías y de sus accesorios, deben estar diseñados para soportar los esfuerzos de tensión y corte generados por el sismo de diseño, aplicables a los municipios atendidos por EPM.

9.3.3 Facilidad de acceso y retiros

En la estación elevadora y/o de bombeo, el diseño debe dejar los accesos necesarios para efectuar las labores de mantenimiento. En particular, el diseño debe tener en cuenta todos aquellos aspectos necesarios para la movilización de los equipos electromecánicos tales como puertas de acceso, rampas, puentegrúas, etc. Por otro lado, el diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe propender porque las labores de mantenimiento de la estación elevadora y/o de bombeo no afecten la operación del sistema de alcantarillado.

Con respecto a los retiros, el ancho debe ser el mínimo que permita en forma cómoda realizar las tareas de inspección y mantenimiento de las estaciones elevadoras y/o de bombeo y sus tanques asociados. El ancho de los retiros debe fijarse con base en la geometría de la estación elevadora y/o de bombeo, el espacio ocupado por los componentes de la estación elevadora y/o de bombeo, la facilidad de acceso y el espacio para maniobras de los equipos. En todo caso se recomienda que el ancho de los retiros no sea inferior a 10 m.

9.4 PARÁMETROS DE DISEÑO

9.4.1 Período de diseño

El período de diseño para las estaciones elevadoras y/o de bombeo de EPM debe ser de 30 años.

9.4.2 Caudal de diseño

Para determinar la capacidad de la estación elevadora y/o de bombeo, el diseñador debe tener en cuenta el caudal medio diario, el caudal máximo horario y los caudales máximos y mínimos en las condiciones iniciales y finales de operación de la estación, a lo largo del período de diseño. En el caso de que por la estación se transporte aguas lluvias, se debe considerar la implementación de lagunas de amortiguación o pondajes teniendo en cuenta los caudales de bombeo y haciendo un análisis de costo mínimo.

9.4.3 Conducto de entrada o llegada a la estación

Se deben conocer las características del tramo aguas arriba de la estación elevadora y/o de bombeo. Específicamente, el diseñador debe conocer la forma, material, dimensiones, cota de batea del conducto en la entrada a la estación, cota máxima de agua en la entrada de la estación y diferencia de altura entre la succión y la descarga.

9.4.4 Materiales

9.4.4.1 Materiales de las bombas

Los materiales de las bombas incluyendo sus impulsores, sus carcasas y otros componentes, deben ser seleccionados de acuerdo con las características del agua que va a bombearse y teniendo en cuenta la temperatura, conductividad y capacidad de corrosión del agua.

El material de las bombas y de los diferentes componentes deben resistir los efectos de corrosión que el agua pueda causar en ellos. En general, los materiales aceptados por EPM incluyen los siguientes: hierro fundido, acero inoxidable, acero al carbón, acero fundido y hierro dúctil. Para los accesorios de la bomba se permite usar latón y bronce. Todos los materiales utilizados deben estar certificados por normas técnicas nacionales o internacionales aprobadas por EPM.

9.4.4.2 Materiales de las tuberías y accesorios

Los materiales aceptados por EPM para las tuberías y accesorios de succión y de impulsión en sus estaciones elevadoras y/o de bombeo incluyen los siguientes: hierro dúctil (HD), polivinilo de cloruro (PVC) RDE 13.5, poliéster reforzado con fibra de vidrio (GRP), acero, concreto reforzado (CCP). En la Tabla 4-12 del Numeral 4.4.6 de la norma de diseño de sistemas de acueducto de EPM se incluyen las características de los materiales de las tuberías y en la Tabla 4-13 las normas técnicas respectivas.

Con respecto a los materiales de las tuberías se debe cumplir con lo establecido en el Capítulo 7 “Redes de Distribución, Acometidas y Conducciones de Acueductos”, de las “Normas y Especificaciones Generales de Construcción en Redes de Servicio” de EPM.

9.4.5 Número de Bombas

El número de bombas en la estación elevadora y/o de bombeo debe definirse desde la etapa de diseño de acuerdo con la capacidad requerida y la energía disponible. El número de bombas debe estar sujeto al análisis de generación de alternativas descrito en el Numeral 9.4.15. De todas formas el número mínimo de bombas es dos. En caso en que de acuerdo con la capacidad requerida se necesite una sola bomba, se deberá mantener una bomba para operación regular y la otra en reserva, y cada una con capacidad igual a la de diseño. En el caso de que se requieran 3 o más bombas, el diseño siempre debe incluir una unidad de bombeo adicional como reserva por cada tres bombas empleadas.

9.4.6 Tipo de Bombas

Para una estación elevadora y/o de bombeo se pueden utilizar bombas helicoidales, centrífugas y eyectoras. Las bombas centrífugas son las más comunes y apropiadas cuando las alturas de bombeo son elevadas. En general, el comportamiento hidráulico de este tipo de bombas es similar al de las utilizadas para bombeo de agua potable.

Las bombas helicoidales están basadas en el tornillo de Arquímedes y funcionan al aire

libre. La altura de bombeo o elevación del agua corresponde a la diferencia de nivel entre los dos extremos del tornillo, en su posición de operación, generalmente inclinada. Este tipo de bombas se recomienda cuando la altura que se requiere elevar el agua es pequeña.

Las bombas eyectoras tienen la capacidad de bombear aguas residuales y/o lluvias sin ningún tipo de filtración o cribado previo. Funciona con un sensor de nivel que inyecta aire, el cual impulsa el agua. Se recomienda para caudales bajos de bombeo.

Desde la etapa de diseño, las bombas deben seleccionarse de forma tal que se obtenga la capacidad y la altura dinámica requeridas, establecidas por el punto de operación, al considerar las curvas características del sistema de bombeo.

El dimensionamiento y el tipo de bombas escogidas debe hacerse en conjunto con el sistema de succión e impulsión, buscando siempre la condición de costo mínimo, incluyendo los costos iniciales, los costos de construcción, de operación, de expansión y de mantenimiento, siguiendo lo establecido en el análisis de generación de alternativas descrito en el Numeral 9.4.15 de esta norma. Adicionalmente deben tenerse en cuenta las normas técnicas NTC 1775 y la norma AWWA E 101.

El diseño debe tener en cuenta los siguientes criterios para la selección del tipo de bombas:

1. Características del agua que va a ser bombeada.
2. El espacio requerido para la instalación de las bombas dentro de la estación elevadora y/o de bombeo.
3. La forma de operación prevista de las bombas, en serie o en paralelo.
4. La variación en los niveles máximo y mínimo en el pozo de succión y en la descarga.
5. La variación de los caudales bajo las diferentes condiciones de operación hidráulica de la estación elevadora y/o de bombeo.
6. El tiempo de operación de las bombas.
7. La compatibilidad con otros equipos de bombeo existentes en EPM.

8. El nivel del ruido generado por la operación de las bombas.

9.4.7 Pozo de succión

9.4.7.1 Dimensionamiento del pozo de succión

En caso de que se tenga un pozo de succión, éste se debe diseñar con una capacidad igual o superior a la suma de los caudales de diseño de las bombas. En cuanto a la forma del pozo, deben seguirse las siguientes recomendaciones:

1. La entrada de agua al pozo no debe producir turbulencias, para lo cual se recomienda hacerla por medio de compuertas o conductos sumergidos.
2. La forma y dimensiones del pozo no puede interferir con el buen funcionamiento de las bombas. Se deben seguir las recomendaciones de los fabricantes de éstas.
3. Deben evitarse la formación de vórtices.
4. El pozo no debe tener cambios geométricos pronunciados, cambios bruscos de dirección del flujo, pendientes pronunciadas y formas rápidamente divergentes.
5. El diseño debe prever un espacio para la instalación y montaje de los equipos de bombeo y sus tuberías de succión, así como para las futuras labores de inspección y mantenimiento.
6. La entrada de agua al pozo debe estar por debajo del nivel de agua en la tubería de succión.
7. La distribución de velocidades de flujo de entrada a cada bomba debe ser lo más uniforme posible.
8. El tiempo de permanencia del agua dentro del pozo debe ser corto, se recomienda no mayor que 30 minutos, para evitar la generación de gases, olores y la acumulación de lodos.
9. La profundidad del pozo depende de la cota batea del conducto afluente a la estación, la diferencia entre el nivel máximo y mínimo de agua. En particular, el nivel máximo de agua debe ser menor que la cota de batea

del conducto afluente más bajo que llegue al pozo.

10. El volumen del pozo depende de las reglas de operación que se establezcan, es decir, si el bombeo es o no constante.

9.4.7.2 Sumergencia de las bombas

La sumergencia mínima de la tubería de succión debe ser mayor que dos veces su diámetro pero nunca inferior a 0.5 m.

9.4.7.3 Distancia entre el fondo y/o paredes y la boca de la tubería de succión

La distancia entre el fondo y/o paredes del pozo de succión y la boca de la tubería de succión debe estar entre 0.5 y 1.5 veces el diámetro de la tubería de succión, pero no puede ser inferior a 0.25 m.

9.4.7.4 Velocidad de entrada

La velocidad de entrada al pozo de succión no debe ser mayor que 0.7 m/s. Se recomienda tener una velocidad de 0.5 m/s para las condiciones normales de operación.

9.4.7.5 Dispositivos complementarios

El pozo de succión debe contar con las tuberías y válvulas necesarias para su drenaje, eventualmente por bombeo. El diseño debe contemplar siempre un vertedero de exceso de agua en el pozo de succión.

9.4.8 Diámetros de tuberías de impulsión y succión

El diámetro de las tuberías de impulsión y succión en una estación elevadora y/o de bombeo debe obedecer al análisis económico en el cual se analice el costo de la energía de bombeo versus el costo de la tubería y el sistema aguas abajo de la bomba. Sin embargo, los diámetros de las tuberías de succión y de impulsión no pueden ser menores que los admitidos por el equipo de bombeo. El diseño debe recomendar que el diámetro nominal de la tubería de succión sea mayor que el de la tubería de impulsión en por lo menos 50 mm.

En caso de que el diámetro de la tubería de succión sea mayor que el de admisión de la

bomba, debe ponerse una reducción excéntrica con su parte superior horizontal.

9.4.9 Velocidades en tuberías de impulsión y succión

9.4.9.1 Tuberías de succión

La velocidad máxima en tuberías de succión depende del diámetro, y debe establecerse teniendo en cuenta el cálculo de la cabeza neta de succión positiva (NPSH). También se debe seguir lo establecido en la Tabla 9-2 mostrada a continuación:

Tabla 9-2 Velocidad máxima aceptable en la tubería de succión, según el diámetro (Tomado del RAS 2012)

Diámetro de la tubería de succión (mm)	Velocidad máxima (m/s)
50	0,75
75	1,00
100	1,30
150	1,45
200	1,60
250	1,60
300	1,70
Mayor que 400	1,80

La velocidad mínima en las tuberías de succión debe ser de 0,5 m/s.

9.4.9.2 Tuberías de impulsión

La velocidad máxima en las tuberías de impulsión debe ser menor que 6 m/s. Sin embargo, esta velocidad máxima debe estar justificada por un análisis de generación de alternativas, tal como lo establecido en el Numeral 9.4.15 de esta norma.

La velocidad mínima en las tuberías de impulsión debe ser de 1,0 m/s.

9.4.10 Instalación de tuberías

En el caso de líneas de succión e impulsión nuevas, el eje de las tuberías debe localizarse con tránsito y estacarse al menos cada 10 metros. Para la referenciación debe seguirse lo establecido en el "Manual para la referenciación de redes de acueducto y alcantarillado", versión vigente²³.

²³http://www.EPM.com/epmcom/contenido/proveedores/manuales/manual_aguas/index.htm

Los levantamientos altimétricos y planimétricos deben referenciarse a los B.M. o a las placas oficiales de EPM o de las oficinas de Planeación Municipal de los municipios atendidos por EPM. En aquellos municipios donde EPM sean los operadores, y no existan B.M. o placas oficiales de la Oficina de Planeación Municipal, los levantamientos altimétricos y planimétricos deben referenciarse a las placas del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC).

Desde la etapa de diseño deben analizarse todas las condiciones de instalación de las tuberías, especialmente la protección que deben tener para mitigar el efecto que tiene el agua residual sobre éstas. En especial deben analizarse los siguientes aspectos correspondientes a las tuberías en una estación elevadora y/o de bombeo de agua residual:

1. La instalación en tuberías en tramos con pendientes acentuadas, alrededor de 20° o mayores.
2. La instalación de la tubería en pasos sobre ríos, quebradas o cañadas sujetos a inundaciones o caudales que puedan causar la erosión del recubrimiento de la tubería.
3. La instalación de la tubería de succión y/o impulsión con cobertura de terrenos menor que los especificados en el Numeral 5.2.14 de esta norma, para su protección, en caso de circulación de vehículos con carga que puedan causar daños a la tubería.
4. En la instalación de la tubería en áreas sujetas a inundaciones, el diseño debe evitar la posibilidad de que la tubería flote, principalmente cuando por razones de mantenimiento o razones de emergencia no esté llena de agua, recomendando anclaje para evitar problemas de flotación donde sea necesario.
5. En general, la instalación de tuberías debe realizarse siguiente lo establecido en el capítulo G.4 "Aspectos de construcción" del Título G del RAS 2000, o aquel que lo reemplace. En particular, se deben seguir los procedimientos de instalación y conexión de tuberías

de acero, de PVC, de concreto u otras tuberías al igual que la instalación especial de accesorios como válvulas, estructuras de disipación de energía, etc.

Adicionalmente, en todos los casos, las tuberías de impulsión y succión de las estaciones elevadoras y/o de bombeo deben cumplir con lo establecido en el Capítulo 7 de las "Normas y Especificaciones Generales de Construcción" de EPM, en su especificación 704.

9.4.11 Distancias a otras redes

Con respecto a las distancias mínimas entre las tuberías de succión y las de impulsión a otras redes de servicios públicos, se debe seguir lo establecido en el Numeral 3.4.3 "Distancias mínimas a otras redes de servicios públicos", de esta norma.

9.4.12 Sala de bombas

En el diseño, para el dimensionamiento de la sala de bombas, se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

1. El tamaño de la sala debe ser suficiente para alojar el conjunto o los conjuntos bomba-motor y los equipos de montaje. Las dimensiones deben permitir la facilidad de circulación, montaje y desmontaje de los equipos, y dado el caso el movimiento de todas las unidades de bombeo.
2. Las dimensiones de la sala de bombas debe ser compatibles con las del pozo de succión con el fin de asegurar una adecuada distribución de la obra civil buscando al mismo tiempo minimizar los costos.

9.4.13 Generación y control de ruido

El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe cumplir con lo establecido en la Resolución 8321 del 4 de Agosto de 1983, o aquella que la reemplace, del Ministerio de Salud Pública, por el cual se dictan normas sobre protección y conservación de la audición, de la salud y el bienestar de las personas, por causa de la producción y emisión de ruidos. En particular se debe

tener en cuenta lo establecido por el Artículo 17 del Capítulo 2 el cual dice:

“Artículo 17: Para prevenir y controlar las molestias, las alteraciones y las pérdidas auditivas ocasionadas a la población por la emisión de ruidos, se establecen los niveles sonoros máximos permisibles incluidos en la siguiente tabla:

Tabla 9-3 Nivel de presión sonora en dB (A)

ZONAS RECEPTORAS	Período diurno 7:01 a.m. – 9:00 p.m	Período nocturno 9:01 p.m. – 7:00 a.m.
Zona I Residencial	65	45
Zona II Comercial	70	60
Zona III Industrial	70	75
Zona IV de tranquilidad	45	45

Parágrafo 1: Para efectos del presente artículo, la zonificación contemplada en la tabla anterior corresponde a aquella definida o determinada por la autoridad competente en cada localidad y para cada caso.

Parágrafo 2: Denomínese ZONA 4 - DE TRANQUILIDAD, el área previamente designada donde haya necesidad de una tranquilidad excepcional y en la cual el nivel equivalente de ruido no exceda de 45 dB (A).

Parágrafo 3: Cuando el predio originador o fuente emisora del sonido puede ser identificado y el ruido medido afecta a más de una zona, se aplicará el nivel de sonido de la zona receptora más restrictiva.”

9.4.14 Control de tamaño de sólidos

Para evitar daños en las bombas que hacen parte de la estación, se deben remover los sólidos del agua afluente mediante el uso de algún sistema de cribado o rejillas, instalado inmediatamente aguas arriba del pozo de succión. Se recomienda una separación mínima de rejillas de 50 mm. De acuerdo con las características de los sólidos presentes en el agua afluente se pueden emplear sistemas de rejillas automáticos y con dispositivos de trituración de partículas. Los

residuos producto de este proceso, deben ser dispuestos teniendo en cuenta que se debe minimizar el impacto ambiental negativo, que se puede generar si no se manipulan de forma adecuada.

9.4.15 Generación de alternativas

Siempre que se diseña una estación elevadora y/o de bombeo, existen varias alternativas de combinación de tipo de bomba, potencia de bomba, diámetro de tubería de impulsión y material de tubería impulsión, las cuales cumplen con las condiciones hidráulicas de caudal de bombeo y altura estática entre los tanques aguas arriba (succión) y aguas abajo (descarga). Por consiguiente, el diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe buscar la alternativa óptima económica de combinación de los diferentes diámetros y materiales de tubería de impulsión, potencia de las bombas y consumo de energía de éstas a lo largo del período de diseño y que cumpla con todas las restricciones hidráulicas.

El diseño se debe hacer para todos los materiales, que cumplan con las especificaciones técnicas del proyecto, establecidos en el Numeral 9.4.4.2 para tuberías y en el Numeral 9.4.4.1 para bombas y el cálculo del diámetro de cada alternativa debe seguir lo establecido en el Numeral 9.5.1 de la presente norma.

Las alternativas deben basarse en criterios hidráulicos y deben ser evaluadas dentro de un proceso de optimización financiera que permita escoger aquella de menor costo de inversión inicial y de operación y mantenimiento, la cual debe ser objeto del diseño definitivo. En particular, el diseño debe asegurar que bajo las diferentes formas de operación, las bombas y motores operen en puntos cercanos a su eficiencia máxima.

Para el cálculo del diseño óptimo económico que cumpla con las restricciones hidráulicas, se podrá utilizar cualquier programa comercial de análisis de redes que incluya el diseño optimizado mediante técnicas de inteligencia artificial, tales como algoritmos genéticos, lógica difusa, sistemas expertos, etc. incluyendo los costos de materiales, los costos de instalación y los costos de operación y mantenimiento a lo largo del período de diseño del proyecto.

9.5 DISEÑO DE LAS ESTACIONES ELEVADORAS Y/O DE BOMBEO

9.5.1 Cálculo hidráulico de tuberías simples

Para el cálculo hidráulico, en el diseño de las líneas de succión e impulsión debe efectuarse el estudio hidráulico del flujo a través de las tuberías con el fin de determinar las presiones a lo largo de éstas. En ningún caso se deben permitir presiones manométricas negativas. Además, deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

1. Para el cálculo hidráulico y la determinación de las pérdidas por fricción en las tuberías a presión debe utilizarse la ecuación de Darcy-Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook-White. También puede utilizarse la ecuación de Hazen-Williams, con la debida consideración de los rangos de validez y la exactitud, especialmente en lo referente a los límites de diámetros y de número de Reynolds según se describe en el Numeral 9.5.1.3. En todos los casos el diseño debe dejar claramente establecidas las suposiciones hechas para el cálculo del factor de fricción.
2. La ecuación de Darcy-Weisbach, utilizada en conjunto con la ecuación de Colebrook-White, es adecuada para todos los tipos de flujo turbulento, desde hidráulicamente liso hasta hidráulicamente rugoso.
3. En el cálculo del flujo en las tuberías debe considerarse el efecto producido por cada uno de los accesorios colocados en las líneas de succión e impulsión de la estación y que produzcan pérdidas de energías adicionales, tales como las válvulas, los codos, las reducciones, las ampliaciones, etc. En ningún caso se permite el cálculo de pérdidas producidas por los accesorios utilizando la metodología de longitud equivalente.
4. Para el cálculo de las pérdidas menores debe utilizarse el coeficiente de pérdidas menores multiplicado por

la altura de velocidad en el sitio donde se localiza el accesorio.

9.5.1.1 Cálculo de las pérdidas por fricción

En el cálculo de las pérdidas de energía debidas a la fricción en una tubería o conducto cilíndrico largo, con un interior de diámetro continuo, debe hacerse mediante el uso de la ecuación de Darcy – Weisbach, mostrada a continuación:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad \text{Ecuación 9-1}$$

donde,

- f = Factor de fricción.
- L = Longitud de la tubería (m).
- D = Diámetro de la tubería (m).
- v = Velocidad del fluido (m/s).
- g = Aceleración de la gravedad (m/s²).

Esta ecuación conforma la ecuación universal de resistencia fluida para conductos a presión para la cual deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

1. El coeficiente de fricción de Darcy, f , para tuberías de sección circular se obtiene utilizando las siguientes ecuaciones.

Flujo Laminar (Re menor que 2000)

$$f = \frac{64}{Re} \quad \text{Ecuación 9-2}$$

donde,

Re = Número de Reynolds.

Flujo Turbulento (Re mayor que 4000), desde flujo hidráulicamente liso a flujo hidráulicamente rugoso

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k_s}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad \text{Ecuación 9-3}$$

donde,

- k_s = Rugosidad absoluta de la tubería (m).
- D = Diámetro de la tubería (m).

Para calcular el factor de fricción de acuerdo con esta última ecuación, se debe utilizar un proceso iterativo tal como el Método de

Iteración de un Punto o el Método de Newton-Raphson.

- El número de Reynolds (Re) está definido por la ecuación:

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu} \quad \text{Ecuación 9-4}$$

donde,

- ρ = Densidad del fluido (kg/m³)
- μ = Viscosidad del fluido (Pa*s)

En todo caso el diseño debe evitar, para todas las condiciones de operación, la operación de la línea de impulsión y/o succión para flujos en la zona de transición (2000 < Re < 4000).

- En la Tabla 9-4 se dan los valores de la densidad y la viscosidad absoluta del agua como función de la temperatura media de ésta, los cuales deben utilizarse durante el diseño de las líneas de succión y/o impulsión.

Tabla 9-4 Densidad y viscosidad del agua según la temperatura (Tomada del Título B del RAS 2012)

Temperatura a (°C)	Densidad , ρ (Kg/m ³)	Viscosidad , μ (x10 ⁻³ Pa*s)
0	999,9	1,792
5	1000,0	1,519
10	999,7	1,308
15	999,1	1,140
20	998,2	1,005
30	995,7	0,801
40	992,2	0,656
50	988,1	0,549

- La rugosidad absoluta de la tubería (k_s) de las tuberías se debe evaluar de acuerdo con la Tabla 9-5 teniendo en cuenta su relación y dependencia con los siguientes factores: el material del cual están hechos los tubos, el proceso de fabricación de los tubos y el tiempo de servicio de ésta.

Tabla 9-5 Valores de rugosidad absoluta (Tomada del Título B del RAS 2012)

Material	Rugosidad absoluta k _s (mm)
Acero comercial	0,45
CCP	0,12
Hierro dúctil	0,25
GRP	0,030
Polietileno	0,007
PVC	0,0015

- La rugosidad absoluta indicada en la tabla anterior debe ser multiplicada por un factor de 2.0, para tuberías con longitudes mayores que 1000 m.
- El envejecimiento de tuberías de concreto reforzado aislado interiormente y de tuberías de materiales plásticos extruídas puede ser considerado despreciable para el proyecto de diseño de las conducciones a presión.
- Para tuberías metálicas, cuando no sea posible una limpieza periódica y si éstas no estuvieran pintadas interiormente con materiales anticorrosivos, el diseño debe incluir un factor de seguridad sobre la rugosidad absoluta de la tubería, que refleje los efectos hidráulicos del deterioro de la pared interna al final del período de diseño. Este factor debe ser aprobado por EPM y no puede ser inferior a 3.0.

9.5.1.2 Cálculo de las pérdidas menores

Para el cálculo de las pérdidas menores producidas por los accesorios colocados en las líneas de succión e impulsión, tales como las válvulas, los codos, las tees, las reducciones, las ampliaciones y otros accesorios debe utilizarse la siguiente ecuación:

$$h_m = K_m \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad \text{Ecuación 9-5}$$

donde,

K_m= Coeficiente de pérdidas menores.

El diseño debe justificar el valor de cada coeficiente de pérdidas menores para cada

uno de los accesorios de la línea de succión y/o impulsión, con base en la bibliografía adoptada por el diseñador. En la Tabla 4-17 del Capítulo 4 de las normas de diseño de sistemas de acueducto de EPM se presentan algunos coeficientes de pérdidas menores para accesorios típicos de conducciones a presión. Para accesorios diferentes a los mostrados en esa tabla, el diseñador debe sustentar el coeficiente de pérdidas menores, el cual debe ser aprobado por EPM.

Para el caso específico de las pérdidas menores causadas por las uniones entre los tubos que conforman la línea de succión y/o impulsión, deben tenerse en cuenta los siguientes requisitos:

1. La pérdida de energía en tuberías a presión, que presenten salientes en las juntas de los tubos a lo largo del perímetro interior de la sección, es la

suma de la pérdida de energía debida a la fricción, calculada como si no existieran las juntas indicadas, más las pérdidas menores debidas a la presencia de las juntas, las cuales se deben calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$H_m = K_m \frac{V^2}{2g} \quad \text{Ecuación 9-6}$$

Para l_j/D menor que 30, donde l_j es la distancia, en metros, entre juntas se tiene que:

$$K_m = K_0 \times K_1 \quad \text{Ecuación 9-7}$$

Para l_j/D mayor que 30:

$$K_m = K_1 \quad \text{Ecuación 9-8}$$

Los coeficientes K_0 y K_1 deben tomarse de la Tabla 9-6 y Tabla 9-7 mostradas a continuación:

Tabla 9-6 Valores de K_0 (Tomada del Título B del RAS 2012)

l_j / D	4	8	12	16	20	24	30
K_0	0,30	0,45	0,58	0,68	0,78	0,87	1,00

Tabla 9-7 Valores de K_1 (Tomada del Título B del RAS 2012)

d / D	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	1,00
K_1	0,015	0,035	0,06	0,09	0,13	0,17	0,21	0,26	0,32	0,38

2. Las pérdidas de energía debidas a las uniones de tipo campana y espigo y a uniones con anillo de caucho similar pueden considerarse como despreciables, debido a que no presentan salientes hacia el interior de la tubería, siempre y cuando la longitud de la tubería sea por lo menos 500m.

9.5.1.3 Cálculo hidráulico con la Ecuación de Hazen-Williams

Alternativamente, para el cálculo del diámetro de las tuberías de la succión y la impulsión, se puede utilizar la ecuación de Hazen-Williams mostrada a continuación:

Ecuación 9-9

$$h_f = 10.69 \times L \times Q^{1.852} \times C^{-1.852} \times D^{-4.867}$$

donde,

- L = Longitud de la tubería (m).
- h_f = Pérdidas por fricción en la tubería (m).
- Q = Caudal (m^3/s).
- C = Coeficiente de Hazen-Williams.
- D = Diámetro de la tubería (m).

En este caso es necesario tener en cuenta las restricciones para el uso de esta ecuación, las cuales son:

- a. El diámetro nominal no puede ser menor que 100 milímetros.

- b. La velocidad no puede ser mayor que 3 m/s.
- c. El flujo no puede ser laminar.

$$P = \frac{Q\gamma H}{\eta} \quad \text{Ecuación 9-10}$$

Para obtener el coeficiente de Hazen-Williams a ser utilizado en la **Ecuación 9-9** se deben utilizar los valores establecidos en la Tabla 9-8.

Tabla 9-8 Valores del Coeficiente CHW de Hazen-Williams (Tomado del libro “Hidráulica de Tuberías” – Juan G. Saldarriaga)

Material	Condición	Diámetro (in)	CHW
Acero soldado	Constante	d ≥ 12	120
		8 ≤ d ≤ 10	119
		4 ≤ d ≤ 6	118
Acero bridado	Constante	d ≥ 24	113
		12 ≤ d ≤ 20	111
		4 ≤ d ≤ 10	107
Concreto	Formaleta de acero	Todos	140
	Formaleta de madera	Todos	120
	Centrifugado	Todos	135
PVC	Constante	Todos	150
Hierro dúctil	Con revestimiento interior de cemento		140 – 150
Polietileno ²⁴			150
GRP ²⁵			150

donde,

P = Potencia requerida por la bomba (W)

Q = Caudal de operación (m³/s).

γ = Peso específico del agua (N/m³).

H = Altura total de bombeo incluyendo la altura topográfica, las pérdidas por fricción y las pérdidas menores existentes en las tuberías de impulsión (m).

η = Eficiencia del bombeo.

9.5.2 Bombas centrífugas y eyectoras

En este numeral se presentan los aspectos de diseño que el diseñador debe tener en cuenta cuando el tipo de bombas que se utilicen sean centrífugas y/o eyectoras.

9.5.2.1 Potencia

La potencia requerida por la bomba debe ser la suficiente para obtener la capacidad del sistema bajo la condición de caudal máximo de operación. Esta potencia se calcula de acuerdo con la Ecuación 9-10.

²⁴ http://www.coval.com.co/pdfs/man_pavco_pead.pdf
“Manual Técnico: Sistemas de Tuberías y Accesorios PEAD para conducción de agua potable Acuaflex, PAVCO”

²⁵ http://www.subor.com.tr/english/html/Ctp_Pipe.html - 19k

9.5.2.2 Cabeza neta de succión positiva (NPSH)

La cabeza neta de succión positiva disponible se debe calcular de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$NPSH_{disp} = \frac{P_{atm}}{\rho \cdot g} + H_{es} - h_f - h_m - \frac{v^2}{2g} - \frac{P_v}{\rho \cdot g} \quad \text{Ecuación 9-11}$$

donde,

- P_{atm} = Presión atmosférica (Pa).
- H_{es} = ²⁶ Altura estática de succión (incluyendo su signo) (m)
- h_f = Pérdidas por fricción (m)
- P_v = Presión de vapor (Pa)
- ρ = Densidad del agua (Kg/m³)
- g = Aceleración de la gravedad (m/s²)
- h_m = Pérdidas menores sin incluir pérdidas por salida (m)
- v = Velocidad media del flujo (m/s)

La cabeza neta de succión positiva requerida por el fabricante debe ser menor que el valor disponible en la instalación en por lo menos un 20%, para las condiciones más adversas de operación. En ningún caso la diferencia puede ser menor que 0.5 m. Para todos los caudales previstos debe verificarse que no ocurra el fenómeno de cavitación.

9.5.2.3 Ecuaciones de las bombas

La ecuación de la bomba debe ser suministrada por el fabricante de estos equipos. En caso de que esta ecuación no exista, el fabricante debe suministrar la curva de operación de la bomba y el diseñador debe hacer un análisis de regresión numérica con el fin de obtener la ecuación. Esta debe tener la forma establecida en la Ecuación 9-12 mostrada a continuación:

$$H = A Q^2 + B Q + C \quad \text{Ecuación 9-12}$$

donde,

- H = Altura total de bombeo, incluyendo la altura topográfica, las pérdidas por fricción y las pérdidas menores en la impulsión. (m)
- Q = Caudal de bombeo (m³/s)

A, B, C = Coeficientes de la ecuación.

9.5.2.4 Ecuación del sistema

En el caso de que el bombeo únicamente incluya una tubería de impulsión, la ecuación del sistema se debe obtener utilizando la ecuación de Darcy-Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook-White. Para el uso de estas ecuaciones se debe utilizar la metodología establecida en el Numeral 9.5.1 de esta norma al igual que los coeficientes de rugosidad absoluta definidos en el mismo numeral.

Alternativamente se puede utilizar la ecuación de Hazen-Williams de acuerdo con lo establecido en el Numeral 9.5.1.3 de esta norma.

Para calcular la curva del sistema se debe hacer uso de la siguiente ecuación que relaciona el caudal a través de la tubería de descarga con la altura dinámica total.

$$H = H_T + \sum h_f + \sum h_m \quad \text{Ecuación 9-13}$$

donde,

- H = Altura dinámica total. Corresponde a la diferencia de altura entre la entrada y la salida de la bomba (m).
- H_T = Diferencia topográfica máxima entre el nivel del agua mínimo en el punto de succión aguas arriba y el nivel de agua máximo en el punto de descarga aguas abajo (m).
- h_f = Pérdidas por fricción en las tuberías de impulsión y succión (m).
- h_m = Pérdidas menores causadas por todos los accesorios en las tuberías de succión e impulsión (m).

²⁶ Calculada como la diferencia de altura entre el plano de referencia de la NPSH, de acuerdo con las normas ISO2548 o DIN 1994 4, o cualquier otra norma internacional equivalente, y el nivel del agua mínimo en el pozo de succión.

Para el cálculo de las pérdidas menores se debe seguir lo establecido en el Numeral 9.5.1.2. En el caso de que aguas abajo de la

bomba exista una red de alcantarillado, el diseñador debe utilizar un programa de análisis hidráulico de sistemas de alcantarillado con el fin de obtener la ecuación del sistema para las diferentes condiciones de operación del bombeo y operación de la red de alcantarillado. Este análisis debe incluir los períodos de caudal máximo de operación y el período de caudal mínimo durante horas de la noche.

9.5.2.5 Diámetros de las tuberías de impulsión y succión

Para predefinir el diámetro más económico de las tuberías de succión e impulsión de una estación elevadora y/o de bombeo, se debe hacer uso de la siguiente ecuación:

$$D = K(XQ)^{1/2}$$

$$X = (t/24)^{1/2}$$

Ecuación 9-14

donde,

t = Número de horas de bombeo por día (h/día)

Q = Caudal de bombeo (m^3/s)

D = Diámetro interior real de la tubería (m)

K = Coeficiente que varía entre 1.2 y 1.6.

Este último coeficiente es función del costo de la tubería y el costo del kilovatio hora de energía eléctrica. EPM debe establecer para cada caso cuál es el valor de este coeficiente que debe ser utilizado para un prediseño particular. El diámetro definitivo de las tuberías de impulsión en una estación elevadora y/o de bombeo debe obedecer al análisis económico de las alternativas generadas, utilizando un programa de computador en el cual se analice el costo de la energía de bombeo versus el costo de la tubería y el sistema aguas abajo de la bomba.

9.5.3 Bombas helicoidales

En el caso de bombas helicoidales, el diseño debe tener en cuenta lo establecido en el presente numeral. El tornillo de Arquímedes es un tubo hueco, que hace las veces de eje, al cual se le unen una o más hojas espirales y que gira sobre una caja, lo cual eleva el agua contenida entre las espirales, el eje y la caja. En la Figura 9-1 se muestra un esquema con las partes principales de una bomba de tornillo.

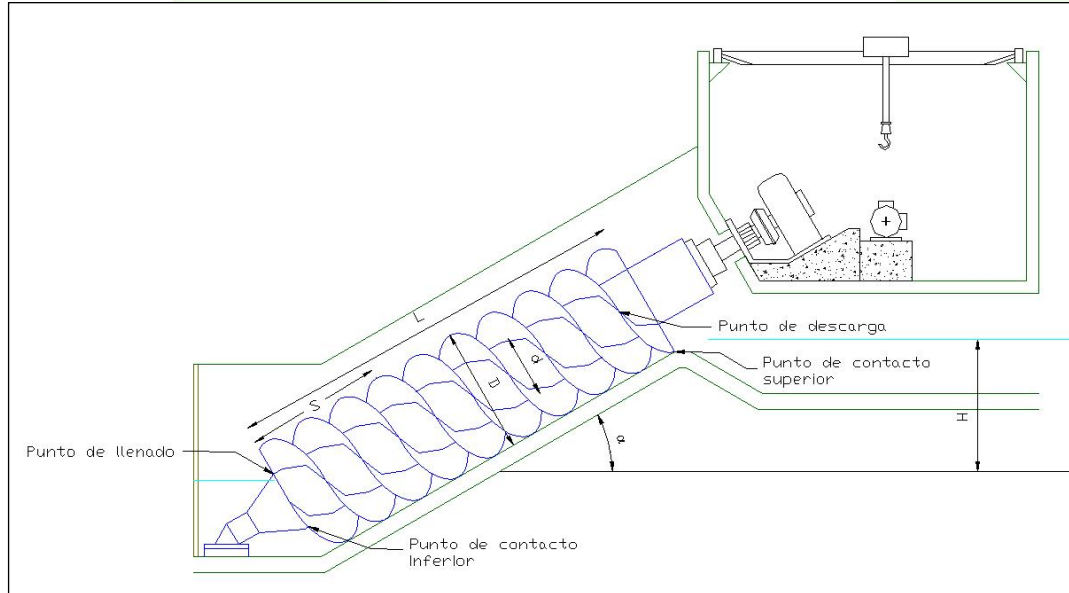


Figura 9-1 Esquema bomba de tornillo de Arquímedes

donde,

α = Ángulo de instalación ($^{\circ}$)

D = Diámetro de tornillo (m)

d = Diámetro del eje (m)

S = Paso del tornillo (m)

L = Longitud de la espiral (m)

H = Distancia vertical entre punto de descarga y punto de llenado (m).

Además, se deben tener en cuenta los siguientes conceptos:

- *Punto de Llenado* = Nivel de entrada de agua en el cual se alcanza la máxima capacidad, mejor eficiencia y el máximo consumo de potencia. Si el nivel es mayor, la capacidad no se modifica pero se pierde potencia y eficiencia.
- *Punto de Contacto Inferior* = Nivel del agua a la entrada al cual se suspendería la descarga.
- *Punto de Descarga* = Máximo nivel contra el cual la bomba puede elevar agua sin perder eficiencia.
- *Punto de Contacto Superior* = Nivel de salida y de contacto entre el tornillo, la caja y el caudal de descarga.

9.5.3.1 Diámetro del tornillo

En general, estos tornillos se producen en un rango de diámetros que está entre 0.3 y 3.0 m, con una capacidad de descarga que está entre 0.01 y 3.2 m³/s. En todo caso, el diseñador debe consultar las características específicas de cada tornillo, de acuerdo con su fabricante.

9.5.3.2 Diámetro del eje

El diseñador debe establecer la relación, r , entre el diámetro del eje, d , y el diámetro del tornillo, D , que generen el mínimo consumo de material y optimicen la capacidad de descarga de la bomba. Esta relación debe estar entre 0.4 y 0.6. En casos especiales, el diseñador puede utilizar un diámetro de eje mayor, para alcanzar una altura excesiva de bombeo, pero debe tener en cuenta que esto afecta la capacidad de la máquina como tal.

9.5.3.3 Deflexión máxima del tornillo

La deflexión máxima del tornillo, Δ_{tor} , causada por el peso de la bomba y del agua, debe ser menor que el espacio libre entre el borde de las espirales y la superficie de la caja en la que se encuentra el tornillo. En todo caso, se recomienda que la deflexión sea inferior a la deflexión máxima, calculada según la siguiente ecuación:

$$\Delta_{t\max} = \frac{L_{apoyos}}{20} \quad \text{Ecuación 9-15}$$

donde,

$$\begin{aligned} \Delta_{t\max} &= \text{Deflexión máxima del tornillo (m)} \\ L_{apoyos} &= \text{Distancia entre apoyos del tornillo (m)} \end{aligned}$$

La distancia entre el borde de las espirales y la superficie de la caja, depende del diámetro del tornillo y se recomienda que no supere el siguiente valor:

$$S_{ep} = 0.00449 \times \sqrt{D} \quad \text{Ecuación 9-16}$$

donde,

$$\begin{aligned} S_{ep} &= \text{Distancia entre borde de espirales y superficie de la caja (m)} \\ D &= \text{Diámetro de tornillo (m)} \end{aligned}$$

9.5.3.4 Velocidad de giro

La velocidad de giro del tornillo está en función del diámetro y debe determinarse según la siguiente ecuación:

$$N = \frac{50}{D^{2/3}} \quad \text{Ecuación 9-17}$$

donde,

$$\begin{aligned} N &= \text{Velocidad de giro (rpm)} \\ D &= \text{Diámetro de tornillo (m)} \end{aligned}$$

Si se utilizan velocidades mayores, se generará una pérdida de eficiencia. Por otro lado, si la bomba opera a velocidades menores que el 70% de la velocidad calculada, también se presenta una pérdida de eficiencia. Dado el pequeño rango de velocidades de operación de estas bombas, no se deben usar motores de velocidad variable para operarlas.

9.5.3.5 Número de hojas o espirales

Las bombas de tornillo pueden tener una, dos o tres hojas o espirales. La capacidad de descarga puede aumentar en un 20% por cada incremento en el número de hojas.

9.5.3.6 Ángulo de inclinación

El ángulo de inclinación del tornillo típicamente varía entre 20° y 40°. A menor ángulo de inclinación, la capacidad de descarga es mayor. Por cada grado de inclinación que se aumente, la capacidad de bombeo se ve reducida en un 3%. El valor de

inclinación típico para una estación de bombeo por tornillos de Arquímedes es de 30°.

9.5.3.7 Nivel en el canal de entrada

El diseñador debe tener en cuenta que al cambiar el nivel del agua en el canal de entrada, la capacidad de la bomba puede variar desde cero, cuando el nivel corresponde al punto de contacto inferior, hasta su valor máximo cuando el nivel del agua alcanza el punto de llenado. Los mejores valores de eficiencia, para una bomba de tornillo, se encuentran entre el 65% y el 75%, según el diámetro de las bombas, pues a mayor diámetro, mayor es la eficiencia máxima.

9.5.3.8 Potencia

Para el cálculo de la potencia de la bomba, se debe seguir lo establecido en el Numeral 9.5.2.1 de esta norma, teniendo en cuenta que la altura de bombeo, H, en este caso es igual a la distancia vertical entre el nivel del agua en el canal de entrada y el punto de descarga.

9.5.4 Corrosión en tuberías

Con respecto a las tuberías de impulsión y descarga conformadas por materiales metálicos, ninguna parte metálica del sistema debe estar en contacto directo con el agua. En el caso de tuberías de acero se debe utilizar recubrimiento interno y externo en mortero, como se indica en el Numeral 9.5.5. En el caso de tuberías con diámetros nominales inferiores a 300 mm se deben utilizar pinturas epóxicas al interior de la tubería. En caso de que económicamente sea posible utilizar la alternativa de aceros inoxidable, ésta es la mejor opción. Todas las protecciones contra la corrosión, tanto interna como externa, en las tuberías de impulsión y/o succión deben cumplir con lo estipulado en las normas AWWA, DIN e ISO.

Adicionalmente, los materiales y recubrimientos que conformen los diferentes accesorios de las tuberías de succión y descarga, y las bombas en sí, deben ser resistentes a la posibilidad de corrosión. Si el acero es el material más adecuado o la única opción, se debe buscar que éste sea acero inoxidable.

9.5.5 Recubrimientos y protección de tuberías

9.5.5.1 Recubrimientos externos

El diseño de las tuberías de las estaciones elevadoras y/o de bombeo debe incluir un análisis sobre el recubrimiento externo y la protección de las tuberías.

Los revestimientos de las tuberías pueden ser: polietileno o polipropileno, resina epóxica, mortero de cemento, etc. En el caso de tuberías de acero se recomienda hacer uso de recubrimientos con mortero. En todo caso, EPM deberán aprobar los recubrimientos externos contenidos en el diseño de la estación elevadora y/o de succión.

Las siguientes normas describen algunos recubrimientos externos para diferentes materiales de tuberías:

Tabla 9-9 Normas para recubrimientos externos en tuberías

NORMA	NOMBRE
AWWA Manual M41	Ductile-Iron Pipe and Fittings
DIN 30675-2	External corrosion protection of buried pipes; corrosion protection systems for ductile iron pipes (FOREIGN STANDARD)
NTC 747	Tubos de presión tipo cilindro de acero con recubrimiento de hormigón, mortero o ambos
NTC 3818	Tubería metálica. Recubrimiento epóxico con adherencia mediante fusión para aplicación externa sobre tubería de acero
NTC 3819	Tubería metálica. Recubrimiento de polietileno para tubería metálica
NTC 4326	Tubos de acero. Recubrimiento externo con triple capa a base de polipropileno. Aplicación por extrusión.
NTC 4937 – 1	Tubería de hierro dúctil. Revestimiento exterior de zinc. Parte 1: zinc metálico con capa de acabado.
NTC 4937 – 2	Tubería de hierro dúctil. Recubrimiento exterior de zinc. Parte 2: Pintura rica en zinc con capa de acabado.

9.5.5.2 Recubrimientos internos

El diseño de las tuberías de la estación elevadora y/o de bombeo debe incluir un análisis sobre el recubrimiento interno y la protección de las tuberías, el cual debe ser previamente aprobado por EPM. En tuberías de acero se recomienda el uso de recubrimientos internos con mortero. En el caso de tuberías con diámetros nominales inferiores a 300 mm, se debe tener en cuenta el uso de pintura epóxica. En general se podrán usar los materiales que se describen en las siguientes normas, con el fin de proteger internamente las tuberías.

Tabla 9-10 Normas para recubrimientos internos en tuberías

NORMA	NOMBRE
AWWA C104	Cement-Mortar Lining for Ductile-Iron Pipe and Fittings for Water
AWWA C105	Polyethylene Encasement for Ductile-Iron Pipe Systems
AWWA C116	Protective Fusion-Bonded Epoxy Coatings Int. & Ext. Surf. Ductile-Iron/Gray-Iron Fittings
AWWA D104	Automatically Controlled, Impressed-Current Cathodic Protection for the Interior of Steel Water Tanks
AWWA C550	Protective Epoxy Interior Coatings for Valves and Hydrants
NTC 2629	Tubería de Hierro dúctil. Revestimiento de Mortero-Cemento Centrifugado. Controles de Composición del Mortero Recientemente Aplicado.
NTC 4777	Recubrimientos protectores epóxicos interiores para válvulas e hidrantes.
NTC 747	Tubos de presión tipo cilindro de acero con recubrimiento de hormigón, mortero o ambos

El tipo de recubrimiento y protección debe cumplir con lo establecido en las “Normas y Especificaciones Generales de Construcción en Redes de Servicios” en su Capítulo 7, en la Especificación 704 para tuberías de acero.

9.5.6 Golpe de Ariete en estaciones elevadoras y/o de bombeo

El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe tener en cuenta el efecto de

golpe de ariete causado por interrupciones en el suministro de energía eléctrica y la consecuente interrupción del flujo de agua.

El cálculo de golpe de ariete se debe hacer de acuerdo con lo establecido en el Numeral 4.5.9 de las normas de diseño de sistemas de acueducto de EPM. En todos los casos deben calcularse la sobre-elevación de presiones, las subpresiones y la velocidad de la onda de compresión. El análisis debe hacerse para el caudal máximo bajo las diferentes formas de operación de la estación elevadora y/o de bombeo. Los métodos de cálculo pueden incluir el método de las características o métodos de elementos finitos, en los cuales se considere el agua como un medio elástico.

En todo caso, en las estaciones elevadoras y/o de bombeo se debe disponer de mecanismos para el control del fenómeno del golpe de ariete, tales como volantes de inercia, válvulas anti-golpe de ariete, tanques hidroneumáticos y/o almenaras; en el programa de cálculo de golpe de ariete se deben simular estos mecanismos de control de subpresión y de sobrepresiones.

Se recomienda que las sobrepresiones máximas no superen más del 30% de la altura dinámica total y en lo posible se deben evitar presiones negativas en las tuberías. Adicionalmente, no se permite utilizar válvulas anticipadoras o de cheque como mecanismos de control del golpe de ariete.

9.5.7 Eficiencia del bombeo

El diseño debe asegurar que para todas las posibles condiciones de operación de las bombas, éstas trabajen en o cerca de su punto de máxima eficiencia, de acuerdo con la curva de eficiencia suministrada por el fabricante del equipo. El punto de operación del sistema de bombeo corresponde al cruce de las curvas de las bombas y del sistema, para cualquiera de las condiciones de operación de bombeo, ya sea en serie o en paralelo. Este punto de operación se debe obtener a partir de las alturas piezométricas, con base en las cuales se debe estimar la altura dinámica total y el caudal de bombeo. Esta condición de operación se debe comparar con el punto de operación inicial para establecer posibles problemas de la bomba o del sistema.

Para el diseño de las estaciones elevadoras y/o de bombeo se deben evitar las curvas de doble pendiente teniendo en cuenta los siguientes puntos:

1. Si se está dentro de la zona de doble operatividad, es necesario tener en cuenta que a cualquier altura (H) le corresponden dos valores de caudal (Q).
2. Si se está por debajo o por fuera de la zona de doble operatividad, a cualquier punto de altura (H) de la curva le corresponde un solo caudal (Q) y la bomba trabaja con su mayor eficiencia.
3. La zona de máxima eficiencia del bombeo siempre se encuentra por fuera de la zona donde se presenta la doble operatividad.
4. Cuando se tienen dos bombas trabajando simultáneamente, existe la tendencia a trabajar en la zona de doble operatividad. El diseño debe controlar esto disminuyendo la altura estática de bombeo.

9.5.8 Válvulas y accesorios en las estaciones elevadoras y/o de bombeo

9.5.8.1 Condiciones básicas

La estación elevadora y/o de bombeo debe tener ciertos accesorios que permitan una fácil operación, de acuerdo con las siguientes disposiciones:

1. Las válvulas de corte o cierre deben tener una señalización que indiquen si se encuentran abiertas o cerradas.
2. Las válvulas con diámetros mayores que 300 mm deben tener actuadores electromecánicos, para facilidad en la operación.
3. Para las válvulas de accionamiento manual, deben colocarse dispositivos que hagan posible su operación con una fuerza tangencial menor que 200 N.
4. Las válvulas de corte y cierre deben estar instaladas en sitios de fácil acceso para el operador de la estación elevadora y/o de bombeo.

5. Los accesorios deben ser bridados e instalarse en forma tal que resulte fácil su inspección y mantenimiento y que permitan un adecuado montaje y desmontaje.

9.5.8.2 Accesorios necesarios

El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

1. Todas las unidades de bombeo deben tener una válvula de corte o cierre, o una válvula esférica con cheque en la tubería de impulsión.
2. En el caso de que el diseño contemple la instalación de bombas en pozos secos, y que operen por debajo del nivel de succión, deben tener una válvula de corte o cierre en la línea de succión.
3. En una tubería de succión que no trabaje con carga positiva debe instalarse una válvula de pie (retención) en la parte inferior para evitar su vaciado.

En todo caso, deben consultarse las normas técnicas NTC 1991, NTC 2011; en el caso de utilizar válvulas de retención, debe tenerse en cuenta la Norma Técnica Colombiana NTC 1762, o las normas AWWA C508, AWWA C510, previa aprobación de EPM.

9.5.9 Instalaciones eléctricas en las estaciones elevadoras y/o de bombeo

El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe cumplir con las siguientes especificaciones, con respecto a las instalaciones eléctricas para la acometida de alta tensión, la subestación transformadora, la acometida de baja tensión y el sistema de potencia.

9.5.9.1 Acometida de alta tensión

La acometida de alta tensión, desde la red de distribución, debe hacerse al mismo voltaje del sistema primario de distribución.

9.5.9.2 Subestación transformadora

El diseño de la subestación transformadora debe tener en cuenta los siguientes requisitos:

1. En lo posible, deben diseñarse subestaciones exteriores.
2. En las subestaciones de menos de 75 kW, el transformador debe instalarse sobre postes de concreto.
3. Si la subestación es de 75 kW o mayor, el transformador debe instalarse superficialmente sobre una base de concreto provista de rieles para permitir su fácil instalación y mantenimiento. En este caso el diseño debe incluir la construcción de una cerca de malla protectora, provista de una puerta suficientemente amplia que permita la entrada del transformador.
4. La protección eléctrica del circuito primario contra corto circuito debe hacerse con fusibles en caja primaria, en el último poste o en el seccionador.
5. Debe protegerse el circuito primario de la estación contra sobrevoltaje, mediante pararrayos en las tres líneas con conexiones a tierra.
6. Debe protegerse el circuito secundario contra cortos circuitos, por medio de un interruptor automático.

Para el diseño de la subestación transformadora debe seguirse todo lo establecido en la norma técnica colombiana NTC 3654.

9.5.9.3 Acometida de baja tensión

El diseño de la acometida de baja tensión debe tener en cuenta los siguientes requisitos:

1. El conducto debe diseñarse para soportar un 25% de sobrecarga, en cobre, con el diámetro apropiado y teniendo en cuenta las posibles

ampliaciones de la estación elevadora y/o de bombeo en el futuro.

2. El tipo de aislamiento debe ser TW o su equivalente, y no se deben realizar empalmes en su trayectoria.
3. Debe proyectarse una acometida de varios cables por fase, con el objeto de facilitar la construcción, cuando el diámetro por fase del conductor de la acometida común sea mayor que 2/0.
4. Las acometidas deben protegerse apropiadamente con tubería eléctrica de PVC (embebida o enterrada) o Conduit metálica galvanizada (expuesta) de acuerdo con los requerimientos por número de conductores, calibre, disipación de calor, etc., en los diámetros existentes en el mercado. En el caso de las tuberías Conduit debe tenerse en cuenta la Norma Técnica Colombiana NTC 105.
5. Si el diámetro requerido es mayor que 100 mm, el diseño debe considerar la utilización de condulines en concreto o un canal en concreto (cárcamo) con tapas en lámina corrugada (alfajor) o similar.
6. En todo canal de concreto debe proveerse un desagüe apropiado.
7. Deben proveerse cajas de empalme en la tubería, separadas a una distancia no mayor que 20 m.
8. Las tuberías o canales protectores deben enterrarse a una profundidad mínima de 0.6 m por debajo del nivel del piso.
9. Los empalmes de tubería Conduit metálica a PVC deben hacerse a través de una caja de empalme por unión o condulete, utilizando atadores roscados en la tubería de PVC.

Todas las instalaciones eléctricas relacionadas con la acometida de baja

tensión, debe cumplir con lo establecido en la Norma Técnica Colombiana NTC 105.

9.5.9.4 Sistema de potencia

En general, para el diseño de los circuitos de los motores, se debe seguir lo establecido en las normas del Código Eléctrico Colombiano (NTC 277). El diseño debe tener en cuenta los siguientes requisitos:

1. Accionamiento de las bombas: Siempre que sea posible, las bombas deben accionarse con motores eléctricos directamente acoplados a ellas.
2. Motores de emergencia: Si en el sitio de instalación de la estación elevadora y/o de bombeo no hay seguridad en el servicio de energía eléctrica, el diseño debe contemplar fuentes suplementarias de energía, justificando la conveniencia de utilizar motores Diesel o un generador eléctrico.
3. Características de los motores: Los motores eléctricos que accionan las bombas deben tener una velocidad sensiblemente constante, un par de arranque alto de acuerdo con el sistema de acople utilizado con la bomba (protección contra el golpe de ariete) y un buen factor de potencia.
4. Arrancadores: Para motores con una potencia menor que 7.5 KW, el diseño debe utilizar arrancadores de pleno voltaje o arrancadores compensados. Para motores con potencia superior, el diseño debe seleccionar el arrancador que se ajuste al par solicitado por el montaje realizado (directo) y de acuerdo con la secuencia de arranque. El diseño debe preferir la instalación de arrancadores electrónicos que permiten un ahorro de energía eléctrica.
5. Voltaje de los circuitos: Si la potencia de los motores de la estación elevadora y/o de bombeo está entre 4 y 250 KW, se recomienda utilizar un voltaje entre 200 y 500 Vac trifásico. Para motores con potencia mayor que 250 KW, se recomienda utilizar un voltaje de 1000 Vac trifásico.
6. Caída total de tensión: La caída total de tensión desde la acometida hasta cualquier motor, no debe exceder el 5%.
7. Protección de los circuitos eléctricos: El diseño debe contemplar el uso de interruptores automáticos con protección termo-magnética, protección contra sobrecargas y contra cortos circuitos. Para un esquema básico de arrancador: interruptor-contador-térmico; el primero no puede ser automático.
8. Conductores y aislamiento: El diseño debe especificar los conductores teniendo en cuenta los posibles cambios de potencia de los motores en el futuro, para ampliaciones de la estación elevadora y/o de bombeo. Los conductores deben ser de cobre con aislamiento tipo TW para 600 voltios.
9. Canalización de los conductores: La canalización debe hacerse en tubería Conduit galvanizada, o PVC, si el diámetro nominal requerido no es mayor que 100 mm. En caso contrario, deben utilizarse varias tuberías de 50 mm o un canal de cables del cual se hará la derivación, en coraza flexible, a cada uno de los motores.
10. Arranque y parada a control remoto: Cuando se necesite arrancar y parar los motores a control remoto, deben proveerse equipos coordinadores y supervisores del proceso para su control, como un PLC, el cual debe estar unido a los interruptores automáticos, accionamientos por flotador y otros elementos para el control instalados en la estación elevadora y/o de bombeo, con el objeto de actuar sobre los circuitos, de tal forma que permitan el paro y arranque a control remoto del arrancador.

11. Conexión de carcasa a tierra: Durante la construcción de la obra civil el diseño debe proveer un sistema a tierra, el cual debe cumplir con los requerimientos técnicos y lo exigido por seguridad industrial para garantizar la protección de los equipos y los operadores al que debe conectarse rígidamente la carcasa de los motores.

9.5.9.5 Sistema de alumbrado de la estación elevadora y/o de bombeo

Con respecto al sistema del alumbrado de la estación elevadora y/o de bombeo, el diseño debe seguir las recomendaciones establecidas por el CIDET, el IES u otras instituciones equivalentes. En particular debe tener en cuenta los siguientes requerimientos:

1. Los circuitos del sistema de alumbrado deben protegerse con interruptores automáticos con protección térmica y magnética.
2. La potencia inicial para un circuito de 15 amperios no debe exceder 1kW.
3. La caída de tensión de un circuito derivado no debe exceder el 3%.
4. En ningún caso debe utilizarse un conductor menor que el número 12.
5. Si en el sistema de fuerza se utiliza un voltaje de línea de 200 voltios, la red de alumbrado puede derivarse del neutro y una de las fases, para obtener un voltaje de 127 voltios.
6. Si el sistema utiliza un voltaje de 440 voltios, la red de alumbrado debe incluir un transformador de 440/208/120 voltios.

9.5.10 Dispositivos de medición y control

9.5.10.1 Instrumentación de la estación elevadora y/o de bombeo

El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe incluir dispositivos de control e instrumentación para medir en tiempo real las

condiciones de operación de la estación y detectar las fallas rápidamente. En lo posible, estos dispositivos deben ser automáticos, reduciendo al máximo la intervención del operador en las labores de medición. Con respecto a la instrumentación y control, el diseño debe incluir los siguientes dispositivos de control:

1. Medidor de caudal afluente.
2. Medidores de niveles.
3. Interruptor eléctrico accionado por flotador o interruptor electrónico en el tanque de succión, cuando éste exista, conectado con el arrancador de la bomba.
4. Interruptor electrónico o eléctrico accionado por flotador en el tanque de la descarga, conectado con el arrancador de la bomba.
5. Alarma de bajo nivel del agua en el pozo de succión.
6. Totalizador de caudales a la salida de la estación elevadora y/o de bombeo.
7. En el caso de que las bombas tengan una cabeza positiva de succión, se debe colocar un presostato que regule, de forma general, todo el equipo de bombeo.
8. Manómetro o vacuómetro con el fin de controlar las presiones de entrada a la bomba.
9. Tacómetros durante la prueba inicial en el motor de cada bomba.
10. Sistemas de auto lubricación en las bombas y cebado automático, en caso de que éste se requiera.
11. Relés de mínima potencia conectado al motor, de máxima potencia para proteger contra altos voltajes, diferencial de fases contra variaciones de tensión de una fase individual, y de contacto a tierra para proteger el motor.

9.5.10.2 Sala de Control

El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe contemplar una sala de control hacia la cual los sistemas de medición deben transmitir los datos y en la cual se deben ubicar los tableros que indiquen las condiciones de operación de la estación. Como mínimo, los tableros deben incluir el caudal instantáneo por unidad de bombeo, la presión en las líneas de succión y descarga, el nivel del agua en el pozo de succión cuando éste exista, la temperatura y presión de aceite en los motores, el voltaje y amperaje de las líneas de alimentación de la bomba y las revoluciones por minuto de los motores.

Así mismo, en la sala de control deben disponerse los interruptores y mecanismos que permitan poner fuera de servicio cualquier elemento relacionado con el sistema de bombeo. Todos los datos transmitidos a la sala de control simultáneamente deben ser transmitidos a la sala de control general del sistema de alcantarillado de EPM.

9.5.11 Instalaciones complementarias para las estaciones elevadoras y/o de bombeo

9.5.11.1 Accesos y escaleras

En caso de que la estación elevadora y/o de bombeo cuente con varios pisos deben colocarse escaleras seguras y apropiadas que permitan la movilización del personal y los equipos necesarios. En caso de falta de espacio, el diseño debe incluir escaleras metálicas con barandilla, peldaños amplios y piso antideslizante.

9.5.11.2 Iluminación

La estación debe estar debidamente iluminada en su interior, ya sea por luz natural o artificial, evitando la utilización de aparatos que puedan provocar ilusiones ópticas.

9.5.11.3 Señalización

El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe incluir una señalización visual clara en toda el área, indicando zonas de peligro de alta tensión, salidas de

emergencia, localización de extintores, áreas de tránsito restringido y demás elementos y actividades que sea necesario resaltar por su peligro potencial o porque sean importantes en la prevención de accidentes. La señalización debe cumplir con todo lo establecido por EPM, y adicionalmente se debe tener en cuenta lo establecido en la Norma Técnica Colombiana NTC 1461. Las señales contra incendio deben seguir lo establecido en las Normas Técnicas Colombianas NTC 1931 y NTC 1867.

9.5.11.4 Ventilación

Con respecto a la ventilación, el diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe tener en cuenta los siguientes requerimientos:

1. Todas las salas, compartimentos, pozos y otros recintos cerrados por debajo del nivel del terreno, que puedan presentar un aire perjudicial, deben contar con una ventilación artificial forzada, realizando un mínimo de 6 cambios completos de aire por hora, cuando la ventilación es continua y 30 cuando es intermitente.
2. Los controles de ventilación forzada podrán ser accionados manualmente desde afuera del recinto o automáticamente, por medio de sensores y medidores, cuando se detecte concentración perjudicial de gases en el aire.

El diseño en todo caso debe seguir lo establecido en la Norma Técnica Colombiana NTC 1260.

9.5.11.5 Protección contra incendios

En la estación elevadora y/o de bombeo deben colocarse extintores contra incendio en sitios de fácil acceso donde puedan ocurrir inicios de incendio. La protección contra incendios debe cumplir con lo establecido en la Norma Técnica Colombiana NTC 1483.

9.5.11.6 Equipos de movilización y cargue

El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe incluir elementos que permitan el transporte y la movilización de maquinaria

y equipo, tales como puentes, grúas, rieles, poleas diferenciales, etc., teniendo en cuenta las siguientes disposiciones:

1. La capacidad del equipo debe ser suficiente para mover el elemento de mayor peso que pueda ser transportado al interior de la estación.
2. La trayectoria del equipo durante su movilización al interior de la estación elevadora y/o de bombeo debe analizarse para permitir que en todo momento el retiro, la movilización y la reposición de cualquier elemento de la estación sea fácil y expedita.
3. El diseño debe prever todos los accesos necesarios a la casa de bombas, de manera que permitan el manejo adecuado de los equipos en las labores de mantenimiento, retiro o reposición de elementos de la estación.

9.5.11.7 Drenaje de pisos

El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe incluir el análisis del drenaje de los pisos de la estación, teniendo en cuenta los siguientes requerimientos:

1. El diseño debe incluir uno o dos pozos de drenaje hacia los cuales debe conducirse el agua de fugas o lavado, por medio de una pendiente muy suave en el piso de la estación de bombas.
2. Cuando los pozos de drenaje no puedan ser evacuados por gravedad, deben disponerse bombas para tal fin. Estas bombas deben accionarse automáticamente, mediante el uso de sensores que detecten el nivel del agua en los pozos de drenaje.

9.5.12 Comprobación de diseño bajo diferentes condiciones de operación

Una vez finalizado el diseño de la estación elevadora y/o de bombeo, éste debe comprobarse para todas las condiciones de operación que puedan ocurrir durante la vida útil del proyecto, incluyendo flujo permanente

y condiciones de flujo no permanente o golpe de ariete.

Las variables que se deben tener en cuenta para comprobar las diferentes condiciones de operación incluyen entre otras: capacidad del bombeo, altura total, altura topográfica, velocidad, potencia hidráulica, eficiencia de las bombas, cabeza neta de succión positiva (NPSH) de las bombas, aceleración de la gravedad y viscosidad cinemática del agua.

La comprobación de diseño bajo diferentes condiciones hidráulicas de operación se debe llevar a cabo teniendo en cuenta lo establecido en el Numeral 4.3 de esta norma.

9.5.13 Protocolos de prueba del diseño

Como parte del diseño, el diseñador debe establecer cuáles son las pruebas que se deben llevar a cabo una vez finalice la construcción de la estación elevadora y/o de bombeo y la colocación de los equipos eléctricos y mecánicos. El diseño debe establecer los puntos de medición de caudal, de velocidades, de niveles y de presiones, los equipos de toma de mediciones, su precisión y el nivel de frecuencia de toma de datos. Los resultados tomados en campo deben verificarse con aquellos arrojados por el proceso de modelación hidráulica de la estación elevadora y/o de bombeo.

El diseño también debe establecer la forma de recolección y/o transmisión directa de datos de las estaciones elevadoras y/o de bombeo a la estación de control central y a las bases de datos de EPM.

Los protocolos de prueba deben incluir condiciones hidráulicas con diferentes aperturas de válvula, operación de bombas en grupo, operación de bombas en forma individual y para diferentes condiciones de niveles de agua en el conducto afluente a la estación.

9.5.14 Uso de tecnologías de información para el diseño de estaciones elevadoras y/o de bombeo

El diseño de las estaciones elevadoras y/o de bombeo y de sus tramos de impulsión y succión debe realizarse sobre un programa

de modelación hidráulica, que use el método del gradiente o un método equivalente para el cálculo de tuberías simples, en caso de que se tenga únicamente una tubería de impulsión; para el diseño de deben emplear rutinas de optimización.

El diseño dentro del programa de modelación hidráulica debe partir de la información planimétrica y altimétrica de la zona de interés. Esta información debe provenir del SIGMA de EPM. En caso de que ésta no exista, que se realicen nuevos levantamientos, o si se actualiza la existente, la información debe presentarse en formatos compatibles con el Sistema de Información Geográfico y las bases de datos establecidos por el SIGMA.

El diseño debe tener en cuenta la información de potencia de la(s) bomba(s), eficiencia de la(s) bomba(s), curva(s) de la(s) bomba(s), características hidráulicas de la red de alcantarillado aguas arriba y aguas abajo de la estación, capacidad de energía eléctrica de la zona, etc., proveniente de las bases de datos de EPM. Si esta información no se encuentra disponible o está desactualizada y se realizan nuevos estudios, ésta se debe presentar en formatos compatibles con las bases de datos de EPM.

9.5.15 Referenciación de las estaciones elevadoras y/o de bombeo

Para la referenciación de las tuberías de impulsión y succión y las bombas, incluyendo todos los accesorios y elementos de control, el diseño debe seguir el “Manual para la referenciación de redes de acueducto y alcantarillado”, en su versión vigente²⁷, de EPM.

En el caso particular de las tuberías, el diseño debe referenciar la localización de todas las uniones, o al menos aquellas que permitan determinar la posición de las otras. Esta información es valiosa para las actividades de mantenimiento normal o bajo situaciones de emergencia.

La referenciación de las bombas, tuberías y sus accesorios se debe hacer con respecto a los puntos fijos exteriores más cercanos y preferiblemente a los paramentos definitivos.

9.6 ASPECTOS DE LA PUESTA EN MARCHA DE LA ESTACIÓN ELEVADORA Y/O DE BOMBEO RELACIONADOS CON EL DISEÑO

9.6.1 Inspecciones preliminares

El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe indicar el tipo de inspecciones preliminares que deben hacerse a la estación elevadora y/o de bombeo una vez ésta haya sido construida. Las inspecciones preliminares deben incluir entre otras, las siguientes:

1. Verificación que el sentido de giro del motor sea correcto.
2. Verificación de todas las instalaciones eléctricas con sus conexiones y aislamientos.
3. Verificación del correcto funcionamiento de válvulas y accesorios en su apertura y cierre. Esta verificación debe hacerse antes del montaje final de dichos accesorios en la estación elevadora y/o de bombeo. En particular debe medirse el tiempo de accionamiento y corregirse el mecanismo, en caso requerir grandes esfuerzos para la operación de las válvulas.
4. Correcto funcionamiento de interruptores, arrancadores, sensores y demás elementos de control, en especial si éstos son de accionamiento automático.
5. Aseguramiento de la perfecta alineación de los ejes motor-bomba.
6. Verificación de lo niveles de ruido, según lo descrito en el Numeral 9.4.13.

²⁷ http://www.epm.com/epmcom/contenido/proveedores/manuales/manual_aguas/index.htm

9.6.2 Pruebas preliminares

Además de las pruebas realizadas y detalladas en el protocolo de pruebas preparado por el diseñador, una vez que la estación elevadora y/o de bombeo haya finalizado su proceso de construcción, deben realizarse unas pruebas preliminares de bombeo en las condiciones normales y críticas de operación, con el fin de detectar posibles errores y tomar las medidas correctivas, antes de entregar la estación elevadora y/o de bombeo a disposición del sistema de alcantarillado de EPM.

Las pruebas preliminares deben llevarse a cabo de acuerdo con los siguientes requisitos:

9.6.2.1 Pozo de succión

En caso de que en la estación elevadora y/o de bombeo exista un pozo de succión, debe hacerse una prueba hidrostática con el nivel máximo posible, con el fin de detectar fugas y verificar el comportamiento estructural del pozo. Una vez en operación debe observarse la forma de las líneas de corriente de flujo a la entrada, asegurándose de que no ocurran zonas de alta turbulencia y que la entrada a las tuberías de succión sea uniforme en todas las unidades de bombeo, sin presentar vorticidad.

9.6.2.2 Bombas y motores

Para la primera inspección del comportamiento de las bombas, deben tenerse en cuenta las siguientes disposiciones:

1. Para cada bomba individual debe observarse las condiciones de circulación del agua y la posible vorticidad en el pozo de succión. Debe prestarse especial atención a la posible entrada de aire a la tubería de succión.
2. Se deben medir el número de revoluciones por minuto, la presión en las líneas de succión y descarga, la presión y temperatura del aceite, y calcularse la cabeza neta de succión positiva (NPSH) con el fin de asegurar que no ocurra el fenómeno de cavitación.
3. Deben verificarse los niveles de ruido y vibración de los equipos electromecánicos.
4. Debe obtenerse el punto de operación de la estación elevadora y/o de bombeo, midiendo el caudal total a la salida de una unidad de bombeo y la altura dinámica total suministrada, con el fin de verificar que la bomba se encuentre operando en o cerca de su nivel de máxima eficiencia.

9.6.2.3 Dispositivos de control

Una vez concluida la construcción de la estación elevadora y/o de bombeo, debe asegurarse un normal funcionamiento de los equipos de medición, de control y de transmisión de datos. En especial debe observarse el comportamiento de manómetros, sensores, flotadores, indicadores de nivel y demás dispositivos de control.

9.6.3 Pruebas hidrostáticas para tuberías de impulsión

Una vez que finalice la instalación de la tubería de impulsión, y siguiendo el protocolo de pruebas establecido por el diseño, ésta debe presurizarse hasta el nivel máximo de la presión dinámica que va a soportar durante su vida útil, con el fin de verificar su estanqueidad y si existen problemas en las uniones, las juntas, los accesorios, etc. Igualmente debe verificarse el correcto funcionamiento de los anclajes, de acuerdo con el protocolo de pruebas.

9.6.4 Medición de caudales

Una vez finalizadas las pruebas hidrostáticas, y después de llenar la zanja en los tramos enterrados de la tuberías, deben verificarse los caudales de operación incluyendo el caudal máximo. Para verificar dichos caudales deben aforarse tanto el caudal de entrada como el caudal de salida de la tubería de impulsión. El diseñador, dentro del protocolo de pruebas, debe establecer el tipo de aparatos de medición, su precisión y el nivel de duración de la prueba.

9.6.5 Línea piezométrica de la tubería de impulsión

Con el fin de verificar lo establecido por el diseño, y siguiendo el protocolo de pruebas dado por el diseñador, debe medirse la altura piezométrica en diferentes puntos de la tubería para diferentes condiciones de caudal, incluyendo tanto el caudal máximo como el caudal mínimo. Para verificar la altura piezométrica deben utilizarse los puntos de medición establecidos en la tubería, poniendo especial cuidado en aquellos puntos de la tubería donde haya cambios de dirección, tanto verticales como horizontales. Los datos tomados de esta forma deben ser almacenados en un sistema de información, con el fin de ser comparados con aquellos obtenidos a lo largo del período de diseño del proyecto durante su operación normal.

9.6.6 Golpe de Ariete

Teniendo en cuenta lo establecido por el diseñador con respecto al golpe de ariete según lo descrito en el Numeral 9.5.6, debe medirse la condición normal de operación que produzca las mayores sobre-presiones y la condición normal de operación que produzca las menores subpresiones, con el fin de realizar una prueba de golpe de ariete. Esta prueba debe simular la condición normal de operación establecida en los protocolos de prueba y la presión debe medirse en aquellos puntos, que de acuerdo con el diseño, presentan las máximas sobre-elevaciones de presión y las mínimas subpresiones. Estos datos deben conservarse en el sistema de información de EPM, con el fin de comparar con los datos que se obtengan durante todo el período de operación normal de la red.

9.6.7 Accesorios y Válvulas

Una vez finalizada la construcción e instalación de los componentes de la estación elevadora y/o de bombeo, se debe verificar la estanqueidad de cada uno de los accesorios. Con respecto a las válvulas y otros equipos electromecánicos, debe verificarse su correcto funcionamiento antes de proceder a su operación, cumpliendo con las normas técnicas correspondientes especificadas en el Capítulo 7 de las "Normas y Especificaciones Generales de Construcción" de EPM.

9.6.8 Válvulas de cheque o de retención

Para este tipo de válvulas se debe verificar que no haya contraflujos que ocasionen daños en las bombas o posibles aplastamientos de las tuberías. Las válvulas de cheque deben cumplir con las Normas Técnicas Colombianas correspondientes o en su defecto con las normas AWWA C508, AWWA C510, o cualquier otra norma internacional equivalente, previa aprobación de EPM. En el caso de utilizar aleaciones de cobre como material de fabricación de estas válvulas, debe cumplirse con la Norma Técnica Colombiana NTC 1762.

9.7 ASPECTOS DE LA OPERACIÓN RELACIONADOS CON EL DISEÑO

El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe asegurar que durante la operación se pueda cumplir con los requisitos mínimos mostrados a continuación:

1. El funcionamiento de la estación elevadora y/o de bombeo debe ser verificado permanentemente por al menos un técnico preparado para supervisar la operación y realizar las acciones correctivas o de suspensión del servicio, en caso de que se presente cualquier situación anormal.
2. El accionamiento de las bombas, debe ser automático utilizando sensores de nivel en los pozos de succión y en los tanques de descarga, de forma tal que se apaguen las bombas, en caso de que los niveles de agua impidan el normal funcionamiento del sistema de bombeo.
3. Todos los dispositivos de medición y control deben dar indicaciones visuales y sonoras de una situación potencial de peligro. Esto se debe hacer tanto en la sala de control como en el centro de operaciones de EPM.
4. Los parámetros que deben ser permanentemente medidos en la estación elevadora y/o de bombeo, y

deben ser enviados tanto a la sala de control como al control central de EPM, deben incluir por lo menos los siguientes:

- a. Caudal total de la estación.
- b. Caudal por cada una de las bombas (caudal por cada bomba).
- c. Niveles en el canal afluente
- d. Presión en las líneas de succión de cada unidad de bombeo.
- e. Presión en cada una de las líneas de impulsión.
- f. Nivel del agua en el pozo de succión.
- g. Nivel del agua en el tanque de descarga.
- h. Niveles de ruido y vibración.

9.7.1 Mediciones de caudal

Durante todo el período del diseño del proyecto debe medirse el caudal de bombeo, en forma continua y se deben guardar los registros, con el fin de mantener una base de datos que permita establecer el balance de agua en la línea de impulsión y en la descarga aguas abajo de ésta. En el caso de las medidas de caudal es obligatorio tener mediciones telemétricas, para lo cual el diseño debe establecer claramente el punto de medición, los instrumentos a ser utilizados, la frecuencia de toma de datos de caudales y el nivel de precisión de las medidas.

9.7.2 Golpe de Ariete

En todas las líneas de impulsión de bombeos de EPM, deben medirse las sobrepresiones y las subpresiones generadas bajo condiciones normales de operación de flujo no permanente, anotando en forma específica la forma de operación de las válvulas y bombas. En este caso es obligatorio el uso de telemetría. El diseño debe establecer en forma clara los puntos de medición, los aparatos de medición, la frecuencia de toma de datos y el nivel de precisión. Estos registros deben guardarse en las bases de datos de EPM para alimentar los modelos hidráulicos del sistema de alcantarillado.

9.7.3 Línea Piezométrica

A lo largo de todo el período de diseño del proyecto debe hacerse una revisión de la

línea piezométrica o línea de gradiente hidráulico a lo largo de todas las tuberías de impulsión. La medición de la línea piezométrica debe ser permanente, y el diseño debe establecer en forma clara los puntos de medición, los instrumentos a ser utilizados, la frecuencia de medición y la precisión de éstas. Para las tuberías de impulsión de EPM es obligatorio tener instrumentación telemétrica. Los registros deben ser guardados en las bases de datos de EPM con el fin de alimentar los modelos hidráulicos de la red de alcantarillado.

9.7.4 Instrumentación y telemetría en las tuberías de impulsión

En todos los puntos de la línea de impulsión en los cuales exista instrumentación telemétrica, establecida en el diseño, debe verificarse que la precisión de los instrumentos en el momento de entrar en operación esté dentro del rango $\pm 1\%$. Adicionalmente, debe verificarse su correcta instalación en los diferentes puntos de la tubería, en forma permanente a lo largo del período de diseño del proyecto.

En el caso específico de los sensores o transductores de presión, debe verificarse que la capacidad de éstos cubra todo el rango de presiones que pueda presentarse en la línea de impulsión, tanto bajo condiciones normales de operación como bajo condiciones de emergencia, en particular las sobrepresiones y subpresiones ocasionadas por los casos de flujo no permanente.

En el caso de los sensores de nivel, debe verificarse que la capacidad de éstos cubra todo el rango de niveles que pueda presentarse en el canal afluente y en el pozo de succión, tanto bajo condiciones normales de operación como bajo condiciones de emergencia, en particular los niveles máximos y mínimos que se puedan presentar.

Con respecto a los medidores de velocidad y de caudal, debe verificarse que la capacidad de éstos cubra todo el rango de velocidades que puedan presentarse en la tubería, tanto bajo condiciones normales de operación como bajo condiciones de emergencia.

9.7.5 Punto de operación de la bomba

Con los datos de caudal y de altura piezométricas medidos, se debe verificar en forma continua el punto de operación de las bombas, con el fin de asegurar que se esté operando en los puntos de eficiencia máxima dados por el diseño. El diseñador debe establecer el rango de precisión de estas medidas por fuera del cual se requiera una revisión del estado de bombas y de los demás equipos electromecánicos de la estación elevadora y/o de bombeo.

9.7.6 Uso de tecnologías de información para la operación

La operación de las tuberías de impulsión se debe modelar en un programa de modelación hidráulica de redes, preferiblemente basado en el método del gradiente. Dicho modelo debe tener en cuenta la altimetría, planimetría y las características hidráulicas y de operación de la red de alcantarillado aguas arriba y aguas abajo de la estación. La topología del modelo debe representar de manera precisa la condición actual de la red. La operación del sistema se debe modelar sobre un modelo hidráulico calibrado para representar el comportamiento real de la red. Por consiguiente, el modelo hidráulico utilizado debe contar con rutinas de calibración.

9.8 ASPECTOS DEL MANTENIMIENTO RELACIONADOS CON EL DISEÑO

El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo debe incluir un programa rutinario de labores de inspección, mantenimiento y reparación, estableciendo una serie de actividades diarias, semanales, mensuales y anuales. El diseño debe incluir la posibilidad de accesos que permitan hacer mantenimiento mediante cepillos metálicos al interior de la tubería para mantener la eficiencia del bombeo.

Con respecto a los aspectos de mantenimiento, se debe seguir todo lo establecido en el Sistema de Gestión de Calidad de EPM.

El diseño de la estación elevadora y/o de bombeo también debe incluir aquellos aspectos de mantenimiento que deben llevarse a cabo en el momento en que se detecte pérdida de eficiencia en el bombeo. El diseño debe establecer el nivel de eficiencia para el cual se debe iniciar el proceso de mantenimiento de la bomba o la estación elevadora y/o de bombeo, con el fin de volver a colocar el equipo en su nivel de máxima eficiencia.

Con respecto a los equipos eléctricos que forman parte de la estación, el mantenimiento debe realizarse de acuerdo con los manuales de mantenimiento elaborados por cada empresa, los cuales deben basarse en lo establecido en el código eléctrico colombiano (Norma Técnica Colombiana NTC 2050) y los manuales de operación y mantenimiento de los fabricantes de los equipos eléctricos.

Con respecto a las válvulas, incluyendo las válvulas de cheque, se debe verificar el funcionamiento de operación de ésta por lo menos cada seis meses.

En el caso del pozo de succión, si éste existe, se debe hacer limpieza y verificación de filtraciones, por lo menos una vez cada seis meses.

9.8.1 Mantenimiento correctivo y preventivo

Todos los elementos que formen parte de la estación elevadora y/o de bombeo deben tener programas de mantenimiento. Las labores de mantenimiento deben ser siempre de tipo preventivo. Para esto, el diseño debe considerar las rutinas de mantenimiento desde la época de concepción del proyecto y debe permitir en todo caso, el normal funcionamiento de la estación sin interrupciones en el servicio.

9.8.2 Registro de mantenimientos

Siempre que EPM hagan labores de mantenimiento en las estaciones elevadoras y/o de bombeo y en las tuberías de impulsión y succión, deben cumplirse los siguientes requisitos:

1. Es obligatorio anotar la fecha del daño, el tipo de daño ocurrido, la causa del daño, los repuestos

utilizados y los procedimientos de reparación, cuando se trate de enfrentar una situación de emergencia.

2. En el caso de mantenimientos preventivos, tanto de las líneas de tuberías como del equipo electromecánico, es obligatorio anotar la fecha del mantenimiento, el tipo de mantenimiento, los repuestos utilizados y los procedimientos desarrollados durante las labores de mantenimiento.
3. EPM debe llevar una base de datos con el registro histórico de los daños ocurridos en la estación elevadora y/o de bombeo y las tuberías, así como de los mantenimientos preventivos que se hagan en ésta.

9.8.3 Disponibilidad de repuestos

En el caso de que se requieran repuestos para labores de mantenimiento de las estructuras y/o accesorios que conforman las estaciones elevadoras y/o de bombeo, debe tenerse en cuenta lo siguiente:

1. La consecución y localización in situ de los repuestos debe ser inmediata para aquellos casos que impliquen la suspensión del servicio, ya sea por mantenimiento preventivo o por situaciones de emergencia.
2. Para los repuestos que no impliquen suspensión del servicio, la consecución y localización in situ de

éstos debe hacerse como máximo en un día.

9.8.4 Mantenimiento de accesorios

Para el caso de los accesorios que formen parte de la estación elevadora y/o de bombeo, se requieren las siguientes labores de mantenimiento: en el caso de las válvulas y rejillas de cribado, debe verificarse el estado, la apertura, etc. al menos una vez cada mes.

En todo caso el mantenimiento de válvulas y accesorios debe realizarse teniendo en cuenta las normas técnicas respectivas.

9.8.5 Uso de tecnologías de información para labores de mantenimiento

Las operaciones de mantenimiento se deben apoyar en un modelo hidráulico calibrado con el fin de dimensionar el impacto de las acciones de intervención sobre la estación elevadora y/o de bombeo y las tuberías de succión e impulsión. De esta manera, si se planea realizar cierres en la red, éstos deben ser modelados para entender el comportamiento y el impacto de la acción a realizar.

Las intervenciones en campo deben estar apoyadas por sistemas de posicionamiento global, GPS, de manera que se permita una rápida actualización de cualquier cambio de la red sobre la cartografía digital de la zona. En caso de que existan cambios en esta información, ésta debe ser enviada al Sistema de Información Geográfico del SIGMA de EPM.

Capítulo 10 PROYECTOS URBANÍSTICOS

10.1 ALCANCE

En este capítulo se establecen los criterios básicos y requisitos mínimos que deben cumplir los diseños para la expansión, ampliación y optimización de redes de alcantarillado público presentados a EPM por particulares, y de los tramos de empalme a la red pública, cuando no se requiere de la presentación de diseños de redes públicas de alcantarillado. Todo diseño de este tipo de red de alcantarillado para la operación y mantenimiento de EPM, debe cumplir con lo establecido en el Reglamento General de las EPM, basado en la Ley 142/94 Título VIII y la Ley 689 de 2001, o las que la reemplacen, para la prestación de los servicios de acueducto y alcantarillado en todo el territorio nacional.

Adicionalmente, todos los proyectos de redes de alcantarillado en urbanizaciones públicas y privadas, abiertas y cerradas, deben cumplir con el Decreto 302 de 2000 del Ministerio de Desarrollo Económico y su Decreto Modificatorio 229 de 2000, o aquel que lo modifique. Además, el diseño también debe hacer referencia a los decretos y normas internas de EPM, a lo estipulado por el RAS, en su versión vigente, en lo referente a los aspectos técnicos de las redes de alcantarillado y al Código de Fontanería NTC 1500, o aquellos que los reemplacen.

10.2 CONSIDERACIONES GENERALES

En el diseño de redes de alcantarillado se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones generales, tanto para Redes Privadas como para Redes Públicas.

1. Cuando se diseñen descargas de aguas lluvias a quebradas se debe colocar los niveles mínimos y máximos de agua y la cota de fondo de la quebrada en el sitio de la descarga, según lo exigido por la Autoridad Ambiental Competente.
2. Para el diseño de las cimentaciones se deberán considerar las condiciones

actuales y futuras, tales como vías proyectadas, entre otras.

3. La selección del tipo de sumidero deberá justificarse. Su localización definitiva debe ser confirmada en el campo de común acuerdo con el ingeniero que supervisa la construcción de las redes por parte de EPM.
4. Todo tipo de descarga de aguas lluvias a quebradas o coberturas debe formar un ángulo máximo de 45° con el eje de la quebrada o la cobertura en el sentido del flujo o la autorizada por la autoridad ambiental competente.
5. La localización de la servidumbre debe estar plasmada en los planos de diseño y construcción
6. Los urbanizadores deben ser responsables por la afectación de las redes de servicios existentes que pasen por los lotes del proyecto urbanístico y efectuar las reubicaciones en caso de que exista una aprobación previa por parte de EPM.

10.2.1 Redes Privadas

Las redes privadas de alcantarillado son aquellas redes que están al interior de las urbanizaciones cerradas cuya operación y mantenimiento es responsabilidad de los copropietarios. Para este tipo de redes se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

1. Dentro del diseño, se debe incluir el último tramo de red de la urbanización, que la empalma con la red pública de alcantarillado.
2. EPM deben revisar el diseño y supervisar la construcción del tramo de empalme de la urbanización con la red pública, mas no es su responsabilidad hacer las labores de operación y mantenimiento de este tramo. EPM debe realizar únicamente la verificación de la red externa del proyecto y los derrames de aguas lluvias y residuales.
3. Las redes al interior de la urbanización son responsabilidad del urbanizador y, según la Ley, éstas deben seguir lo establecido en el RAS, en su versión vigente, y en la Norma NTC 1500 -

- Código de Fontanería, o aquella que la reemplace.
4. Con base en el Artículo 7 del Decreto 302, EPM debe exigir un sistema de bombeo de aguas residuales y/o lluvias en aquellos casos en que los niveles de piso acabado, de cualquier edificación, estén por debajo de los N.P.A. de las rasantes de vías, zonas verdes o pisos duros en los cuales se encuentre ubicada la red pública o privada a la cual descargará la edificación sus aguas residuales o lluvias. Este bombeo debe hacerse hasta un nivel superior o igual al de la rasante de vía.
 5. Para proyectos de urbanizaciones en otros municipios atendidos por EPM, diferentes a Medellín, se deben cumplir los mismos requisitos mínimos y, además, los que exijan los propios municipios.
 6. Los urbanizadores deben ser responsables por la afectación de las redes de servicios que pasen por los lotes del proyecto y efectuar las reubicaciones, previa aprobación por parte de EPM.
 7. EPM solo revisará en su etapa de diseño y construcción el tramo de empalme.
 8. Cuando las redes contemplan áreas externas al proyecto y excedan la necesidad del proyecto, podrá hacerse un reconocimiento por parte de EPM.
 9. La Operación y Mantenimientos de todas las redes privadas y tramos de empalme es responsabilidad de la copropiedad
 10. La conexión al sistema de alcantarillado se efectuará con acometida cuando ésta tenga máximo un diámetro comercial inferior a la red principal, de lo contrario la conexión será mediante tramo de empalme. Adicionalmente, la conexión a las redes públicas debe efectuarse mediante un tramo de empalme cuando existan redes privadas que al interior tengan acometidas de varios inmuebles que se conectan a esta red. En los casos en que la longitud sea mayor a 15 m, la conexión a las redes públicas debe efectuarse mediante un tramo de empalme.
 11. Donde sea técnicamente factible, debe existir una acometida de alcantarillado por unidad habitacional o unidad no residencial, para lo cual EPM efectuará la verificación de los derrames acorde con esta condición para el acceso a los servicios. Para el caso de viviendas unifamiliares, bifamiliares y locales, cuyo frente sea máximo de 6.0 m, puede autorizarse la construcción de acometidas conjuntas, es decir, una sola tubería descargando simultáneamente dos o más inmuebles hasta un máximo de 4.
 12. Para el caso de acometidas conjuntas el Urbanizador debe adicionar una cláusula a las escrituras, en los siguientes términos: "El comprador declara tener conocimiento de que la acometida de alcantarillado desde la red principal hasta la caja de andén de los inmuebles marcados en sus puertas con los números (números de las viviendas) es compartida por los inmuebles. Por tal motivo, cualquier costo de reparación en dicha acometida será pagado por partes iguales entre los propietarios que utilicen la acometida".

10.2.2 Redes Públicas

Las redes públicas de alcantarillado son aquellas que hacen parte del sistema de alcantarillado y cuya operación y mantenimiento corre por cuenta de EPM. Para este tipo de redes se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

1. Los diseños deben cumplir las normas vigentes de EPM.
2. EPM debe revisar el diseño y supervisar la construcción de las redes que serán anexadas a su sistema de alcantarillado. Es responsabilidad de EPM hacer las labores de operación y mantenimiento de estas redes.
3. Con base en el Artículo 7 del Decreto 302, EPM debe exigir un sistema de bombeo de aguas residuales y/o lluvias en aquellos casos en que los niveles de piso acabado, de cualquier edificación, estén por debajo de los N.P.A. de las rasantes de vías, zonas verdes o pisos duros en los cuales se encuentre ubicada la red pública o privada a la cual descargará la

edificación sus aguas residuales o lluvias. Este bombeo debe hacerse hasta un nivel superior o igual al de la rasante de vía.

4. Para proyectos de urbanizaciones en otros municipios atendidos por EPM, diferentes a Medellín, se deben cumplir los mismos requisitos mínimos y, además, los que exijan los propios municipios.
5. Otras consideraciones dadas por EPM.

10.3 INFORMACIÓN PREVIA AL DISEÑO

Antes de realizar el diseño de la red de alcantarillado en una urbanización, el urbanizador debe solicitar la Factibilidad de Prestación de los Servicios de Acueducto y Alcantarillado y consultar en EPM la información sobre las redes de servicios existentes en la zona del proyecto.

De acuerdo con esto, y con la Factibilidad, EPM especifica los sitios posibles de empalme con la red pública. El diseño debe cumplir con los parámetros establecidos en los capítulos 4, 5, 6, 7 y 8 de esta norma.

10.4 REQUISITOS PARA APROBACIÓN DEL DISEÑO POR PARTE DE EPM

El diseño de la red de alcantarillado para un proyecto de urbanización o cualquier proyecto de expansión de redes, debe cumplir con los siguientes requisitos mínimos, para que sea aprobado por EPM:

1. Factibilidad de prestación de los servicios de acueducto y alcantarillado emitido por EPM. La vigencia de las factibilidades para la prestación de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y/o alcantarillado se otorga para un plazo de dos años, contados a partir de su fecha de expedición, y se sujeta a cambios en la información contenida en la solicitud inicial de la Factibilidad, como también a la condición de que se mantenga la capacidad de las redes existentes desde las cuales se hubiese otorgado la factibilidad. En consecuencia, el

constructor y/o urbanizador deberá solicitar la revisión de la factibilidad en caso de que la capacidad de tales redes se comprometa por una modificación en la normatividad nacional o en los planes de ordenamiento territorial de los municipios en los que se pretenda desarrollar el proyecto, como también en caso de cambio en la información contenida en la solicitud inicial de la Factibilidad.

2. Plano de vías, loteo y rasantes definitivas aprobado por la entidad competente en cada Municipio.
3. Licencia de urbanismo y/o construcción emitida por la entidad competente en cada Municipio, permiso de ocupación espacio público, entre otros.
4. Planos y memorias de cálculo, que deben cumplir lo especificado en el Numeral 2.6 de esta norma y los requisitos establecidos en las listas de chequeo del procedimiento para la revisión del diseño de urbanizaciones de EPM.
5. Certificado del Grupo de Geodesia del Departamento Administrativo de Planeación Municipal de Medellín con la aprobación de los amarres horizontales y verticales para redes públicas.
6. Información de Planes de Ordenamiento Territorial del municipio donde se desarrollará el proyecto: Usos del suelo del sector, densidades, vías proyectadas, tratamientos e intervenciones.
7. Tramos de red que requieren servidumbre y carta de intención de constitución de la servidumbre adjuntando certificado de libertad del predio.
8. Estudios geotécnicos, de suelos y estructurales.

Habiendo cumplido los requisitos anteriores, la aprobación del proyecto es válida por dos años. Cumplida la caducidad, EPM debe aceptar lo construido durante la vigencia; lo restante debe ser sometido a una revisión de EPM desde la factibilidad y diseños.

10.5 PARÁMETROS DE DISEÑO

10.5.1 Parámetros generales de diseño

Para el diseño de un proyecto de expansión, ampliación y optimización de redes se deben seguir los parámetros de diseño establecidos en los Capítulos 4, 5, 6, 7 y 8 de esta norma. En particular se deben cumplir los siguientes parámetros generales de diseño:

1. Toda vía o tramo de vía pública que se construya, debe ser dotada de redes de alcantarillado aprobadas por EPM.
2. Cuando se trate de redes que arrancan al interior de un proyecto cerrado, pero que drenen áreas externas, la cámara de arranque debe quedar ubicada en la parte exterior del lindero para evitar problemas de servidumbres, cuando los proyectos externos se conecten a esa red.
3. Las redes de alcantarillado deben proyectarse por las vías, ya que la ubicación de las redes dentro de las zonas verdes dificulta las labores de mantenimiento y las raíces de los árboles pueden dañar la red.
4. En todos los casos se debe cumplir con lo estipulado en el Numeral 3.4.3 "Distancias mínimas a otras redes de servicios públicos" de esta norma, en cuanto a la separación de las redes de alcantarillado con respecto a otras redes de servicios públicos.
5. Al alcantarillado interno de aguas residuales, se empalmarán los desagües de los baños, pocetas para el lavado de loza y/o ropa, lavamanos, bidés, lavaescobas, salidas de lavadoras, garajes cubiertos, pisos de los cuartos, sanitarios, bajantes de aguas residuales y en general todas las zonas cubiertas.
6. Al alcantarillado de aguas lluvias se empalmarán los patios, techos, bajantes y en general todas las áreas descubiertas.
7. Las cunetas y/o canales mostradas en los planos no son revisadas ni recibidas para su operación y mantenimiento por parte de EPM.
8. Cuando el planteamiento urbanístico y/o arquitectónico del proyecto, presenta niveles de piso acabado por

debajo de la rasante de la vía en el punto de conexión de las aguas lluvias y/o residuales, se deberá implementar un sistema de bombeo interno, que permita el drenaje por gravedad de dichas aguas a la red, mediante tanques de succión y estructuras intermedias debidamente separadas.

9. Las viviendas y/o locales comerciales que comparten el mismo techo, como un solo elemento estructural y arquitectónico, podrán descargar las aguas lluvias generadas en dicha estructura por medio de una sola acometida y/o tramo de empalme según la alternativa discutida y avalada en la etapa de diseño conceptual; lo cual deberá quedar debidamente registrado en el reglamento de copropiedad y escritura pública

10.5.2 Acometidas

Las acometidas se deben diseñar siguiendo lo estipulado en esta norma para una red de alcantarillado. Adicionalmente, el diseño debe cumplir con las siguientes especificaciones:

1. Para edificios multifamiliares se debe colocar una acometida por cada edificio.
2. El diámetro nominal mínimo de la acometida debe ser de 150 mm.
3. La pendiente mínima de la acometida debe ser del 2%.
4. La longitud máxima de la acometida debe ser de 15 m.
5. Los materiales usados para la acometida deben cumplir con lo especificado en esta norma en el Numeral 4.2.6 y en las "Normas y Especificaciones Generales de Construcción de EPM".
6. Cuando la tubería principal sea de concreto el empalme debe incluir una caja de empalme a la red pública.
7. Cuando la tubería principal sea de material diferente al concreto, se deben usar los accesorios adecuados para el empalme, tales como yees prefabricadas, uniones termo soldadas, etc.
8. Adicionalmente, el diseñador debe seguir lo establecido en la Especificación 806 del manual

“Normas y Especificaciones Generales de Construcción” de EPM.

9. Las acometidas se deben dimensionar según NTC 1500, en relación con la distancia mínima a paramentos de edificaciones.

10.5.3 Cajas de empalme a la red

Estas estructuras se deben construir con el objeto de empalmar la acometida a la red pública de alcantarillado, cuando la tubería principal sea de concreto. Las cajas deben cumplir con lo establecido en la Especificación 814 del manual “Normas y Especificaciones Generales de Construcción” de EPM.

10.5.4 Cajas de empalme para domiciliaria en acera o zona verde

Estas estructuras se deben construir con el fin de empalmar la red interna de la edificación con la acometida de alcantarillado y permitir las labores de inspección y limpieza. Se deben utilizar para las conexiones domiciliarias de aguas lluvias y aguas residuales. Adicionalmente, se deben localizar en la acera o zona verde. En todo caso, se debe cumplir con lo establecido en la Especificación 815 del manual “Normas y Especificaciones Generales de Construcción” de EPM.

10.5.5 Verificación del comportamiento hidráulico de la red receptora

Para la conexión de toda edificación o urbanización es requisito verificar el comportamiento hidráulico de la red pública, una vez reciba los nuevos caudales aportados por la urbanización. Para esto el diseñador debe hacer los cálculos de flujo uniforme con los nuevos caudales si la tubería receptora tiene un diámetro nominal de hasta 350 mm; en caso contrario debe hacer un cálculo de flujo gradualmente variado, con el fin de establecer la nueva línea piezométrica. En ambos casos se debe verificar que el nuevo caudal no va a causar

problemas de sobrecarga en las tuberías existentes aguas arriba y aguas abajo de la acometida o empalme y que los nuevos niveles no vayan a afectar otras acometidas desde el punto de vista de posibles contraflujos. Para esta verificación se debe hacer referencia a lo establecido en el Capítulo 4 de la presente norma.

10.5.6 Protocolo de pruebas

El diseñador de la red de alcantarillado, para urbanizaciones, debe especificar un protocolo de pruebas que permita establecer que el comportamiento hidráulico de la red esté de acuerdo con lo contenido en el diseño. Para esto, el diseño debe incluir el número de puntos y localización donde se deben hacer medidas de caudal y nivel, uno de los cuales debe ser el sitio de empalme o acometida, así como también debe especificar el tipo de aparatos de medición, su precisión, y su rango de medida. Adicionalmente, el diseño debe especificar la duración de las mediciones, la frecuencia de las mediciones y las condiciones hidráulicas para las cuales se deben tomar las medidas.

En caso de que EPM decida ejecutar el protocolo de pruebas, dado por el diseñador, se debe hacer uso de un programa de cálculo de redes de alcantarillado que tenga capacidad de análisis de flujo gradualmente variado en sistemas de tuberías con flujo a superficie libre, para comprobar el estado de funcionamiento hidráulico de la red. En todos los casos, el programa utilizado debe ser compatible con el programa de cálculo hidráulico en EPM, así como con el sistema de información geográfica del SIGMA de EPM y las bases de datos de las diferentes gerencias de la empresa.

Capítulo 11 ASPECTOS AMBIENTALES

11.1 ALCANCE

Este capítulo presenta los requisitos mínimos, desde el punto de vista ambiental que se deben cumplir como parte del diseño de sistemas de alcantarillado desarrollados por EPM, con el fin de dar un adecuado manejo a los impactos que se generen durante el desarrollo de las actividades del diseño, construcción y operación del proyecto.

Se recomienda a los urbanizadores seguir todos los pasos descritos en este capítulo, como mínimo deben cumplir con todo lo estipulado en el Numeral 11.6.

11.2 IDENTIFICACIÓN DE ACTIVIDADES QUE PUEDEN GENERAR IMPACTOS AMBIENTALES.

Se deben identificar las actividades que durante el diseño, construcción y operación del proyecto tendrán alguna relación con el ambiente y que por lo tanto podrían generar algún impacto adverso o benéfico.

Para determinar si la actividad analizada puede generar impactos, pueden hacerse preguntas que permitan identificar si ésta tiene alguna interacción con el ambiente, como: ¿Se requiere para su realización el consumo de sustancias químicas u otros insumos? ¿Se consume agua y/o energía? ¿Se generan residuos? ¿Se generan vertimientos?, entre otras.

11.3 CARACTERIZACIÓN DEL AMBIENTE

El diseñador debe realizar un reconocimiento del entorno en el que se desarrollará el proyecto. Deberá identificar y caracterizar los componentes ambientales, bióticos, abióticos y sociales que se verán afectados por la realización de las obras y su posterior

operación. En la Tabla 11-1 se enumeran algunos ejemplos de estos componentes.

Tabla 11-1 Ejemplos de componentes ambientales que pueden ser afectados

Sistema	Componente
Biótico	Flora
	Fauna
Abiótico	Agua
	Aire
	Suelo
	Paisaje
Social	Actividades económicas
	Espacio público
	Patrimonio cultural
	Patrimonio arqueológico
	Componente demográfico

De acuerdo con lo anterior, se debe revisar por ejemplo, la información existente sobre la calidad de las fuentes hídricas, calidad del aire, estado de la flora y la fauna, usos del suelo, características de las comunidades vecinas y demás, dependiendo de las interacciones que las actividades tengan con el ambiente.

11.4 IDENTIFICACIÓN Y VALORACIÓN DE ASPECTOS E IMPACTOS AMBIENTALES QUE SE GENERARÁN

Para la identificación y valoración de los aspectos e impactos ambientales se puede emplear cualquier metodología existente. En el caso de los diseños contratados directamente por EPM, se debe emplear la metodología que el contratante sugiera.

Un aspecto ambiental es un **elemento de las actividades, productos o servicios** de una organización, que puede interactuar con el medio ambiente. A éste pueden asociarse uno o varios impactos ambientales. Un aspecto ambiental relevante es aquel que tiene o puede tener un impacto ambiental significativo asociado.²⁸

La identificación de los aspectos ambientales debe considerar las condiciones de operación normales y anormales, igual que

²⁸ Tomado de la norma ISO 14000 versión 2004.

cualquier situación razonablemente previsible de emergencia.

Se considera impacto ambiental cualquier *cambio* en el entorno, adverso o benéfico, resultante total o parcialmente de las actividades, productos o servicios de una organización²⁹.

Un impacto es consecuencia de la existencia de un aspecto ambiental. Algunos ejemplos se muestran en la Tabla 11-2.

Tabla 11-2. Ejemplos impactos ambientales

Aspecto ambiental	Impacto ambiental
Vertimiento	Contaminación del agua
	Deterioro del paisaje
	Mejoramiento de las condiciones de las cuencas receptoras.
Emisión de material particulado	Contaminación del aire
	Incremento de molestias en la comunidad

En la Tabla 11-4 se presenta una guía de los aspectos e impactos ambientales que pueden presentarse debido a las actividades realizadas durante el diseño, construcción y operación de un sistema de alcantarillado.

Teniendo en cuenta las actividades que pueden generar impactos y la caracterización del ambiente, se deben identificar los aspectos e impactos ambientales, (negativos y positivos), que puedan presentarse durante las etapas de diseño, construcción y operación.

A cada aspecto ambiental se asocian uno o más impactos ambientales, teniendo en cuenta las afectaciones (negativas y benéficas) que puede generar la acción o tarea analizada sobre los diferentes componentes ambientales.

La valoración de los impactos, permite priorizar las acciones que deben ejecutarse con el fin de darles un adecuado manejo.

Los parámetros que se tienen en cuenta para esta valoración dependen de la metodología que se aplique. El resultado es la significancia del impacto, lo cual permite priorizar y definir las medidas de manejo adecuadas, que pueden ser, entre otras: programas, controles operacionales, capacitaciones y sensibilizaciones.

11.5 DEFINICIÓN DE MEDIDAS DE MANEJO

Para aquellos impactos que se consideren significativos, se deberán definir las medidas de prevención, mitigación, compensación, corrección o potenciación que se consideren adecuadas.

Parte de estas medidas de manejo se encuentran incluidas en la especificación particular 1300 A1, o la guía que la sustituya.

El diseñador deberá realizar una cuantificación preliminar de los costos de la implementación de las medidas de manejo.

11.6 CUMPLIMIENTO DE LA NORMATIVIDAD AMBIENTAL VIGENTE

Se debe cumplir con toda la normatividad ambiental vigente existente, teniendo en cuenta el trámite de los permisos ambientales correspondientes. En la Tabla 11-3 se presenta un listado de los permisos y autorizaciones que comúnmente deben tramitarse en este tipo de proyectos.

²⁹ Tomado de la norma ISO 14000 versión 2004.

Tabla 11-3. Permisos y autorizaciones ambientales que deben tramitarse.

Aspecto Ambiental	Trámite	Entidad ante la que se tramita
Intervención de cuencas	Permiso de ocupación de cauce	Autoridad ambiental
	Concesión	
Intervención de acuíferos	Permiso de prospección y exploración de agua subterránea	Autoridad ambiental
	Concesión	
Vertimiento	Permiso de vertimientos	Autoridad ambiental
Intervención de flora	Permiso de aprovechamiento forestal	Autoridad ambiental
Ocupación del espacio público	Permiso de ocupación del espacio público	Secretaria de gobierno
	Plan de manejo de tránsito	Secretaria de movilidad
Vibraciones	Permiso de rotura de pavimentos	Secretaria de infraestructura
Emisión de ruido	Permiso de emisión de ruido nocturno y en días feriados	Inspección de policía
Licencia de construcción	Licencia de construcción	Planeación municipal o curaduría.

11.7 INSTRUMENTOS LEGALES DE CONTROL TERRITORIAL Y AMBIENTAL

La Ley 388 de 1997 y la Ley 99 de 1993 disponen de una serie de instrumentos y procedimientos legales que se deben tener en cuenta en cualquier obra o actividad.

11.7.1 Plan de Ordenamiento Territorial

Para el diseño de sistemas de alcantarillado, se debe tener en cuenta el Plan de Ordenamiento Territorial, en los términos del Capítulo III de la Ley 388 de 1997.

Esta Ley establece que, con el fin de evitar la existencia de zonas urbanas sin posibilidad de cobertura de servicios públicos

domiciliarios, a partir de su promulgación, el perímetro urbano municipal no puede ser mayor que el denominado perímetro de servicios.

11.7.2 Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos, PSMV.

Para el diseño de sistemas de alcantarillado el diseñador deberá tener en cuenta el Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos, PSMV, del lugar donde se ejecute el proyecto. Se define éste, como “ el conjunto de programas, proyectos y actividades, con sus respectivos cronogramas e inversiones necesarias para avanzar en el saneamiento y tratamiento de los vertimientos, incluyendo la recolección, transporte, tratamiento y disposición final de las aguas residuales descargadas al sistema público de alcantarillado, tanto sanitario como pluvial, los cuales deberán estar articulados con los objetivos y metas de calidad y uso que defina la autoridad ambiental competente para la corriente, tramo o cuerpo de agua”. Lo anterior de acuerdo con el Decreto 2667 de diciembre 21 de 2012 y la Resolución 1433 de 13/12/2004 del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial o de aquellos que lo remplacen o modifiquen.

11.7.3 Instrumentos para la planificación, ordenación y manejo de las cuencas hidrográficas y acuíferos

En el diseño de los sistemas de alcantarillado, se debe tener en cuenta lo establecido en los instrumentos de planificación, ordenación y manejo de las cuencas hidrográficas y acuíferos, establecidos en el Decreto 1640 de 2012 o la norma que lo sustituya.

Estos instrumentos son:

1. Planes Estratégicos, en las Áreas Hidrográficas o Macrocuencas.
2. Programa Nacional de Monitoreo del Recurso Hídrico, en las Zonas Hidrográficas.
3. Planes de Ordenación y Manejo de Cuencas Hidrográficas, en Subzonas Hidrográficas o su nivel subsiguiente.
4. Planes de Manejo Ambiental de Microcuencas, en las cuencas de nivel

inferior al del nivel subsiguiente de la Subzona Hidrográfica.

5. Planes de Manejo Ambiental de Acuíferos

11.7.4 Planes de ordenamiento del recurso hídrico –PORH-

En el diseño de los sistemas de alcantarillados, se debe tener en cuenta lo establecido por la autoridad competente para la ordenación del recurso hídrico, de acuerdo a lo dispuesto en el Decreto 3930 de 2010.

Entiéndase como Ordenamiento del Recurso Hídrico, el proceso de planificación del mismo, mediante el cual la autoridad ambiental competente:

1. *Establece la clasificación de las aguas.*
2. *Fija su destinación y sus posibilidades de uso, con fundamento en la priorización definida para tales efectos en el artículo 41 del Decreto 1541 de 1978.*
3. *Define los objetivos de calidad a alcanzar en el corto, mediano y largo plazo.*
4. *Establece las normas de preservación de la calidad del recurso para asegurar la conservación de los ciclos biológicos y el normal desarrollo de las especies.*
5. *Determina los casos en que deba prohibirse el desarrollo de actividades como la pesca, el deporte y otras similares, en toda la fuente o en sectores de ella, de manera temporal o definitiva.*
6. *Fija las zonas en las que se prohibirá o condicionará, la descarga de aguas residuales o residuos líquidos o*

gaseosos, provenientes de fuentes industriales o domésticas, urbanas o rurales, en las aguas superficiales, subterráneas, o marinas.

7. *Establece el programa de seguimiento al recurso hídrico con el fin de verificar la eficiencia y efectividad del ordenamiento del recurso.*

11.7.5 Zonas de interés arqueológico

Deberá tenerse en cuenta lo establecido por la Ley 397 de 1997 (modificada por la Ley 1185 de 2008), en cuanto a los planes de manejo arqueológico y las autorizaciones que deben solicitarse para la intervención de bienes de interés cultural.

Igualmente deberá cumplirse con el Decreto 833 de 2002, para lo cual debe establecerse, desde el diseño del proyecto de alcantarillado, un procedimiento a seguir en caso de encontrar durante la ejecución de las obras hallazgos arqueológicos.

Se recomienda que para evitar retrasos durante la etapa de construcción, se realice un estudio arqueológico que permita prever retrasos en las obras, debido a posibles hallazgos y a la aplicación de las medidas que para su rescate, determinen el Ministerio de Cultura y el Instituto Colombiano de Arqueología e Historia.

Tabla 11-4. Guía de aspectos e impactos ambientales que pueden presentarse durante el diseño, construcción y operación de un sistema de alcantarillado.

Tema	Aspecto ambiental	Descripción aspecto	Impactos ambientales asociados
Agua	Vertimiento	Se refiere a la descarga de cualquier tipo de agua residual en una fuente de agua	Contaminación del agua
			Afectación del paisaje
			Deterioro del ecosistema natural
			Molestias en la comunidad
			Mejoramiento de las condiciones de las cuencas receptoras
	Intervención de cuencas	Se refiere a la alteración de las condiciones de cualquier cuenca y cuerpo de agua. Puede generarse a partir de la intervención a nacimientos, zonas de recarga, rondas de protección, la ocupación del cauce de una corriente, la afectación del caudal, la desviación, derivación o captación de caudales, la introducción de cambios en el drenaje natural, el aumento del transporte de sedimentos	Modificación de la dinámica de fuentes hídricas
			Disminución del riesgo de inundaciones
			Deterioro del ecosistema natural
			Disminución de la disponibilidad de agua
			Generación de conflictos por uso del agua
Mejoramiento de las condiciones de las cuencas captadas			
Aire	Emisión de gases contaminantes	Se refiere a la emisión de gases contaminantes (CO, CO ₂ , NO _x , SO _x , SF ₆ , CFC, CH ₄ y demás), que pueden provenir de actividades como el transporte, la operación de plantas de emergencia, la operación de equipos que utilicen combustibles.	Contaminación del aire
			Daños a la salud de la población
	Emisión de ruido	Se refiere a la emisión de ruido debido a la operación de equipos y maquinaria, perceptible por fuera de las instalaciones o proyecto.	Molestias en la comunidad
			Daños a la salud de la población
	Emisión de material particulado	Se refiere a la emisión de material particulado al ambiente, el cual puede provenir de la operación de equipos, vehículos o maquinaria; del almacenamiento de materiales, de actividades relacionadas con la construcción de obras civiles y demás.	Contaminación del aire
Daños a la salud de la población			
Generación de olores ofensivos	Se refiere a la generación de olores que causen molestias en la comunidad, los cuales pueden provenir de la operación de plantas de tratamiento, del mantenimiento de redes de alcantarillado, de las fugas en dichas redes y demás.	Molestias en la comunidad	
Residuos	Generación de residuos	Se refiere a la generación de residuos de cualquier tipo (especiales, ordinarios, biodegradables y peligrosos)	Aumento de la cantidad de residuos a manejar
Flora	Intervención de flora	Comprende la modificación (siembra, poda, tala, trasplante, remoción de pastos, maleza, rastrojo, individuos arbóreos y demás. También se relaciona con la remoción de malezas en los embalses.	Pérdida de la cobertura vegetal
			Afectación del paisaje
			Mejora de la calidad del paisaje
			Contaminación del agua
			Deterioro del ecosistema natural
Disminución en la probabilidad de daños en la infraestructura			

Tema	Aspecto ambiental	Descripción aspecto	Impactos ambientales asociados
Suelo	Intervención en la estructura y composición del suelo	Se refiere a la modificación de las características del suelo (permeabilidad, textura, estructura, composición química, compactación, fertilidad, drenaje interno, flujos superficiales, subsuperficiales y nivel freático). Esto puede ser ocasionado por roturas, excavaciones, voladuras y demás.	Desestabilización de suelos Contaminación del agua Daños en bienes públicos y/o privados
	Vibraciones	Relacionadas con voladuras, demoliciones, roturas de pavimento, excavaciones y demás.	Molestias en la comunidad Daños en bienes públicos y/o privados
Paisaje	Intervención del paisaje	Hace alusión a la introducción de elementos artificiales, vallas publicitarias, obstáculos, y otros elementos ajenos que perturban las condiciones existentes en la zona y modifican el paisaje natural o artificial. También se relaciona con las condiciones de orden y aseo que puedan alterar este componente ambiental.	Mejora en la calidad del paisaje Afectación del paisaje Molestias en la comunidad
Social	Generación de empleo	Se refiere a las contrataciones de personal que se realizan para la ejecución de obras o actividades	Generación de expectativas en grupos de interés Mejora en las condiciones económicas en grupos de interés
	Generación de cultura ambiental	Se relaciona con todas aquellas actividades que impliquen capacitaciones y/o sensibilizaciones ambientales dirigidas a los diferentes grupos de interés: proveedores, contratistas, comunidad, servidores	Aumento de prácticas de conservación del medio ambiente
	Adquisición y/o negociación de predios y servidumbres	Se refiere a la modificación total o parcial de predios, casas, edificaciones, públicos y/o privados, para lo cual puede ser necesario la compra de bienes, la negociación de servidumbres y demás.	Generación de expectativas en grupos de interés Desplazamientos de la comunidad
			Cambio en las costumbres de la comunidad
	Intervención sobre el patrimonio cultural	Se refiere a los cambios que se generan en la cotidianidad de los habitantes de una comunidad, en sus valores y tradiciones, en los patrones de consumo, en sus referentes históricos y culturales, en su sentido de pertenencia, cohesión social y demás.	Cambio en las costumbres de la comunidad
	Intervención sobre el patrimonio arqueológico	Se refiere a la intervención en yacimientos, zonas o lugares con valor arqueológico.	Aumento del conocimiento de la historia de los pobladores de la región Pérdida del conocimiento de la historia de los pobladores de la región
Generación de nuevo conocimiento	Se refiere a los resultados de estudios en los cuales se producen nuevas tecnologías, se implementan nuevas metodologías, se estudia un componente ambiental específico en zonas antes no estudiadas, se evalúa el impacto de un subproducto sobre el medio y ambiente y demás.	Implementación de nuevas prácticas y metodologías que contribuyen al mejoramiento ambiental. Aumento del conocimiento en un tema específico	

Tema	Aspecto ambiental	Descripción aspecto	Impactos ambientales asociados
	Ocupación del espacio público	Se refiere a la utilización transitoria del espacio público para colocar los implementos de trabajo (maquinaria, equipos y elementos de construcción) o ejecutar labores propias de la construcción o mantenimiento.	Afectación a la movilidad vehicular y/o peatonal Afectación temporal de actividades económicas Molestias en la comunidad Aumento del riesgo de accidentalidad
	Modificación del uso del suelo	Se refiere a la intervención en la destinación del suelo para actividades específicas	Afectación a actividades económicas o comerciales Desplazamientos de la comunidad
	Suspensión de la prestación de servicios públicos domiciliarios	Se refiere a la suspensión en los servicios públicos domiciliarios debido a la construcción de obras o a labores de mantenimiento	Molestias en la comunidad
Consumos	Consumo de agua	Se refiere al consumo de agua para el desarrollo de las diferentes actividades de un proceso	Aumento de la presión sobre los recursos naturales
	Recirculación o reutilización de agua	Se refiere al aprovechamiento, en otra actividad del proceso o en la misma, del agua que ya ha sido utilizada en una actividad y que cumple con las condiciones de calidad, disminuyendo así la demanda de agua.	Disminución de la presión sobre los recursos naturales
	Consumo de energía	Comprende el empleo de fuentes primarias de energía como carbón, diesel, gasolina, gas, o cualquier otro energético, así como el empleo de fuentes intermedias como la energía eléctrica, utilizado tanto en fuentes fijas (como plantas de emergencia, maquinaria y equipos fijos) como móviles (vehículos, maquinaria y equipos móviles).	Aumento de la presión sobre los recursos naturales
	Aprovechamiento de energía	Se refiere a la generación y aprovechamiento de energía obtenida a partir de subproductos o actividades de procesos no destinados para este fin. Ejemplo: Aprovechamiento de energía hidráulica en las micro centrales, generación de energía a partir de biogás en las PTAR.	Disminución de la presión sobre los recursos naturales
	Consumo de materiales e insumos	Se refiere al consumo de cualquier material o insumo para el desarrollo de los procesos. Ejemplos: papel, trapos, estopas, sustancias absorbentes, cartuchos de impresora, madera, sustancias químicas (pinturas, grasas, aceites, lubricantes, etc.), refrigerantes, entre otros, así como sus empaques, embalajes y envases	Aumento de la presión sobre los recursos naturales
	Consumo de materiales pétreos	Consumo de agregados y materiales pétreos (arcillas, limos, arenas, gravas y fragmentos de roca) para la construcción.	Aumento de la presión sobre los recursos naturales

Tema	Aspecto ambiental	Descripción aspecto	Impactos ambientales asociados
Riesgos	Posible derrame, fuga, incendio o explosión causado por sustancias químicas o residuos peligrosos	Se refiere a derrames, fugas, incendios o explosiones accidentales causadas durante el almacenamiento, transporte o manipulación de sustancias químicas o residuos peligrosos.	Contaminación del aire Contaminación del suelo Contaminación del agua Contaminación del agua, aire, suelo Daños en bienes públicos y/o privados Deterioro del ecosistema natural Riesgos de afectación a la salud o la vida de la población
	Posible fuga de agua por fallas de infraestructura	Se refiere a las fugas que puedan presentarse debido a fallas en la infraestructura de acueducto y saneamiento (redes de acueducto y alcantarillado, tanques de almacenamiento, plantas de potabilización y de tratamiento)	Daños en bienes públicos y/o privados Aumento de la presión sobre los recursos naturales Riesgos de afectación a la salud o la vida de la población Contaminación del agua Contaminación del suelo

Capítulo 12 INTERVENTORÍA

12.1 ALCANCE

En este capítulo se establecen los criterios básicos y requisitos mínimos que debe cumplir la Interventoría durante las actividades de diseño, para los proyectos de alcantarillado de EPM. La Interventoría debe velar por el cumplimiento de los parámetros, criterios y demás especificaciones establecidas en la presente norma y los lineamientos del Plan de Saneamiento y Manejo de Vertimientos –PSMV- vigente de EPM. Así mismo, debe garantizar el cumplimiento de todas las condiciones y especificaciones establecidas en los pliegos de la contratación, si los diseños son el producto de un proceso licitatorio.

La Interventoría debe atender lo establecido en la Resolución 1096 de 2000 del Ministerio de Desarrollo Económico en su artículo 52 “Interventoría” o el que lo reemplace.

El alcance de la revisión, interventoría o supervisión que se realice durante la etapa de diseño, no exime al diseñador de la responsabilidad que le asiste, de acuerdo con la Ley, por los criterios y decisiones adoptadas en el desarrollo de los proyectos.

12.2 PERSONAL DE LA INTERVENTORÍA

El proceso de interventoría debe ser realizado por profesionales idóneos, los cuales deben cumplir con los requisitos mínimos especificados en el Numeral 2.7 de esta norma.

La Interventoría puede ser realizada por personas naturales y/o jurídicas, siempre que los profesionales que ejerzan tales funciones, cumplan con lo señalado en el párrafo anterior.

12.3 INTERVENTORÍA DE DISEÑO

Las actividades de la Interventoría de Diseño incluyen la verificación de metodologías, cálculos y protocolos de prueba para los elementos, estructuras y accesorios que conforman el sistema de alcantarillado. Los

proyectos de sistemas de alcantarillado deben cumplir con los requisitos de diseño establecidos en esta norma para ser aprobados por la Interventoría, y poder iniciar el proceso de construcción.

EPM debe verificar la ejecución administrativa y técnica de las consultorías de diseño, por medio de un interventor o un equipo interventor, el cual, debe hacer un seguimiento de los Planes de Gestión de la Calidad del diseñador, cuando estos sean exigidos en los proyectos contratados por EPM y una inspección de los diseños, que incluye la verificación de los parámetros, metodologías y demás elementos que contempla el diseño de los sistemas de alcantarillado.

12.3.1 Funciones principales de la Interventoría de Diseño

Las principales funciones de la Interventoría de Diseño para los proyectos de sistemas de alcantarillado para EPM son las siguientes:

- Verificar que los diseños y especificaciones definitivas cumplan con todo lo establecido en la presente norma y en la legislación vigente.
- Velar porque los diseños se realicen de acuerdo con lo establecido en los pliegos de condiciones y las especificaciones particulares que se tengan, en caso que los diseños sean producto de una contratación.
- Verificar que los informes y planos presentados por el diseñador contengan la información necesaria que permitan una correcta interpretación durante la etapa de construcción, cumpliendo con lo establecido en el Numeral 2.6 de esta norma.
- Verificar que, de acuerdo con la información presentada por el diseñador, la experiencia de los profesionales que elaboren los diseños cumpla con los requerimientos establecidos en la presente norma.
- Efectuar la inspección de los trabajos de diseño con el fin de identificar posibles no

conformidades que puedan afectar el alcance del objeto del proyecto.

- Ordenar que se corrijan los trabajos de diseño que se detecten defectuosos y realizar la inspección de los mismos.
- Si el diseño es producto de una contratación, la Interventoría es responsable de aplicar las sanciones a que hubiere lugar y que estén estipuladas en los pliegos de condiciones y especificaciones de la contratación.

12.3.2 Interventoría o revisión de diseños de entes externos

EPM debe revisar los diseños que sean elaborados por solicitud de entidades públicas o privadas, externas a éstas y cuyas obras sean entregadas para la operación y el mantenimiento por parte de EPM. La revisión de estos proyectos se debe realizar de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 10 de esta norma, que se refiere a Urbanizaciones.

12.3.3 Verificación de protocolos de pruebas

La Interventoría debe verificar que el diseñador entregue el protocolo de pruebas establecido en el Numeral 3.3.6 de esta norma.

Capítulo 13

TECNOLOGÍAS SIN ZANJA (Trenchless)

13.1 ALCANCE

Las tecnologías sin zanja consisten en la instalación, sustitución o renovación de redes subterráneas con mínima excavación y mínima afectación de las actividades en la superficie. Las tecnologías sin zanja han sido utilizadas con éxito para todos los servicios subterráneos de agua, alcantarillado, gas, conductos eléctricos y de fibra óptica.

Las tecnologías sin zanja ofrecen varias opciones de construcción. Particularmente son atractivas para ser aplicadas en zonas urbanizadas con alto tránsito vehicular y peatonal, donde concurren numerosos servicios públicos subterráneos, en cruces de ríos y corrientes de agua y en general en zonas donde se pueda generar un impacto socio ambiental, urbanístico o sobre las estructuras existentes, o donde existan restricciones para el uso de métodos constructivos a cielo abierto.

Estas tecnologías (Trenchless) se pueden utilizar para instalar nuevas redes y rehabilitar (renovar o reemplazar) las existentes. En algunos casos la tecnología sin zanja es la única opción viable para la ejecución del proyecto.

El diseñador deberá analizar las opciones de las tecnologías sin zanja, dependiendo del tipo de proyecto que se vaya a ejecutar: redes nuevas, o rehabilitación, debido a que existen tecnologías específicas para cada uno de estos casos.

13.2 TÉCNICAS DE INSTALACIÓN

Las técnicas más usadas para la instalación de redes nuevas son:

13.2.1 Pipe ramming

Un sistema orientable para insertar una tubería de acero mediante un martillo de percusión. El suelo puede ser retirado de la tubería de acero por barrenado, chorro de agua, o aire comprimido. Se utiliza para el cruce de autopistas o longitudes cortas.

13.2.2 Pipe jacking y microtunelería

Un sistema de instalación de tuberías detrás de una máquina que excava y retira el suelo excavado al eje de accionamiento, empujadas por un gato hidráulico, de tal manera que las tuberías forman una cadena continua en el suelo.

13.2.3 Perforación horizontal dirigida o HDD

Sistema de perforación del suelo mediante el empleo de un equipo provisto de barras acoplables, en cuyo extremo se conecta una broca de perforación piloto manipulada desde el exterior por un receptor que controla y dirige la trayectoria establecida. Finalizada la perforación piloto y utilizando brocas de mayor tamaño, se completa la excavación hasta el diámetro requerido y se procede con el halado de la tubería de polietileno.

13.2.4 Tubo Piloto

Un método de precisión para instalar una tubería mediante el uso de un tubo piloto guiado y un cabezal que sirve para aumentar el diámetro de la excavación hasta el de la tubería a instalar.

13.3 TÉCNICAS DE REHABILITACIÓN

La rehabilitación es un procedimiento para restaurar, mejorar el funcionamiento o prolongar la vida útil de las tuberías que componen un sistema existente. La rehabilitación puede ser de tipo estructural o hidráulica.

Las técnicas más usadas para la rehabilitación, se dividen en dos grupos que son, renovación y reemplazo.

13.3.1 Técnicas de renovación

La construcción de una nueva red, dentro de la línea existente. La capacidad de la red nueva es similar a la original o un poco mayor.

13.3.1.1 CIPP o tubería de curado en sitio

Es una técnica de rehabilitación por la cual se instala un tubo flexible impregnado de resina en una tubería existente y luego se cura, tomando la forma de la tubería receptora.

13.3.1.2 Close-fit

Es un sistema de revestimiento en el que se introduce un tubo previamente premoldeado, el cual posteriormente recupera su forma circular haciendo contacto con la tubería defectuosa que se va a reemplazar.

13.3.1.3 Sliplining

Consiste en la inserción de un tubo nuevo introducido o empujado en una tubería existente, creando un espacio anular, el cual es llenado con grouting. La tubería utilizada puede ser continua o formada por una serie de tuberías conectadas.

13.3.2 Técnicas de remplazo:

La construcción de una nueva red, a través de la línea existente, la cual es destruida durante el proceso constructivo.

13.3.2.1 Pipe bursting

También conocido como Pipe Cracking, consiste en una técnica para romper el tubo existente mediante la fractura de éste, usando la fuerza mecánica desde el interior, de tal manera que los restos de la tubería existente quedan incrustados en el suelo circundante. Al mismo tiempo, una nueva tubería, del mismo diámetro o más grande, es introducida detrás de la herramienta de ruptura. Para esta técnica se utilizan tubos de PVC o polietileno de alta densidad..

13.3.2.2 Pipe eating

Técnica de sustitución, normalmente basado en microtunelería, en el que una tubería defectuosa se excava junto con el suelo circundante para luego ser reemplazada por una nueva.

13.3.2.3 Técnicas de reparación

Procedimientos puntuales de construcción para restaurar o mejorar la integridad estructural y / o la capacidad de la tubería.

13.3.2.4 Rehabilitación puntual

La reparación in situ de una tubería existente, que se ha deteriorado por corrosión o abrasión, mediante la inserción de un revestimiento que sella los orificios o daños de la tubería.

13.3.2.5 Joint Grouting

Consiste en la inyección de grouting para hacer reparaciones localizadas en tuberías defectuosas

Las técnicas anteriormente descritas se resumen en la Figura 13-1.

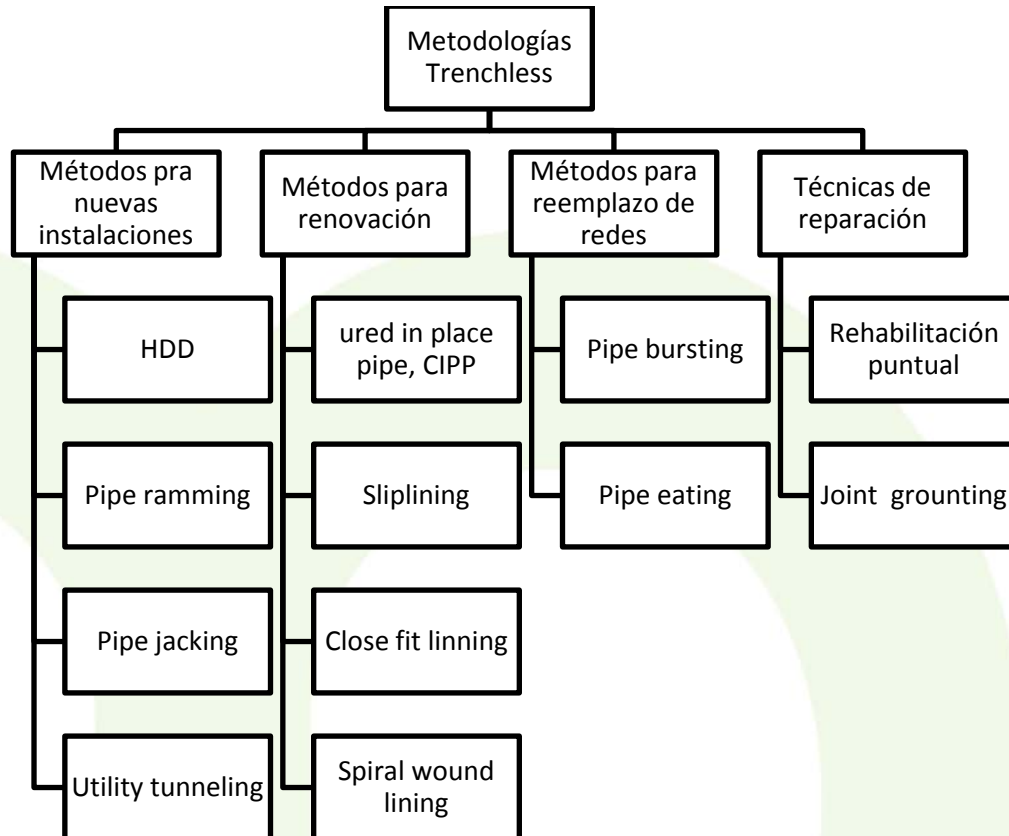


Figura 13-1. Metodologías Trenchless

El diseñador además del análisis hidráulico, deberá incluir un análisis del entorno en el cual se desarrollará el proyecto, para verificar si existen restricciones de cualquier índole, que lo obliguen a la incorporación de métodos constructivos sin zanja, justificando mediante una matriz la selección final del método a utilizar.

Así mismo EPM, podrá exigir un análisis del área del proyecto, para determinar la necesidad o la viabilidad de alguna (s) técnica (s) constructiva (s) sin zanja.

TEMAS TRANSITORIOS ALCANTARILLADO

Los siguientes numerales de las “NORMAS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO DE EMPRESAS PÚBLICAS DE MEDELLÍN E.S.P.” requieren de la implementación de una serie de aspectos dentro de la Dirección de Aguas, razón por la cual entrarán a regir a partir del 1 de enero de 2015.

- 3.3.5 Selección y diseño de la mejor alternativa
- 4.4 Calidad del agua en la red de alcantarillado
- 4.5 Protocolos de prueba
- 5.3 Operación, Control y Seguimiento
 - 5.3.1 Uso de tecnologías de información
 - 5.3.2 Calibración de la red de alcantarillado
- 6.2.9 Velocidad máxima (último párrafo)
- 10.5.6 Protocolo de pruebas

Adicionalmente, se retira de la nueva norma, de forma provisional, el capítulo sobre Normas de Vertimientos de Clientes No Residenciales, esto dado que la resolución por la cual se establecen los parámetros y los valores límites máximos permisibles en vertimientos puntuales a cuerpos de aguas superficiales y a sistemas de alcantarillado público, la cual reglamenta el Decreto 3930 de 2010, está aún en proceso de consultas y ajustes para su aprobación final por parte del Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible. En espera de la versión final aprobada de dicha resolución, se debe acatar en este tema todo lo que a la fecha este vigente, tanto de la normatividad nacional como de la norma de EPM.