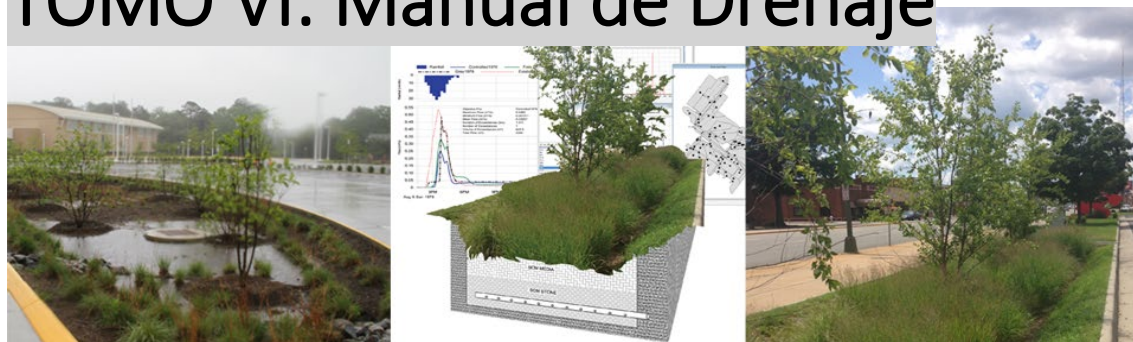




TOMO VI: Manual de Drenaje



Preparado Para:



Financiada con recursos de la Comisión Europea a través de la Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo (AECID) y el Banco Interamericano de Desarrollo (BID).

Las opiniones expresadas en él no reflejan necesariamente la opinión oficial de la Unión Europea ni de la AECID o el BID.

01 de marzo de 2019



CH2M HILL ARGENTINA, S.A.
AZARA 841
CIUDAD DE BUENOS AIRES, C1267ABQ
ARGENTINA

Fecha de emisión: 1 de marzo 2019								
Título: Plan Maestro de Drenaje Urbano de la Cuenca del Arroyo Medrano								
Cliente: Banco Interamericano de Desarrollo / Agencia Española de Cooperación Internacional								
Tipo de documento: Manual de Drenaje Urbano								
Revisión: 0								
<u>LISTADO DE REVISIONES</u>								
0	Manual de Drenaje Urbano	01/03/19	PC		GO		RA	
Rev.	DESCRIPCIÓN	FECHA	ELABORÓ		REVISÓ		APROBÓ	

Tabla de Contenidos

Capítulo	Página
Abreviaciones	vii
Introducción	1-8
Características generales de la cuenca. El proceso de urbanización y su impacto en el ciclo hidrológico (escurrimiento)	2-9
Líneas Estratégicas	3-13
3.1 Lineamientos para el Plan Maestro	3-13
3.2 Lineas estratégicas de acción	3-15
3.2.1 Medidas de conducción del sistema de drenaje pluvial	3-15
3.2.2 Obras de almacenamiento	3-16
3.2.3 Alternativas de drenaje urbano sostenible	3-16
3.2.4 Medidas No Estructurales	3-17
Criterios de diseño	4-18
Tormentas de diseño	5-20
5.1 Introducción	5-20
5.2 Intensidad, láminas precipitadas y recurrencia asociadas	5-21
5.3 Distribución temporal	5-23
5.4 Variación de la tormenta en el área de la cuenca	5-26
5.5 Determinación de la tormenta a aplicar	5-26
Determinación de caudales de diseño	6-28
6.1 Infoworks CS	6-28
6.2 EPA SWMM	6-32
6.3 Parámetros propuestos a utilizar	6-38
6.3.1 Usos del suelo. Impermeabilidad	6-38
6.3.2 Rugosidad	6-40
6.4 Resultado global de simulaciones. Áreas de inundación. Situación actual	6-40
Esquematzación de la red pluvial	7-42
7.1 Datos necesarios	7-42
7.2 Configuración del drenaje	7-43
7.2.1 Criterios para el trazado de la red pluvial	7-43
7.2.2 Componentes de la red de escurrimiento	7-44
7.2.3 Disposición de los componentes	7-44
Conducciones	8-47
8.1 Capacidad de conducción hidráulica de conductos	8-47
8.2 Capacidad de conducción hidráulica de calles y cunetas	8-48
Captaciones. Bocas de Tormenta / Sumideros	9-50
9.1 Formulaciones estándar	9-50
9.1.1 Sumidero de ventana vertical o en cordón	9-51
9.1.2 Sumidero de reja horizontal	9-54
9.1.3 Sumidero combinado	9-55
9.2 Factores de reducción de la capacidad del flujo	9-55
9.3 Consideraciones Generales	9-56
Almacenamiento	10-57
10.1 Control de caudal utilizando amortiguación	10-57

Section	Page
10.1.1 Características y funciones de los reservorios	10-57
10.2 Dimensionamiento de tanque de laminación/almacenamiento/reservorios	10-58
10.2.1 Dispositivos de almacenamiento (< 0.1 km ²)	10-58
10.2.2 Modelo de Simulación para reservorios	10-64
Alcantarillas	11-69
11.1 Tipos de alcantarillas	11-69
11.1.1 Tuberías	11-69
11.1.2 De hormigón armado tipo cajón	11-70
11.2 Ubicación	11-71
11.3 Selección de alcantarilla	11-72
11.4 Recurrencia de diseño	11-72
11.5 Criterios de diseño	11-72
11.5.1 Limitaciones de velocidad	11-72
11.5.2 Limitaciones de tirante en la entrada	11-72
11.5.3 Consideraciones de tirante a la salida	11-73
11.6 Hidráulica de alcantarillas	11-73
11.6.1 Condiciones de flujo	11-74
11.6.2 Tipos de control de flujo	11-74
11.6.3 Tirante a la entrada	11-76
11.6.4 Tirante a la salida	11-76
11.6.5 Velocidad de descarga	11-77
11.7 Protección en descarga de conductos	11-77
11.7.1 Dimensiones de la protección	11-77
11.7.2 Disipadores de energía	11-78
Técnicas de drenaje urbano sostenible	12-80
Medidas no estructurales	13-92
13.1 Medidas Activas	13-92
13.1.1 Predicción de inundaciones	13-92
13.1.2 Prevención	13-97
13.1.3 Gestión de emergencias	13-98
13.2 Medidas Pasivas	13-100
13.2.1 Política y planeamiento urbano	13-100
13.2.2 Seguros contra inundaciones e indemnizaciones	13-100
13.3 Medidas Habilitantes	13-101
13.3.1 Mapas Comunitarios de Riesgos (o Cartografía de riesgo)	13-101
13.3.2 Plan de emergencias	13-102
13.3.3 Coordinación intergubernamental	13-103
Conservación, operación y mantenimiento	14-104
14.1 Operación y mantenimiento de sistemas de drenaje	14-104
14.2 Objetivos del mantenimiento	14-104
14.3 Inspección y operaciones de mantenimiento general	14-104
14.3.1 Programa de inspección	14-104
14.3.2 Inspección de conductos pluviales principales	14-105
14.3.3 Programa de limpieza de residuos urbanos y sedimentos	14-105
14.4 Rehabilitación del sistema de drenaje	14-106
14.4.1 Reemplazo de tuberías	14-106
14.4.2 Métodos sin zanja para reparación de tuberías	14-107
14.5 Bocas/Cámaras de Inspección	14-108
14.5.1 Ubicación y espaciamiento	14-108
14.5.2 Aberturas de acceso	14-109

Section	Page
14.5.3 Galerías de acceso – cuerpo de la cámara.....	14-109
14.5.4 Invertidos y cojinetes.....	14-110
14.5.5 Tapas.....	14-110
14.5.6 Escaleras metálicas	14-110
Referencias bibliográficas	15-111

Anexos

Anexo I Tormentas de Diseño

Tablas

Tabla 1. Estrategias para la gestión del riesgo hídrico para el PMDU	3-14
Tabla 2. Clasificación de severidad del peligro de inundación	4-19
Tabla 3. Relación Precipitación – Duración – Recurrencia recomendada. Estación Villa Ortúzar serie 1960/61 – 2016/17, precipitaciones en (mm).....	5-21
Tabla 4. Relación Intensidad (mm/h) – Duración – Recurrencia. Estación Villa Ortúzar serie 1961 – 2016	5-22
Tabla 5. Parámetros Relación Intensidad – duración – recurrencia	5-23
Tabla 6. Perfil recomendado de Tormentas	5-23
Tabla 7. Tormentas de diseño duración 2 horas.....	5-25
Tabla 8. Tipos de superficie considerada y modelos de cálculo hidrológico	6-30
Tabla 9. Superficies y parámetros adoptados en el modelo de transformación lluvia-caudal.....	6-31
Tabla 10. valores de rugosidad (Manning).....	6-40
Tabla 11: Coeficientes de rugosidad de Manning en cunetas revestidas (condiciones óptimas). Fuente: Drenagem Urbana, Tucci y otros, 1995.	8-49
Tabla 12: Factores de reducción de flujo de cunetas. Fuente: Manual de Drenaje Urbano de Porto Alegre. Brasil, 2005.	8-49
Tabla 13: Factor de reducción de captación para bocas de tormenta.	9-55
Tabla 14. Cuadro comparativo de técnicas de drenaje urbano sostenible	12-86
Tabla 15. Tormentas de diseño duración 2 horas.....	114
Tabla 16. Tormentas de diseño duración 3 horas.....	115
Tabla 17. Tormentas de diseño duración 6 horas.....	115

Figuras

Figura 1: Cuenca del Arroyo Medrano y su relieve.....	2-9
Figura 2: Evolución de la urbanización en la cuenca del Arroyo Medrano 1895-1965	2-10
Figura 3: Los niveles actuales de impermeabilización en la Cuenca del Arroyo Medrano	2-11
Figura 4: Opciones para la mitigación del riesgo hídrico	3-14
Figura 5: Análisis de frecuencia de precipitaciones máximas anuales d= 1 hora (serie 1961-2016).5-21	
Figura 6: Análisis de frecuencia de precipitaciones máximas anuales d= 3 horas (serie 1961 – 2016) 5-21	
Figura 7: Relación IDF – Villa Ortúzar 1961 - 2016.....	5-22
Figura 8–Perfil Recomendado de Tormenta (PDOH, 2006)	5-24
Figura 9–Tormenta R=10 años, duración 3hs	5-24
Figura 10–Tormenta R=10 años, duración 2hs	5-25
Figura 11- Distribución temporal porcentual. Tormentas 2 de abril de 2013 y 24 de enero 2001 ...	5-26
Figura 12 Esquema de simulación integrada hidrológica-hidráulica	6-29

Section	Page
Figura 13 - Red pluvial analizada (2017) <i>Fuente: ch2m ch2m</i>	Figura 14 - Red de calles modelada <i>Fuente: ch2m</i> 6-32
Figura 15 – Esquema de reservorio utilizado en SWMM.....	6-33
Figura 16 – Esquema de modelación en subcuencas	6-34
Figura 17: Representación nodo-conducto de un Sistema de drenaje urbano en SWMM	6-36
Figura 18 – Ejemplo Clasificación usos del suelo. Izquierda imagen original – derecha imagen clasificada.....	6-39
Figura 19: Áreas de Afectación por inundaciones	6-41
Figura 20: Disposición de red colectora y BT (BT: Boca de tormenta).....	7-45
Figura 21: Alineación sugerida de conductos	8-48
Figura 22: Sección de cuneta típica	8-49
Figura 23: Tipos de sumideros.	9-51
Figura 24: Capacidad de captación.	9-52
Figura 25: Capacidad de captación de sumideros con depresión de 5 cm en puntos bajos de cunetas.	9-53
Figura 26: Determinación de do, fuente: HEC-23	9-54
Figura 27: Reservorio para Control en fuente	10-59
Figura 28: Característica de descargador de fondo	10-62
Figura 29: Relación entre cota y almacenamiento	10-66
Figura 30: Dispositivos de descarga de reservorios.....	10-66
Figura 31: Cálculo de laminación en reservorios: funciones de almacenamiento	10-67
Figura 32: Ejemplo de situación de pre y post-urbanización.....	10-67
Figura 33: Alcantarilla tipo tubería de hormigón.....	11-70
Figura 34: Alcantarilla tipo cajón	11-70
Figura 35: Métodos de ubicación de alcantarillas	11-71
Figura 36: Típica sección con control de entrada	11-75
Figura 37: Condiciones de típica sección con control de salida.....	11-76
Figura 38: Protección de enrocado a la salida de conducto	11-78
Figura 39: Jardín de Lluvia.....	12-81
Figura 40: Esquema de una esquina verde	12-81
Figura 41: Humedales Artificiales	12-82
Figura 42: Zanjas de Infiltración.....	12-83
Figura 43: Pavimentos Permeables.....	12-84
Figura 44: Depósitos de Colecta de Agua de Lluvia	12-85
Figura 45: Techos verdes	12-86
Figura 46: Caudal ingresante a la esquina verde	12-88
Figura 47: Abertura elevada en cordón aguas abajo para favorecer el encharcamiento, retención e infiltración de aguas pluviales.....	12-88
Figura 48: Ubicación potencial de esquinas verdes.....	12-89
Figura 49: Ejemplos de jardín de lluvia en un boulevard.....	12-90
Figura 50: Ubicación potencial de jardines de lluvia	12-91
Figura 51. Sistema de Alerta de Tormentas CABA.....	13-94
Figura 52: Mapa de Riesgo Hídrico	13-102

Abreviaciones

CAM	Cuenca del Arroyo Medrano
CICAM	Comité Interjurisdiccional de la Cuenca del Arroyo Medrano
DPOH	Dirección Provincial de Obras Hidráulicas
GCBA	Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
GNSS	Global Navigation Satellite System
LiDAR	Light Detection and Ranging
MDE	Modelo Digital de Elevaciones
MDU	Manual Drenaje Urbano
OSN	Obras Sanitarias de la Nación
PDOH	Plan Director de Obras Hidráulicas
PMDU	Plan Maestro de Drenaje Urbano
SMN	Servicio Meteorológico Nacional
SSRH	Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación
US EPA	United States Environmental Protection Agency
SIG	Sistema de Información Geográfica
SWMM	Storm Water Management Model



Introducción

El Manual de Drenaje Urbano, de la manera como se concibe en este proyecto, es un documento cuyo objetivo es el de servir como referencia principal de consulta en el desarrollo de todas las etapas del ciclo de vida de los proyectos de drenaje urbano de la cuenca del A° Medrano, incluyendo la planificación, diseño, construcción, conservación y operación de las redes que componen el sistema de drenaje, con base en las elaboraciones y resultados obtenido en el Plan Maestro de Drenaje Urbano desarrollado para la cuenca en el año 2018.

Se pretende que este Manual se constituya en una herramienta eficaz de apoyo, facilitación y estandarización de técnicas de diseño, así como una orientación en el diseño y la revisión de las soluciones a los distintos problemas que se presentan frecuentemente en el drenaje urbano de esta cuenca, teniendo en cuenta las herramientas de modelación desarrolladas en el PMDU.

Por tal motivo en este Manual de Drenaje Urbano se incluye un resumen de metodologías de simulación hidrológica – hidráulica y parámetros utilizados, características de las tormentas de diseño, recomendaciones sobre el tiempo de retorno a emplear y sobre parámetros de diseño hidráulico de obras menores, así como criterios para el mantenimiento de las obras y la Gestión del PMDU en general.

El MDU está concebido como un sistema integral, en permanente actualización, que entrega pautas, métodos, procedimientos y criterios aplicables en las diferentes materias, apoyando a profesionales y técnicos, tanto públicos como privados.

Se dispone de un modelo hidrológico – hidráulico para analizar el funcionamiento de la red de drenaje de la cuenca, elaborado tanto para la situación actual como para un horizonte de proyecto. Es de esperar que durante el avance del plan tanto se ajusten detalles en el diseño de obras previstas, como se incluyan desarrollos de obras menores no incorporadas en el plan, las cuales deberían integrarse formalmente al modelo de cuenca desarrollado. El mantenimiento de los criterios generales y uniformes para la cuenca asegurarán la vida del Plan.

Con respecto al diseño de estructuras hidráulicas, en este manual se presenta una apretada síntesis de las mismas y reflejando las particularidades tenidas en cuenta durante el desarrollo del Plan, dejando para la extensa bibliografía existente el desarrollo de cada una de ellas.

Entendiéndose que el planteo, selección de alternativas y diseño del macrodrenaje ha sido desarrollado a lo largo del PMDU, este manual apunta fundamentalmente al diseño de redes menores (conductos de diámetro menor a 1.2m o equivalente) y microdrenaje de la cuenca.



Características generales de la cuenca. El proceso de urbanización y su impacto en el ciclo hidrológico (escurrimiento)

La cuenca del Arroyo Medrano se ubica en el sector centro-norte del Área Metropolitana de Buenos Aires. Abarca un área de 5.567 ha, de las cuales 1.998 ha pertenecen a la Ciudad Autónoma de Buenos Aires (CABA), y las restantes 3.569 ha corresponden a los municipios de General San Martín, 3 de Febrero, y Vicente López de la Provincia de Buenos Aires; con una población estimada en la cuenca de 514.642 habitantes (INDEC, 2010).

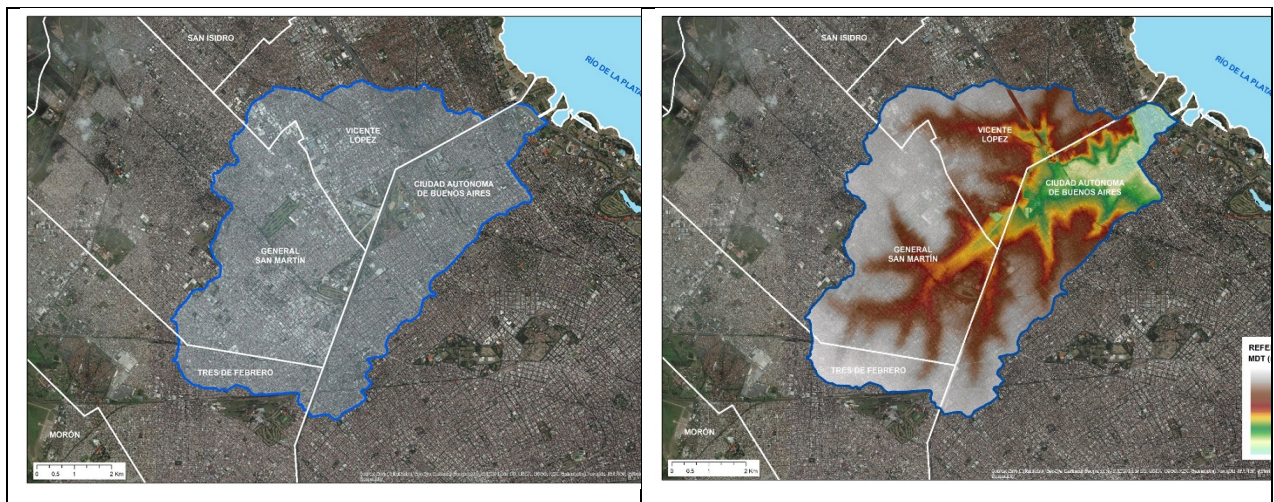


Figura 1: Cuenca del Arroyo Medrano y su relieve
(Fuente: ch2m)

La problemática de las inundaciones en la cuenca del Arroyo Medrano se relaciona con su densa urbanización y elevada interacción con vías de comunicación, en particular las que presentan trazado perpendicular al sentido de escurrimiento.

Esta problemática ha sido creciente en el tiempo, y directamente relacionada con las alteraciones al ciclo hidrológico que provoca la urbanización, entre las que se mencionan:

- Aumento de caudales respecto a la situación natural,
- Incremento de velocidad de propagación de las ondas de crecida,
- Aumento de los volúmenes de esorrentía,



Ya en 1895 se encuentran documentos gráficos que dan cuenta de la ocupación de la cuenca. Hacia fines del Siglo XIX e inicios del Siglo XX se localizan principalmente quintas o residencias en grandes extensiones de tierra, con localizaciones en las tierras altas de la cuenca, y respetando, el curso natural del arroyo. Ya durante la primera década del Siglo XX comenzó también la ocupación de la cuenca por sectores medios formados por antiguos inmigrantes europeos o bien de sus hijos. Es el primer período de suburbanización favorecido por la energía eléctrica, los tranvías, los ferrocarriles y la venta de lotes en mensualidades.

Desde los años de 1930, comenzó el 2º proceso de suburbanización liderado, en buena medida, por la instalación de pequeñas y medianas industrias, sustitutivas de las importaciones. Justamente este proceso, tuvo en el Partido de Gral. San Martín (que hasta 1959 incluyó al de Tres de Febrero) uno de los escenarios privilegiados en el Gran Buenos Aires, pero este proceso también ocurrió en barrios como Saavedra y Núñez de la CABA. Estas industrias, crecieron desde la década de los años 40 e incorporaron mano de obra fabril que dio lugar a barrios residenciales para estos sectores en su entorno, lo que contribuyó a la densificación de la cuenca. Es importante señalar que todo este proceso de urbanización ha continuado sin cesar hasta el presente, y el mismo naturalizó la falta de consideración de la topografía y en especial de los valles de inundación del Arroyo Medrano y de sus afluentes.

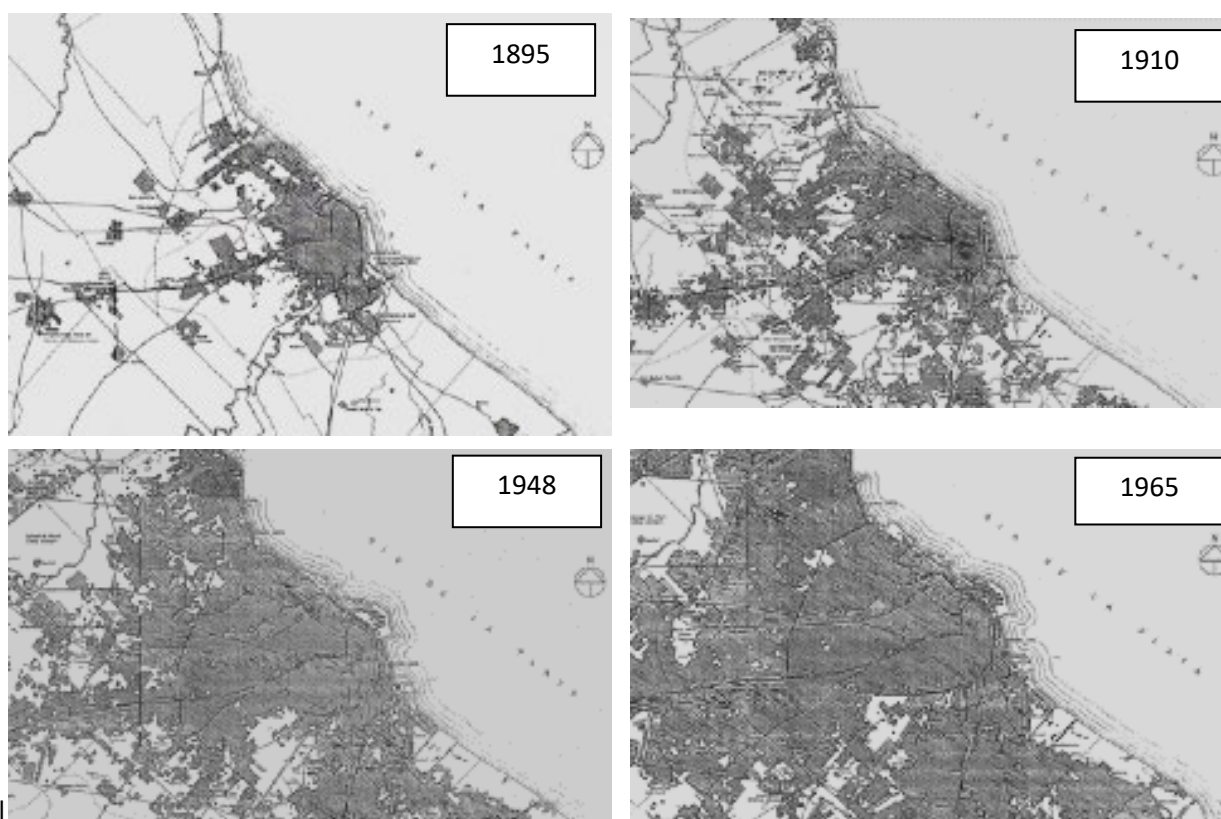


Figura 2: Evolución de la urbanización en la cuenca del Arroyo Medrano 1895-1965

Fuente: Cesar Vapñarsky, 2000

Mientras ocurría el proceso de urbanización, el sector público obvió la preservación de los valles de inundación, mediante el entubamiento de los arroyos. En función de eso, muchas industrias se localizan a la vera de los cursos de agua. Por otra parte, tampoco los municipios ni la CABA han tenido en cuenta, históricamente, las implicancias de la topografía y las cuencas hídricas en la formulación de sus códigos edilicios.



Los problemas de inundación comenzaron a emerger en la segunda mitad del Siglo XX y fueron adquiriendo creciente magnitud. Entre los fenómenos más graves, cabe mencionar al episodio reciente que afectó a la cuenca el 2 de abril de 2013, pero existen muchos ejemplos anteriores que comenzaron a verificarse a partir de la 2ª mitad del Siglo XX, como el evento del 31 de mayo de 1985 y el del 24 de enero de 2001.

Es que los criterios de diseño del entubamiento del Arroyo Medrano fueron superados por la rápida impermeabilización de los tramos alto y medio de la cuenca; así como la obligada prolongación del Arroyo Medrano para llegar a río abierto ha reducido su pendiente promedio, generando un factor más en el desarrollo de inundaciones.

Más recientemente, estos problemas se agravaron por la pavimentación de las calles y la casi total sustitución o cobertura del empedrado por asfalto u hormigón, acelerando la velocidad de escurrimiento y con ello la rápida saturación de los conductos y el consiguiente desborde.

Actualmente, en amplios sectores el propio cauce del arroyo se encuentra antropizado (entubado con urbanización sobre el mismo), así como su valle de inundación se encuentra ocupado, invadiendo el espacio de expansión que es propio del Arroyo, a lo largo de todo su recorrido.

En relación a la impermeabilización actual, la Cuenca del Arroyo Medrano cuenta con un nivel de impermeabilización promedio elevado, que alcanza al 74 %. Como se advierte en la Figura 3, este valor no presenta homogeneidad dentro del territorio, siendo las dos categorías que predominan las que van de 51% a 75%, por una parte, y de 76% a 100% por otra.

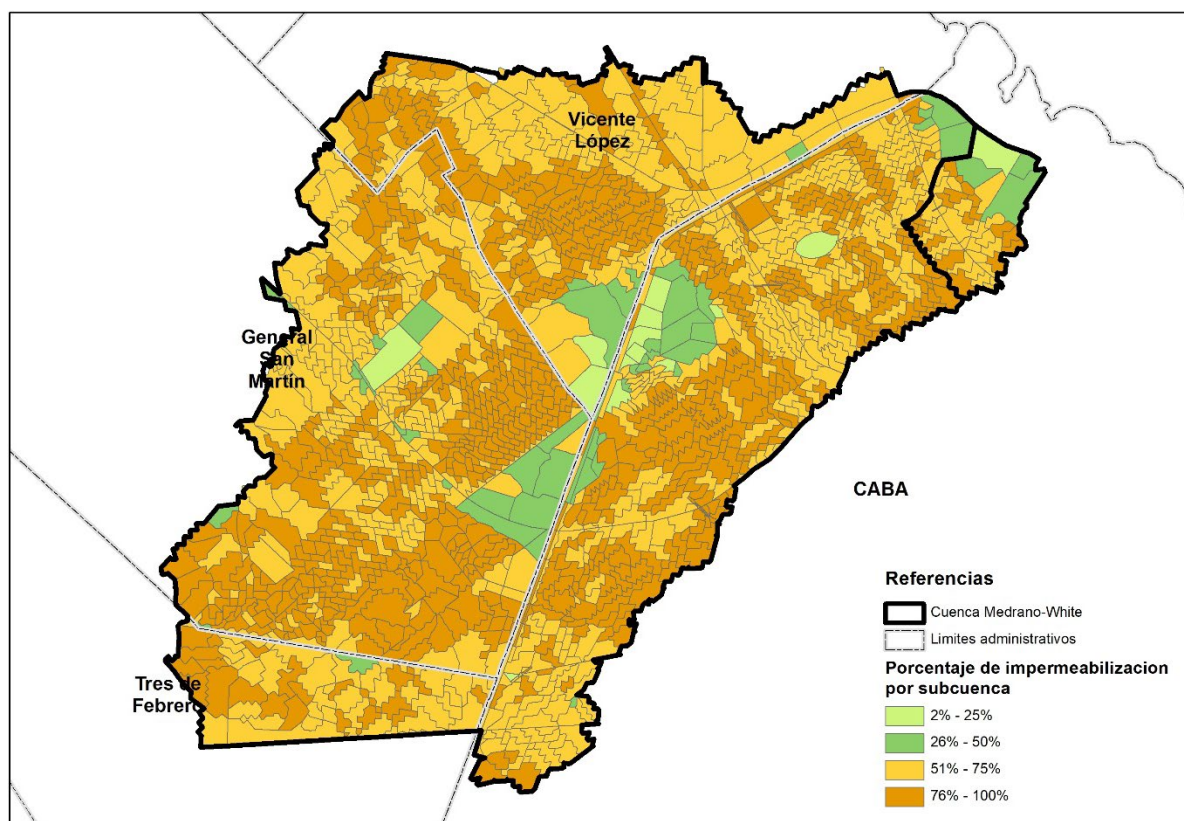


Figura 3: Los niveles actuales de impermeabilización en la Cuenca del Arroyo Medrano
(Fuente: ch2m)



Como resumen de los mencionado se indica que en general los procesos de urbanización e impermeabilización que se han producido en la cuenca, no han podido ser acompañados de medidas estructurales y no estructurales que tiendan a favorecer un adecuado drenaje con el consiguiente mantenimiento de los estándares originales de diseño. Esto da lugar a procesos de inundaciones aún frente a lluvias moderadas, pero que se agravan con la intensidad de las mismas y más aún en la parte baja de la cuenca si coinciden con fenómenos de sudestada que limitan el escurrimiento hacia el estuario del Río de la Plata.

Como en otras cuencas del Gran Buenos Aires y la CABA, estos anegamientos afectan a calles y veredas, a viviendas y otros usos industriales y comerciales, todos ellos con afectación de la seguridad personal (incluyendo pérdida de vidas), pérdida de bienes, así como interrupciones de todos los modos de movilidad que contribuyen a la paralización de las actividades económicas y residenciales.

Se considera esencial el desarrollo de planes integrales como el presente y luego darle continuidad a su implementación. En esta línea, es importante el antecedente del Plan Director de Ordenamiento Hidráulico (PDOH) que cuenta la CABA, aprobado desde el año 2006, el cual prescribe medidas, pero más importante aún, sienta las bases para la gestión futura.



Líneas Estratégicas

3.1 Lineamientos para el Plan Maestro

Como resultado de la experiencia mundial en la reducción de los daños causados por las inundaciones, se ha llegado a la conclusión que la principal estrategia se basa en la implementación de una GESTIÓN O MANEJO INTEGRADO, entendiendo por tal al proceso que articula elementos, medidas y herramientas dirigidas a la gestión de las amenazas y/o la vulnerabilidad con la finalidad de mitigar los riesgos existentes y lograr la adaptación de la sociedad a los mismos.

Esta estrategia fue ratificada durante la Conferencia Mundial sobre la Reducción de los Desastres llevada a cabo en Japón en el año 2005 en la cual se aprobó el Marco de Acción de Hyogo (MAH) que propone cinco áreas prioritarias de acción. Ellas son:

Lograr que la reducción del riesgo sea una prioridad: A fin de garantizar que la reducción del riesgo de inundaciones sea una prioridad en base a una sólida base institucional para su implementación.

Conocer el riesgo y adoptar medidas: Identificar, evaluar y observar de cerca los riesgos e implementar medidas de mitigación y adaptación.

Desarrollar una mayor comprensión y concientización: Utilizar el conocimiento, la innovación y la educación para crear una cultura de la seguridad y la resiliencia a todo nivel.

Reducir el riesgo: Reducir los factores fundamentales del riesgo

Estar preparados y listos para actuar: Fortalecer la preparación frente a las inundaciones a fin de poder brindar una respuesta eficaz a todo nivel.

Este marco de acción general (MAH), para ser efectivo, debe ser traducido de manera operativa en un Plan Específico de Gestión del Riesgo de Inundaciones a nivel de una cuenca que incluya un abanico de medidas integradas. La experiencia indica que la reducción del impacto de las inundaciones en áreas urbanas densamente pobladas, como el Área Metropolitana de Buenos Aires, se basó en la resistencia y control de los excesos hídricos por medio de la construcción de infraestructura como criterio dominante. Esta aproximación, vigente aún en nuestros días, comenzó a cambiar hace aproximadamente 20 años (Gardiner, 1993) como resultado de la aceptación de que el grado de resistencia logrado, por más grande que sea, siempre es insuficiente, dando lugar a situaciones aún más críticas porque genera una sensación de falsa seguridad en la población.

En consecuencia, el marco conceptual y definición estratégica en el cual se basó el diseño del PMDU surge del paradigma de la Gestión Integrada del Riesgo de las Inundaciones (GIRI), que tiene como meta maximizar los beneficios netos del uso de la infraestructura de mitigación de las inundaciones en combinación con medidas de adaptación destinadas a evitar la pérdida de vidas humanas y la mitigación de los daños a la salud psico-física y a los bienes materiales e intangibles, como consecuencia de la manifestación de los diversos peligros hídricos latentes en la CAM como las lluvias extremas, las sudestadas, los desbordes en las redes de drenaje natural o construidos y la contaminación.



El impacto de una crecida (riesgo hídrico) es prácticamente nulo hasta un determinado grado de resistencia logrado por medio de la infraestructura, pero una vez que la resistencia es vencida los sistemas de protección colapsan abruptamente dando lugar a situaciones aún más graves que las que tendrían lugar si las obras de protección no existieran. A partir de este reconocimiento, la nueva estrategia de gestión del riesgo de inundaciones se basa en la integración de medidas estructurales con otro tipo de medidas centradas en la adaptación y fortalecimiento de la resiliencia individual y colectiva de la sociedad.

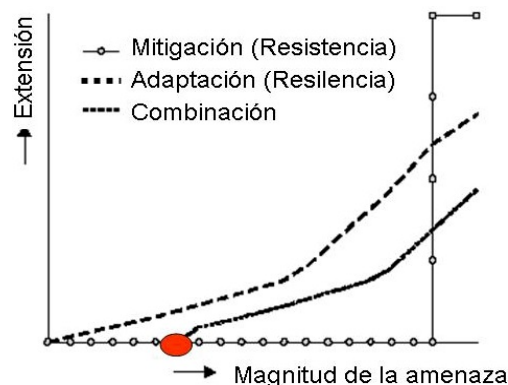


Figura 4: Opciones para la mitigación del riesgo hídrico
Fuente: Adaptado de Rivera Trejo, 2011

Las medidas de Gestión del Riesgo de las Inundaciones inspiradas en este nuevo paradigma implican por una parte la mitigación del riesgo, y la evaluación y reducción de la vulnerabilidad desde el punto de vista social como promueve el Marco de Acción de Hyogo 2005-2015 de la Estrategia Internacional para la Reducción de los Riesgos Naturales, sin dejar de considerar una aproximación ecosistémica o eco hidrológica, basada en la aplicación del principio de integridad ecológica.

Asimismo, la Gestión del Riesgo de Inundaciones requiere la adopción de lineamientos estratégicos que sólo pueden ser posibles de implementar cuando se cuenta con un conocimiento y evidencia de la mutua dinámica existente entre una cuenca y las redes de drenaje desde una perspectiva integral. Desde esta visión, la formulación del PMDU aborda los siguientes temas críticos y propone los siguientes lineamientos estratégicos:

Tabla 1. Estrategias para la gestión del riesgo hídrico para el PMDU

Fuente: ch2m

Temas críticos primarios	Temas críticos secundarios	Lineamientos estratégicos
<ul style="list-style-type: none"> ✓ Amenazas de origen hídrico ✓ Incremento de los niveles de vulnerabilidad de la población 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Contaminación de los recursos hídricos (efluentes líquidos y residuos sólidos) ✓ Expansión Urbana precaria ✓ Cobertura de servicios de agua y cloacas 	<ul style="list-style-type: none"> E 1: Mitigación y adaptación frente al riesgo hídrico E 2: Integración de los instrumentos de gestión E 3: Implementación de procesos informados de decisión E 4: Ordenamiento del territorio E 5: Educación y participación

Estrategia 1 - Mitigación y adaptación frente al riesgo hídrico: Esta estrategia está destinada a mejorar las capacidades actuales para mitigar las situaciones extremas que se presentan en la CAM, las cuales se traducen en un aumento de los riesgos y los daños atribuibles a situaciones extremas y la contaminación, en un contexto de cambio climático, mediante medidas estructurales y no estructurales destinadas tanto a mitigar el riesgo hídrico como la vulnerabilidad física y social.

Estrategia 2 - Integración de acciones y sistema de gestión: Mediante esta estrategia se busca promover una integración activa de los instrumentos de gestión existentes con los que sean propuesta en el presente



Plan por medio de un fortalecimiento institucional a ser estructurado en torno a un sistema de gestión que abarque un conjunto de normas, procedimientos y herramientas de análisis destinado a facilitar e integrar la gestión integral del territorio en materia de drenaje pluvial.

Estrategia 3 - Implementación de procesos informados de decisión: Mediante esta estrategia se promueve el desarrollo y fortalecimiento de los sistemas de alerta temprana instalando al más alto nivel de decisión política el convencimiento de que es vital disponer de información confiable y temprana para mitigar la afectación a la población, sobre todo en aquellos lugares con alto grado de vulnerabilidad social.

Estrategia 4 - Ordenamiento del territorio: Mediante esta estrategia se busca sustentar una gestión de la cuenca considerando el riesgo hídrico al que está sujeto para diversas condiciones de borde, definiendo medidas destinadas a minimizar el incremento de la impermeabilidad y zonificar en base al grado de riesgo diferencial de cada sector o barrio.

Estrategia 5 - Participación, educación y capacitación: Mediante esta estrategia se busca promover la participación de los actores clave en la implementación de las medidas estructurales y no estructurales, así como promover estrategias de educación ambiental formal y no formal en todos los niveles, así como la capacitación de los diversos actores sobre los riesgos de inundaciones a los cuales están sujetos para un fortalecimiento individual y colectivo de la resiliencia.

3.2 Líneas estratégicas de acción

Se presentan a continuación una serie de líneas estratégicas de acción que reflejan los pilares conceptuales del Plan desarrollado en la cuenca del A° Medrano, conceptualizando el funcionamiento una red de drenaje uniforme para toda la cuenca.

3.2.1 Medidas de conducción del sistema de drenaje pluvial

Las medidas de conducción que han sido identificadas incluyen: túneles; y redes de conductos (incluyendo refuerzo de colectores existentes).

- **Túneles:**

Son propuestos para aumentar la capacidad de conducción del sistema troncal. El alineamiento de un túnel puede o no coincidir con el alineamiento del colector principal del desagüe que está diseñado para aliviar. Se incluyen asimismo las obras complementarias requeridas (obras de vinculación con conductos existentes, estaciones de bombeo, compuertas y obras complementarias para el funcionamiento y mantenimiento del túnel)

- **Redes de conductos (incluyendo refuerzo de la red de colectores existentes):**

Son necesarios para lograr el incremento de la capacidad de conducción en subcuencas que no disponen de redes y/o en áreas que, si bien disponen de conductos, éstos resultan insuficientes para el estándar de diseño establecido. Por lo general se agregan nuevos conductos complementarios. Se consideran asimismo las obras complementarias requeridas, tales como: sumideros, cámaras de empalme, de inspección, conductos de vinculación, cruces con interferencias, etc.

Dentro del sistema de conducción se ha tenido en cuenta la capacidad de conducción de caudales por calles y su habilidad para aliviar el sistema principal de desagües pluviales sin causar daños a las



estructuras adyacentes. El modelo hidráulico ha incluido los trayectos de flujo por las calles para que estas modificaciones puedan ser probadas y optimizadas como parte del esquema general de protección contra inundaciones.

Otras medidas complementarias han sido también analizadas, como el incremento en el número (y capacidad) de sumideros, mejorando el funcionamiento de conducciones existentes.

3.2.2 Obras de almacenamiento

Las alternativas de laminación o amortiguamiento de caudales producen una atenuación de los hidrogramas de diseño al almacenar temporariamente volúmenes de agua y así reducir los caudales máximos.

La cuenca del arroyo Medrano cuenta con una obra de almacenamiento singular como es el cuenco amortiguador en Villa Martelli que, a lo largo de los años ha sufrido algunas modificaciones en términos de su configuración y volumen de almacenamiento. Asimismo, recientemente se han ejecutado algunas obras de almacenamiento como áreas de expansión a gravedad, como son los reservorios en Parque Sarmiento y, en mucha menor escala, los retenes hidráulicos en el partido de Vicente López.

Se plantea la conveniencia de incorporación de nuevas obras de almacenamiento y regulación, sobretodo ante la presencia de nuevos desarrollos urbanos, fundamentalmente para asegurar el mantenimiento del estándar de diseño del Plan.

3.2.3 Alternativas de drenaje urbano sostenible

Los sistemas de drenaje sostenible son elementos integrantes de la infraestructura de captación de aguas pluviales en entornos urbanos destinados a captar, filtrar, retener, transportar, almacenar e infiltrar el agua de lluvia, permitiendo la eliminación, de forma natural, de parte de la carga contaminante que haya podido adquirir por procesos de escorrentía, es decir que su utilización se dirige a minimizar los impactos de la escorrentía generada en un evento de tormenta, tanto en cantidad como en calidad, contribuyendo adicionalmente a la mejora del medio ambiente. En términos hidráulicos este tipo de medidas apuntan a realizar un control de la escorrentía en la fuente, es decir, en los inicios del proceso de transporte de esta hacia aguas abajo; su eficiencia depende fundamentalmente de la cobertura areal que puede lograrse dado que tienen un actuar distribuidos y no localizado como las medidas estructurales tradicionales. (Fuente: San Francisco Stormwater Management Design -)

Hay numerosas tipologías de sistemas de drenaje sustentable, la aplicabilidad real de muchas de ellas está condicionadas al tipo de suelo y en particular a la posición del nivel freático. Entre ellas, las que más aplicarían en la Cuenca del Arroyo Medrano serían:

- Jardines de Lluvia
- Humedales artificiales
- Zanjas de infiltración y pozos
- Pavimentos permeables
- Depósitos de agua de lluvia



- Techos verdes

Mayores detalles se presentan en el punto **Error! Reference source not found..**

3.2.4 Medidas No Estructurales

Las líneas estratégicas de corte no estructural son fundamentales a los fines de garantizar que el estándar de protección por el cual se estará invirtiendo en la cuenca, perdure en el tiempo.

Las medidas no estructurales de control de inundaciones tienen un claro sentido de atenuación del impacto final que pueda causar el escurrimiento, apartándose del criterio tradicional de arbitrar soluciones por la única vía de incrementar las dimensiones de las estructuras de evacuación.

Estas medidas buscan la reducción de la vulnerabilidad de la población en riesgo a partir del planeamiento y la gestión llevados a cabo antes, durante y después de la catástrofe (Universidad de Valencia, 2010). La principal característica de las medidas no estructurales es su carácter preventivo. Se refieren a políticas, concientización, desarrollo del conocimiento, compromiso público, y métodos o prácticas operativas, incluyendo mecanismos participativos y suministro de información, que puedan reducir el riesgo y consecuente impacto.

Su instrumentación es viable a través de regulaciones que se establecen mediante normas de planeamiento y edificación urbanas, y de la construcción en general sobre espacios de dominio público y privado.

Las principales acciones no estructurales son generalmente programas y planes políticos para prevenir desastres naturales, sistemas de prevención y alerta de inundación, zonificación de las áreas de riesgo de inundación, seguro y protección individual contra inundación y la realización de mapas de riesgo de inundación en las ciudades. Es de destacar que el costo de protección de un área inundable por acciones estructurales, en general, es superior a aquel correspondiente a las acciones no estructurales (RODRÍGUEZ VÁZQUEZ, 2012).

De esta manera visto desde la protección civil, se pretende que el manejo integral de riesgo sea un conjunto de acciones encaminadas a la identificación, análisis, evaluación y reducción de los riesgos, las cuales apoyan de manera sistemática la toma de decisiones para la creación e implementación de políticas, estrategias y procedimientos que combatan las causas estructurales y fortalezcan las capacidades de resiliencia de la sociedad.

El desarrollo de estas medidas se realiza en el punto 17.



Criterios de diseño

Se suele llamar “sistema menor” de desagües pluviales a la red de conductos, canales, obras de alivio y eventuales reservorios capaces de transportar caudales hasta una cierta magnitud (nivel de recurrencia); y “sistema mayor” al camino que es seguido por el flujo que el sistema menor no puede aceptar, o sea, la red de calles y espacios naturalmente seguidos por las crecidas. Asimismo, en un ámbito netamente urbano, el sistema mayor (calles) es el primer receptor que interactúa con la esorrentía de la cuenca conduciendo y almacenando la misma hasta su punto de ingreso en la red de conductos o sistema menor.

Cada ciudad, provincia o país sigue un criterio distinto con respecto al máximo tirante de agua admitido en cuneta/calle para la recurrencia de diseño de la red pluvial (en general menor o igual que 10 años) y al máximo tirante para el caso de tormentas de verificación entre 25 y 100 años de recurrencia. También desde el punto de vista del riesgo que corren peatones, vehículos y viviendas, se suelen fijar límites teniendo en cuenta la relación entre el tirante de agua en calles y su velocidad media (en general su producto), según las recurrencias que se consideren de las lluvias intensas. Otro aspecto que puede resultar relevante es la velocidad con la cual ascienden los niveles de agua durante un evento, y la respuesta de la población ante el mismo.

No existe un criterio único universal por cuanto el escurrimiento admisible en calles está ligado a varios factores, no sólo a la capacidad económica de un barrio, ciudad o país de realizar inversiones en obras de desagüe (sistema menor). Estos sistemas resultan más costosos mientras menos agua se acepte en calles, pero debe tenerse en cuenta que desde el punto de vista de una evaluación puramente económica las molestias a los peatones y aún la interrupción breve del tránsito pueden representar un daño de poco peso frente al perjuicio total.

El Manual de Drenaje de Clark County editado en 1999 en EE.UU. prescribe para calles con ancho menor de 24 metros, que para tormentas de 10 años de recurrencia la altura máxima de agua sobre fondo de cuneta debe ser inferior a un pie (30 cm) y el producto del tirante por la velocidad media no debe superar $0,54 \text{ m}^2/\text{s}$. En dicho Manual, para el caso de una lluvia de 100 años de recurrencia, la altura máxima se fija en 60 cm y el producto antedicho máximo debe valer $0,72 \text{ m}^2/\text{s}$.

Por otro lado, en Barcelona se ha fijado como criterio de diseño que para lluvias de período de retorno de 10 años las calles no peatonales soporten un tirante máximo de agua de 9 cm, mientras otras ciudades del mundo aceptan hasta 45 cm para iguales recurrencias por las razones apuntadas de economicidad.

Existen otros criterios como el de Témez (1992), donde se define de una zona de inundación peligrosa como aquella en donde existe serio riesgo de pérdida de vidas humanas o graves daños personales. Para que una zona merezca tal calificativo, deben darse las condiciones desfavorables de tirante ($> 1\text{m}$) ó velocidad del flujo ($> 1 \text{ m/s}$) o el producto debe ser mayor a $0.5 \text{ m}^2/\text{s}$. Claramente este criterio de 1 m de tirante no es aplicable a zonas pobladas. Asimismo, Abt y otros (1989) realizaron experiencias para velocidades del flujo entre 0.36 y 3,05 m/s y tirantes de 0.49 a 1.2 m. Para estas condiciones del flujo encontraron que las personas perdían estabilidad para valores del producto velocidad por tirante mayores a 0.70. En Las Vegas, para calles y TR = 10 años se acepta como valor de dicho índice: $0,75 \text{ m}^2/\text{s}$.

En la Tabla 2 se indican los umbrales de peligro para la comunidad al interactuar con las inundaciones adoptados por el Australian Institute for Disaster Resilience (Australian Disaster Resilience Guideline 7-3: Technical flood risk management guideline: Flood hazard, 2014)



La clasificación de severidad de peligro adoptada para el Plan Maestro consideró los valores de umbrales de peligro indicados, estableciendo que el nivel de severidad del peligro en la cuenca es alto si ante un evento de 100 años de recurrencia, está expuesta al menos a una de las siguientes condiciones:

- Profundidad de inundación mayor a 0,5 m (por sobre el nivel de cuneta),
- Permanencia de la afectación (0,5 m por sobre nivel de cuneta) mayor a 4 horas,
- Producto de la velocidad y la profundidad supera 0,5 m²/s.

Tabla 2. Clasificación de severidad del peligro de inundación

Fuente: *Technical flood risk management guideline: Flood hazard, 2014, Australian Institute for Disaster Resilience*

Clasificación de Peligro	Límite V*H (m ² /s)	Profundidad limitante H (m)	Velocidad limitante V (m/s)	Descripción
H1	V*H<0.3	0.3	2	Generalmente segura para la población, vehículos y edificios
H2	V*H<0.6	0.5	2	Inseguro para vehículos pequeños
H3	V*H<0.6	1.2	2	Inseguro para vehículos, niños y ancianos
H4	V*H<1	2	2	Inseguro para población y vehículos
H5	V*H<4	4	4	Inseguro para población y vehículos. Todos los edificios expuestos a daño estructural
H6	V*H<4	-	-	Inseguro para población y vehículos. Todos los edificios expuestos a colapso

En el caso de la cuenca del A° Medrano, se determinó como evento de diseño, **a la tormenta de 10 años** de recurrencia con 2 hs de duración, por resultar esta duración la crítica para la evaluación de los sistemas troncales. **El dimensionamiento hidráulico se realizó por pasos sucesivos, variando las secciones de los conductos en el modelo hasta lograr que el nivel de agua en las calles no superase, para la tormenta de diseño seleccionada, en general el nivel del cordón de vereda**, aceptando en un pequeño porcentaje de calles aisladas que se alcanzasen los 15 cm sobre el fondo de las cunetas.

Indudablemente este criterio, para el caso de ingeniería de detalle, debe ir acompañado de las características de detalle de cada calle, observándose la ubicación de umbrales de viviendas y la presencia o no de sótanos o cocheras, debiendo en su caso proponer las medidas correctivas correspondientes.

Las medidas estructurales a proyectar serán desarrolladas con el objetivo de cumplir con las metas anteriormente señaladas. Es decir que el esfuerzo y adecuación de la red de desagües pluviales existente deberá ser orientado de forma tal de cumplir con los límites de funcionamiento considerados como admisibles.



Tormentas de diseño

5.1 Introducción

Los caudales máximos que se tienen en una cuenca altamente impermeabilizada tienen estrecha relación con las características de las tormentas que los producen. Las características más relevantes de una tormenta relacionadas al funcionamiento de un sistema de drenaje son:

Intensidad de precipitación, láminas precipitadas y recurrencia asociada (para distintos intervalos de tiempo),

Distribución temporal y duración total,

Variación de la tormenta en el área de la cuenca (distribución areal).

Asimismo, resulta importante la finalidad para la cual se pretende utilizar la tormenta, pudiendo variar su duración y características por ejemplo si se pretende diseñar un conducto o un almacenamiento (requiriéndose en éste último caso por lo general realizar verificaciones para tiempos de tormentas mayores).

En proximidades de la cuenca se cuenta con la estación del Observatorio Central Buenos Aires del Servicio Meteorológico Nacional (SMN - Villa Ortuzar), a partir de la cual es posible obtener láminas de precipitaciones máximas en intervalos de tiempo de 5, 10, 15, 30, 60, 120, 180, 360, y 720 minutos, así como precipitaciones diarias, a partir de 1937.

Del conjunto de análisis realizados, y verificando antecedentes disponibles, se observó que:

Existe evidencia que las precipitaciones en la región de la ciudad de Buenos Aires están en aumento, tanto a nivel de precipitaciones anuales como mensuales, así como para eventos extremos,

Se han incrementado la cantidad de días con eventos de tormentas, y hay tendencia creciente en las precipitaciones máximas anuales de corta duración,

Los test no paramétricos utilizados, aunque no resultan contundentes, muestran indicios de falta de homogeneidad en las series completas, en particular para los análisis realizados en duraciones de 3 horas.

Por lo tanto, se deduce que hay indicios de falta de homogeneidad estadística en la serie completa, y teniendo en cuenta además que:

existe bibliografía relativa a que uno de los impactos del cambio climático en la región es el aumento de la frecuencia anual de que un evento sea superado (o de manera inversa, la disminución de la recurrencia de un evento dado),

en la medida en que se dispone de mayor longitud de registros confiables, mayor consistencia tienen los resultados,

en duraciones muy cortas, que tienen efecto en la cuenca del A° Medrano para el análisis y diseño de conducciones, existen registros ocurridos en la década del 60 relevantes en la serie de trabajo,

Se adoptó una serie de trabajo en la estación del Observatorio Central Buenos Aires de menor longitud respecto a la total disponible, adoptando la serie 1960/61 – 1916/17, asumiendo que tal serie resultará más representativa de los eventos de diseño en el PMDU.



5.2 Intensidad, láminas precipitadas y recurrencia asociadas

En forma genérica, a mayores intensidades de las tormentas mayores caudales pueden manifestarse. Se realizó dentro del marco de PMDU una actualización de las relaciones precipitación – duración – recurrencia. En primer lugar se procedió a realizar un análisis de frecuencia de las series disponibles, seleccionando a la distribución GEV, ajustada por momentos ponderados por probabilidades, cuyos resultados se acompañan en la Tabla 3.

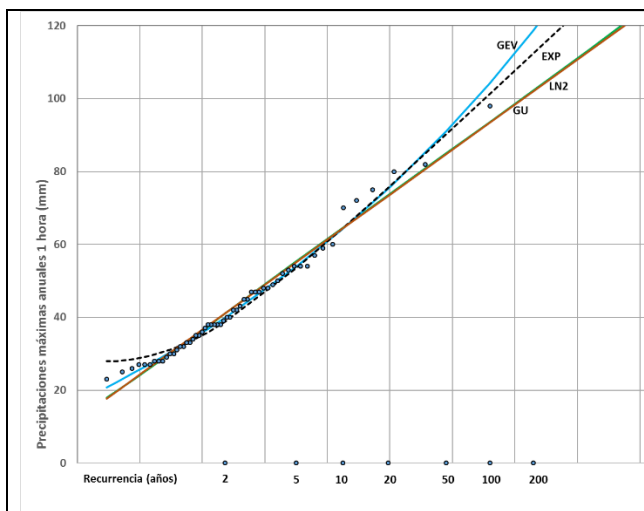


Figura 5: Análisis de frecuencia de precipitaciones máximas anuales d= 1 hora (serie 1961-2016)

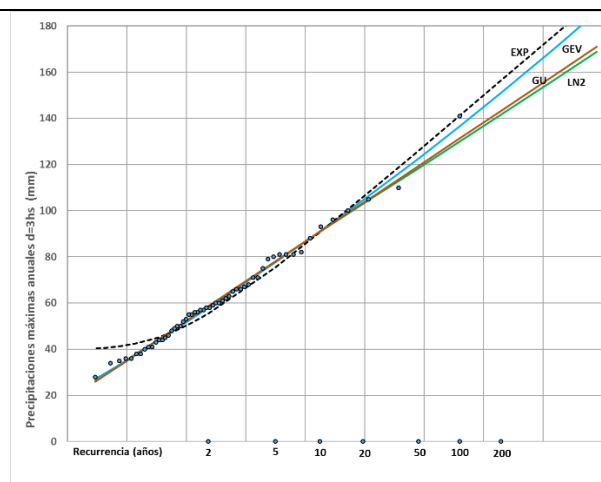


Figura 6: Análisis de frecuencia de precipitaciones máximas anuales d= 3 horas (serie 1961 – 2016)

Tabla 3. Relación Precipitación – Duración – Recurrencia recomendada. Estación Villa Ortúzar serie 1960/61 – 2016/17, precipitaciones en (mm)

Dur(min)	Recurrencia (años)						
	2	5	10	20	50	100	200
5	12	16	19	22	26	30	34
10	18	24	29	34	41	47	53
15	23	31	37	43	52	59	68
30	31	41	48	56	68	77	88
60	40	54	64	75	91	104	119
120	51	70	83	97	115	130	146
180	58	78	91	105	123	137	151
360	68	90	104	117	133	145	156
720	83	109	127	144	167	184	201
1dia	90	116	133	151	176	194	214

A partir de las mismas puede deducirse la relación Intensidad máxima – Duración – Recurrencia, las que se presentan en la Tabla 4 y Figura 7.



Tabla 4. Relación Intensidad (mm/h) – Duración – Recurrencia. Estación Villa Ortúzar serie 1961 – 2016

Dur(min)	Recurrencia (años)						
	2	5	10	20	50	100	200
5	139	188	224	262	317	363	413
10	108	146	174	203	246	282	320
15	91	123	147	172	208	238	271
30	61	81	96	112	135	154	176
60	40	54	64	75	91	104	119
120	25.7	35.1	41.7	48.4	57.7	65.1	72.8
180	19.3	25.9	30.4	34.9	40.9	45.5	50.3
360	11.4	15.0	17.4	19.5	22.2	24.1	25.9
720	6.9	9.1	10.6	12.0	13.9	15.3	16.7

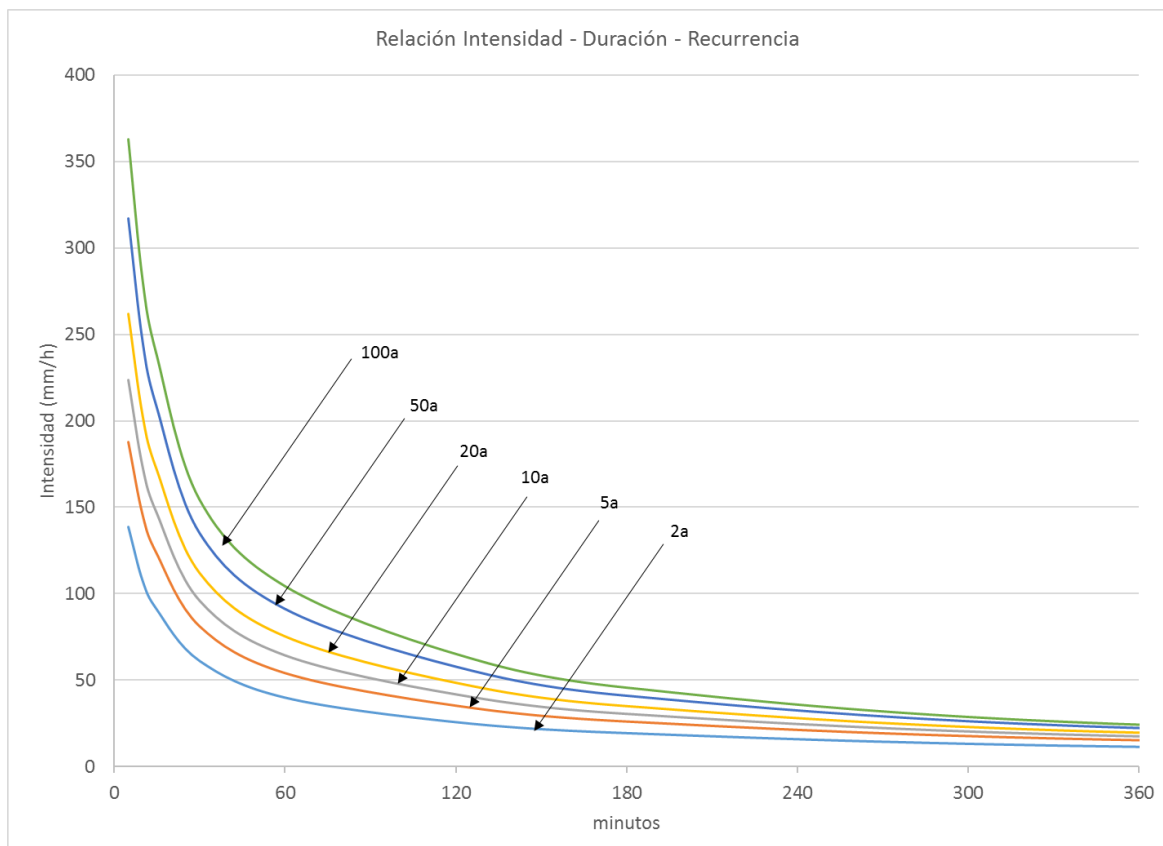


Figura 7: Relación IDF – Villa Ortúzar 1961 - 2016

A efectos de facilitar el uso de la Tabla anterior, se ajustó para cada recurrencia una ecuación del tipo:

$$I \left[\frac{mm}{h} \right] = \frac{A}{(D[min] + B) * C}$$



Donde:

I = intensidad media correspondiente a una duración D y tiempo de recurrencia T (años).

A , B y C = parámetros.

La Tabla 5 muestra los parámetros encontrados para cada recurrencia.

Tabla 5. Parámetros Relación Intensidad – duración – recurrencia

	A	B	C	r
2 años	947.594	8.262	0.747	0.99
5 años	1377.089	9.012	0.762	0.99
10 años	1677.714	9.016	0.769	0.99
20 años	2082.322	9.375	0.783	0.99
50 años	2891.079	10.570	0.813	0.99
100 años	3458.803	10.570	0.827	0.99

Siendo r : coeficiente de correlación

5.3 Distribución temporal

El patrón o distribución temporal de las tormentas constituye un elemento relevante en el análisis hidrológico, ya que tiene un impacto significativo en la magnitud del caudal máximo obtenido. Al respecto, se siguieron los lineamientos de los estudios desarrollados en el Plan Director de Ordenamiento Hidráulico de Buenos Aires (PDOH, 2006), donde se determinó que el patrón temporal más frecuente es de tipo adelantado en el desarrollo de la tormenta, recomendándose el siguiente patrón temporal para las tormentas de diseño:

Tabla 6. Perfil recomendado de Tormentas

PORCENTAJE DE DURACIÓN DE TORMENTAS									
10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
15%	23%	32%	9%	7%	5%	4%	2%	2%	1%

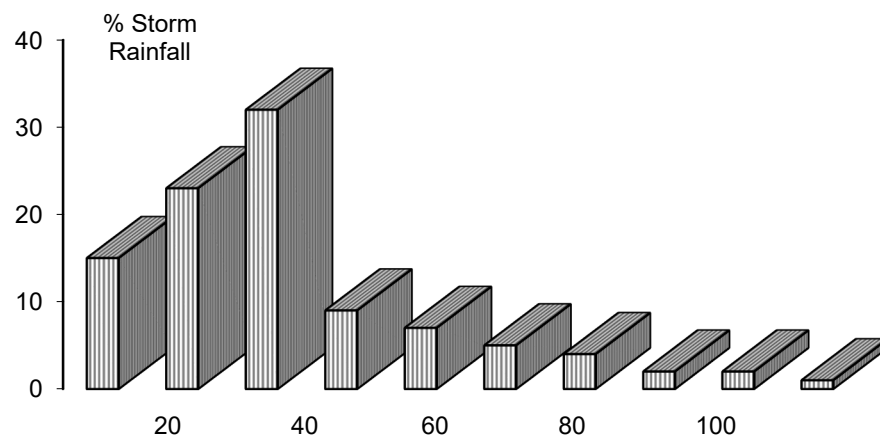


Figura 8—Perfil Recomendado de Tormenta (PDOH, 2006)

La Figura 9 presenta un ejemplo para la tormenta para 10 años de recurrencia y duración 3 horas, la cual presenta una precipitación total de 91 mm.

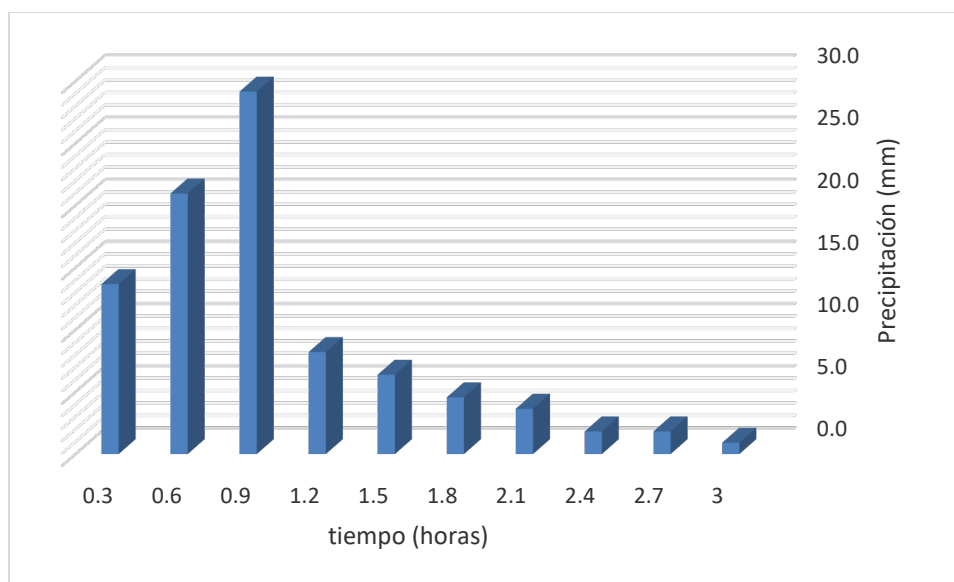


Figura 9—Tormenta R=10 años, duración 3hs

La Figura 10 presenta la tormenta para 10 años de recurrencia y duración 2 horas, la cual presenta una precipitación total de 83 mm, siguiendo el patrón previamente indicado.

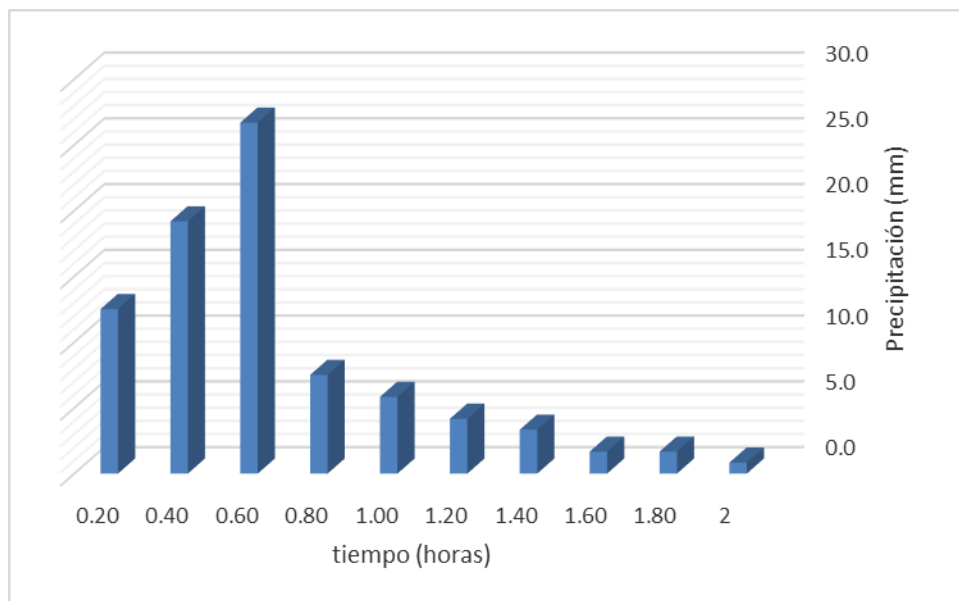


Figura 10—Tormenta R=10 años, duración 2hs

Las láminas precipitadas tormentas de 2 horas de duración, y recurrencias de 2 a 200 años se presentan en la Tabla 7. En Anexo I se acompañan las tormentas de diseño para 1, 2, 3, 6 y 12hs de duración.

Tabla 7. Tormentas de diseño duración 2 horas

duración:	2	Hs					
Recurrencia (años)	2	5	10	20	50	100	200
pp. Total (mm)	51	70	83	97	115	130	146
t(hs)	Precipitación (mm)						
0.00	0	0	0	0	0	0	0
0.20	7.7	10.5	12.5	14.5	17.3	19.5	21.8
0.40	11.8	16.1	19.2	22.3	26.5	29.9	33.5
0.60	16.4	22.4	26.7	31.0	36.9	41.6	46.6
0.80	4.6	6.3	7.5	8.7	10.4	11.7	13.1
1.00	3.6	4.9	5.8	6.8	8.1	9.1	10.2
1.20	2.6	3.5	4.2	4.8	5.8	6.5	7.3
1.40	2.1	2.8	3.3	3.9	4.6	5.2	5.8
1.60	1.0	1.4	1.7	1.9	2.3	2.6	2.9
1.80	1.0	1.4	1.7	1.9	2.3	2.6	2.9
2	0.5	0.7	0.8	1.0	1.2	1.3	1.5

No debe descuidarse que las tormentas indicadas precedentemente representan un “patrón frecuente” en el desarrollo temporal de las tormentas, y que se han observado tormentas particulares que tienen patrones diferentes y que han provocado inundaciones generalizadas en la cuenca o parte de ella. En la Figura 11 se observa un patrón relativamente atrasado del evento de 2013 (incrementando de esta manera



su criticidad), un patrón adelantado en 2001 (similar a la mayoría de las registradas en Buenos Aires) y un patrón relativamente uniforme en 1985.

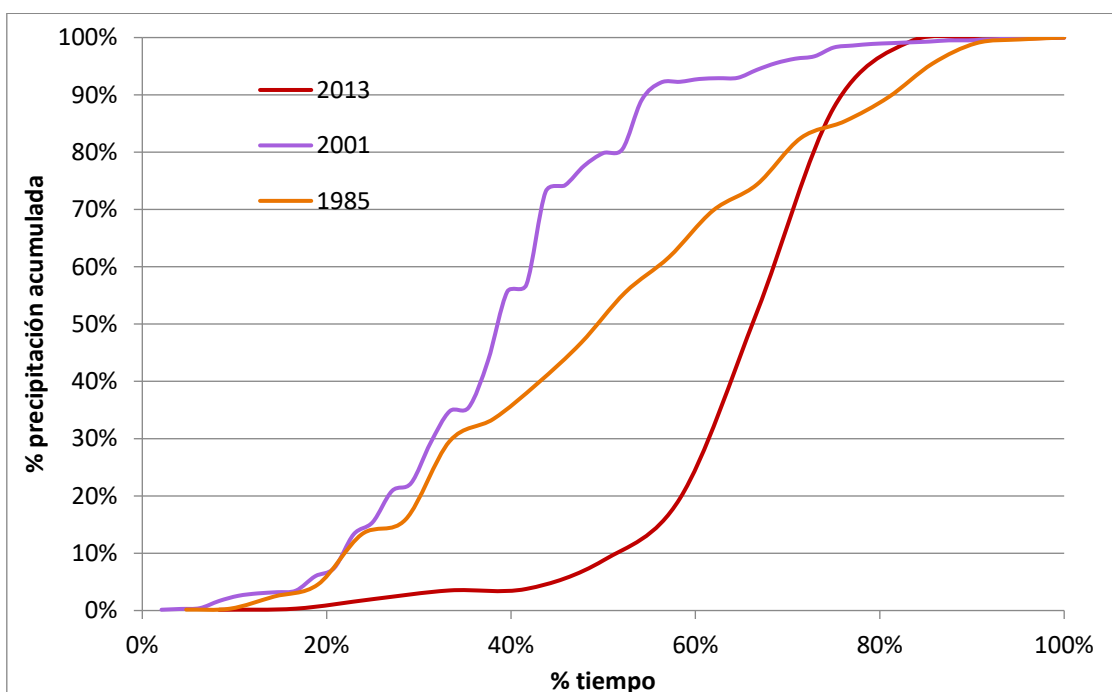


Figura 11- Distribución temporal porcentual. Tormentas 2 de abril de 2013 y 24 de enero 2001

5.4 Variación de la tormenta en el área de la cuenca

Las precipitaciones máximas areales disminuyen a medida que se incrementa el área bajo análisis. Teniendo en cuenta el área de la cuenca del A° Medrano, y dependiendo de la duración de la tormenta analizada, teóricamente correspondería aplicar un coeficiente de reducción areal variable.

Para el área total de cuenca (55 Km²) y tormenta de 3 horas de duración, el factor a aplicar sería del orden de 0.90 de la estimación puntual de precipitaciones, disminuyendo a un valor de 0.88 para tormentas de 2 horas de duración e incrementándose a 0.92 para 6hs. Para tormentas de mayor duración el factor se acerca a 1.

Considerando que este “Manual de Drenaje” se orienta a las obras secundarias y terciarias dentro de la cuenca las cuales tienen cuencas de aportes con áreas menores (con lo cual el coeficiente sería próximo a 1), así como a las incertidumbres propias en la determinación del coeficiente de reducción, se propone no aplicar este coeficiente de minoración, ubicando los resultados del lado de la seguridad.

5.5 Determinación de la tormenta a aplicar

Para la selección de la tormenta a utilizar se recomienda, de manera genérica, seguir los siguientes pasos:



- a) **selección de recurrencia.** Como criterio de diseño se utilizó una tormenta de 10 años de recurrencia, diseñando los elementos hidráulicos necesarios para que el agua acumulada en calle para esta recurrencia sea mínima.
- b) **selección de la duración total.** La misma se selecciona de manera que resulte la más crítica respecto al elemento hidráulico analizado. Por ejemplo, si la consideración de agua excedente acumulada en calle resulta el elemento de consideración, debe seleccionarse la duración de tormenta que produzca la mayor altura de agua acumulada en calle (hasta el límite permisible). Normalmente para la cuenca completa de la cuenca del A° Medrano, tal duración resultó de 2 horas, mientras que para colectores secundarios y terciarios debería ser menor. Como primera aproximación a la duración de la tormenta a utilizar, puede determinarse a partir del tiempo de concentración de la cuenca (fórmulas de onda cinemática o tiempos de traslado del flujo del NRCS de los Estados Unidos (TR-55, 1986), por ejemplo).
- c) **aplicación de distribución temporal.** En base a la duración de tormenta seleccionada, aplicar la distribución temporal según se indica en 5.3. En general se debe verificar que el intervalo de tiempo de simulación ($\Delta t < t_c/5$), donde t_c = tiempo de concentración.
- d) **aplicar la tormenta al modelo hidrológico – hidráulico**
- e) **verificar la situación crítica con tormentas de diferente duración**, en particular si se consideran en el diseño obras de almacenamiento,
- f) **verificar el diseño final previsto utilizando una tormenta crítica observada** (ej: tormenta de Abril de 2013).



Determinación de caudales de diseño

En este capítulo se realiza una descripción de los modelos de simulación hidrológica – hidráulica que han sido utilizados abarcando toda la cuenca del A° Medrano y dado que tienen un aceptable nivel de calibración, resultan recomendados para aplicar en la misma;

- Infoworks CS
- EPA SWMM

No obstante, no se descarta la posible utilización de otros modelos, con similares capacidades hidrológicas – hidráulicas a los indicados, siempre y cuando puedan calibrarse y verificarse previo a su utilización.

6.1 Infoworks CS

El programa Infoworks CS, desarrollado por Innovyze, permite la simulación del escurrimiento generado en las cuencas/subcuencas tanto a presión como a superficie libre, la evolución de la calidad de agua y transporte de sedimentos en redes de desagües pluviales bajo distintas condiciones de borde. Mediante la resolución de las ecuaciones completas de Saint Vénant, el programa sirve de base para la elaboración de un modelo de la cuenca en estudio que reproduce, en forma precisa, los efectos de remanso, escurrimientos impermanentes en canales abiertos (canales y calles) y en redes de conductos a presión, así como obras secundarias e interconexiones complejas en la red de desagües.

Con relación a los aspectos hidrológicos involucrados, el programa posee un módulo de simulación de los procesos hidrológicos intervinientes en la determinación de la escorrentía originada por las subcuencas componentes del área en estudio. Con este objetivo, resulta posible la implementación de diferentes métodos de transformación lluvia-caudal con distintos grados de complejidad. Los hidrogramas registrados durante los diferentes eventos analizados son transportados a través de la red de desagües mediante un modelo hidrodinámico que, como fuera dicho, resuelve las ecuaciones completas de Saint Vénant.

Tomando en consideración los aspectos antes mencionados, el paquete de herramientas disponibles en el programa permite la simulación del comportamiento conjunto del sistema de calles y conductos, así como la interacción existente entre ambos. Básicamente, la modelación completa de la cuenca en estudio se logra a través de la implementación de una doble red de conducción (calles y conductos) mediante un número determinado de nodos y ramales. En estas condiciones, el sistema funciona como un único sistema que interactúa, en cada nodo, compatibilizando niveles, caudales y geometrías tanto de los conductos y de las calles como de sus elementos de vinculación.

El modelo ha sido validado en base a la comparación de sus resultados con información de eventos de inundación, en particular para la tormenta de abril de 2013, completado y actualizado con la información topográfica (LIDAR) y de conductos, reservorios y sumideros disponibles a 2017.

La Figura 12 presenta el esquema de simulación integrada hidrológica – hidráulica que utiliza Infoworks (pueden utilizarse mayor número de superficies de escurrimiento, de considerarse necesario), indicándose en la Tabla 8 los modelos utilizados para cada proceso de simulación hidrológica.

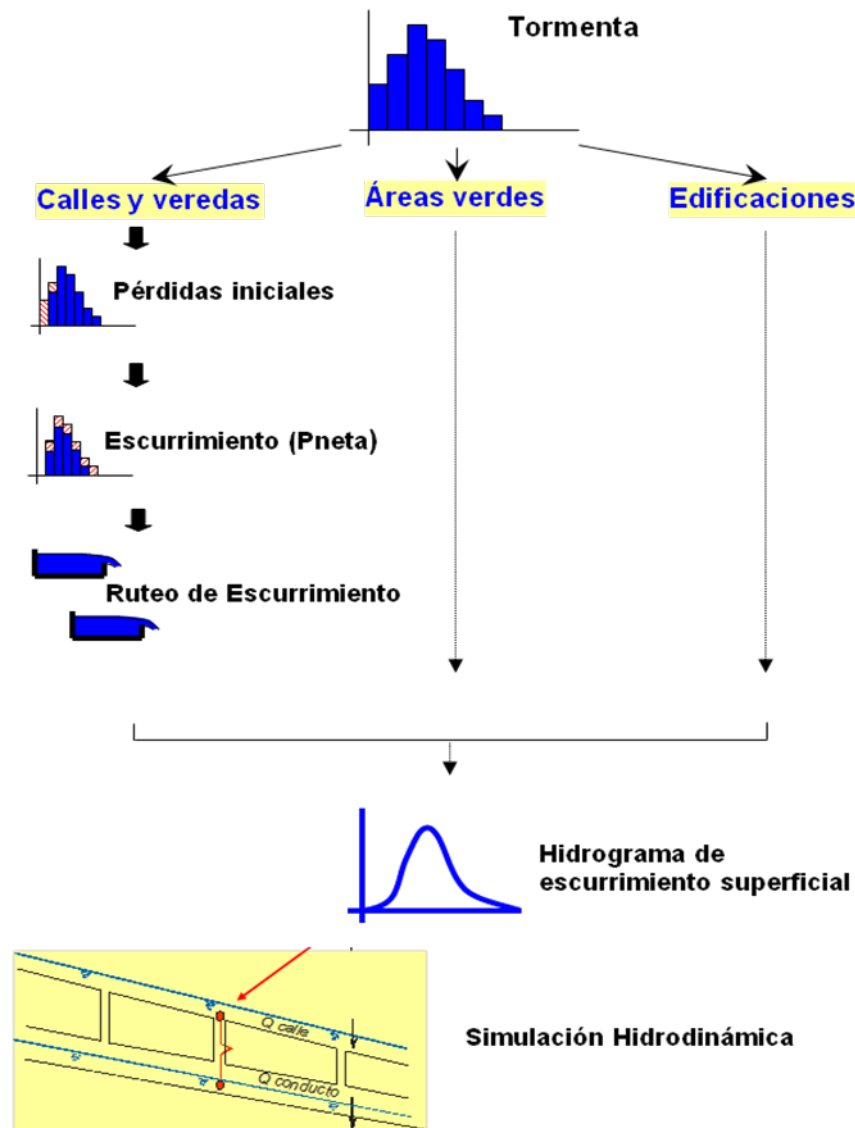


Figura 12 Esquema de simulación integrada hidrológica-hidráulica

Para obtener el cálculo de la lámina de esguerrimiento efectiva el modelo hidrológico utilizado permite el uso de distintos procedimientos, en función del tipo de superficie. La modelación hidrológica consideró para las áreas urbanas altamente impermeabilizadas el cálculo de la lámina de esguerrimiento efectivo mediante coeficientes fijos, práctica habitual en el análisis y diseño de redes de desagüe pluvial para el rango de recurrencias de 2 a 10 años. En las áreas verdes se determinó la lámina de esguerrimiento efectiva con el conocido método del CN (SCS).

En cuanto al método de traslado hidrológico de la lámina efectiva hacia los nodos del modelo hidráulico, se utilizó el método de Wallingford para grandes cuencas (Large Contributing Area Model) con factores de multiplicación del parámetro K de traslado adoptado en base a datos de la calibración del PDOH (2006) y actualizaciones posteriores en 2013.



Tabla 8. Tipos de superficie considerada y modelos de cálculo hidrológico

Superficie	Modelo para obtención de lluvia-lluvia neta	Modelo de traslado
Calles y Veredas	Fijo	Doble reservorio lineal ajustado para grandes cuencas (Wallingford Large Catchment Model - LCM)
Superficie edificada	Fijo	
Pulmones de manzada	Fijo	
Espacios Verdes	SCS (método de la curva número o CN)	

Es necesario en cada subcuenca establecer el área (o % de área) que corresponde a cada tipo de superficie considerada. Tal evaluación se realizó en la cuenca a través del uso de imágenes satelitales

actualizadas (2018) obtenidas de Google Earth Pro; las cuales fueron clasificadas utilizando ArcGis. A partir del mosaico georeferenciado de imágenes satelitales se efectuó una clasificación no supervisada agrupando los píxeles de las mismas (de 0.3m x 0.3m) en clases o categorías, a las cuales se les incorporó externamente la categoría calle y veredas. A la imagen resultante se le superpusieron las subcuencas y se obtuvieron las áreas para cada uso del suelo, para cada subcuenca.

El modelo de Grandes Cuencas de Wallingford consiste en un modelo de doble reservorio quasi-lineal. La ecuación general del traslado lineal es la siguiente:

$$S = kq$$

donde,

S es el volumen de agua que reside en la superficie de una subcuenca

q es el caudal que ingresa a la red de desagües, y

k es el coeficiente de traslado, que es función de la intensidad de la tormenta, y de parámetros físicos de la cuenca, como el área, la pendiente y una longitud representativa.

En cada paso de tiempo, el programa calcula qué porción de la escorrentía es almacenada en superficie y qué parte ingresa a la red de acuerdo con la ecuación anterior; en el caso del doble reservorio lineal, este proceso de cálculo se realiza dos veces.

El método de Grandes Cuencas calcula internamente dos parámetros de ajuste que se aplican sobre el coeficiente de traslado original del método del doble reservorio lineal (k): un multiplicador (K) y la variación temporal de la escorrentía (T). K y T se calculan utilizando el área de la subcuenca (A), pendiente (S) y dimensión característica (L). K y T se calculan de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$K = 0,030 \cdot A^{-0,022} \cdot S^{-0,228} \cdot L^{0,460}$$

$$T = 4,334 \cdot A^{0,009} \cdot S^{-0,173} \cdot L^{0,462}$$

donde,

A es el área de la cuenca en m².



S es la pendiente en m/m.

L es la longitud característica en m

Los parámetros utilizados en el modelo de transformación lluvia-caudal para cada una de las superficies se consignan en la Tabla 9.

Tabla 9. Superficies y parámetros adoptados en el modelo de transformación lluvia-caudal

Superficie	Modelo de obtención lluvia neta	Coefficiente C	Almacenamiento S (mm)	Coefficiente de traslado k (*) (segundos)
Calles y Veredas	Fijo	0.85 - 0.95	-	5
Superficie edificada	Fijo	0.60 - 0.70	-	30
Pulmones	Fijo	0.40 - 0.45	-	300
Espacios Verdes	SCS (método de la curva número o CN)	-	50 – 60	600
Desembocadura	SCS (método de la curva número o CN)	-	100	900

El almacenamiento S está relacionado con el valor de la curva número CN mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{25.4}{CN} - 0.254$$

(*) valores de k básicos (previos a ser ajustados internamente por los parámetros K y T)

Para definir la resistencia hidráulica en las secciones de escurrimiento Infoworks utiliza coeficientes de Manning (n).

En lo que se refiere a las pérdidas de carga hidráulica locales (por causa de curvas, cambios de alineamiento o de sección, acometidas de conductos en bocas de registros, etc), InfoWorks CS posee internamente coeficientes de pérdidas en función del estado de carga de un conducto.

Con las simulaciones desarrolladas en los diversos escenarios de estudio se debe realizar una interpretación de los resultados obtenidos, con énfasis en los siguientes parámetros e indicadores:

Caudales y niveles máximos en puntos característicos/críticos del sistema.

Profundidades de inundación para los diferentes escenarios realizados.

Permanencia del agua en superficie por encima de valores tolerables.

En las siguientes figuras se muestran las redes de calles y de conductos que forman parte del modelo matemático actualizado.

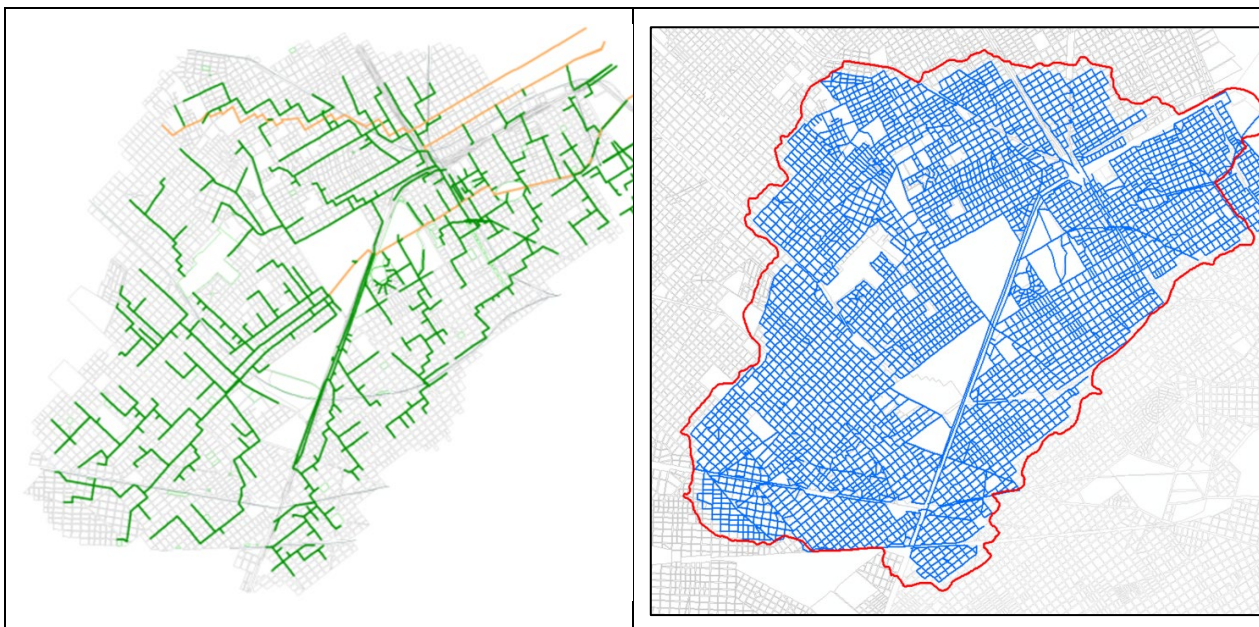


Figura 13 - Red pluvial analizada (2017) *Fuente: ch2m* Figura 14 - Red de calles modelada *Fuente: ch2m*

El modelo disponible ha sido validado y actualizado en base a:

información topográfica actualizada del Relevamiento Lidar realizado en los meses de agosto y septiembre de 2017. Con esta información se densificó y actualizó el sistema de escurrimiento superficial (red de calles); y se refinaron y verificaron la distribución de las cuencas urbanas.

Densificación de las redes pluviales de captación y conducción en base a nueva información recopilada en cada municipio.

Actualización de la hidrometeorología en base a lo indicado en 5.

Incorporación de áreas de retención temporal de excedentes hídricos, tanto aquellas creadas exprofeso para dicho fin como aquellas áreas que naturalmente cumplen esa función para ciertas recurrencias.

Incorporación de obras especiales tales como pasos bajo nivel, cruces de vías y sifones,

Incorporación de modificaciones realizadas en la desembocadura del Arroyo Medrano.

De esta manera se cuenta con un modelo hidrológico – hidráulico validado para la cuenca e integrado a un SIG, a partir del cual se desarrollaron simulaciones para diferentes escenarios de diseño, y se obtuvieron diferentes manchas de inundación.

6.2 EPA SWMM

Infoworks CS fue migrado a EPA SWMM, software de uso libre, de manera de facilitar al Comitente y proyectistas en general las actualizaciones futuras y el análisis de mayor detalle de las redes secundarias y terciarias.

El software SWMM (Stormwater Management Model), modelo de gestión de aguas pluviales, fue desarrollado por la Agencia de Protección del Ambiente de los Estados Unidos (Environmental Protection



Agency, 1988, 1994). El mismo permite simular el comportamiento hidrológico e hidráulico de un sistema de drenaje urbano, tanto en términos de cantidad como en la calidad del agua, siendo una herramienta de cálculo utilizada y reconocida a nivel mundial.

La componente hidrológica de EPA SWMM 5.0 utiliza un modelo agregado de almacenamiento o reservorio no lineal para calcular los hidrogramas de escorrentía superficial que se generan en la cuenca urbana debido a la precipitación (Figura 15). Este modelo de depósito no lineal considera también los procesos de infiltración, evaporación y almacenamiento en superficie, y es aplicable tanto a zonas impermeables como permeables de la cuenca de estudio.

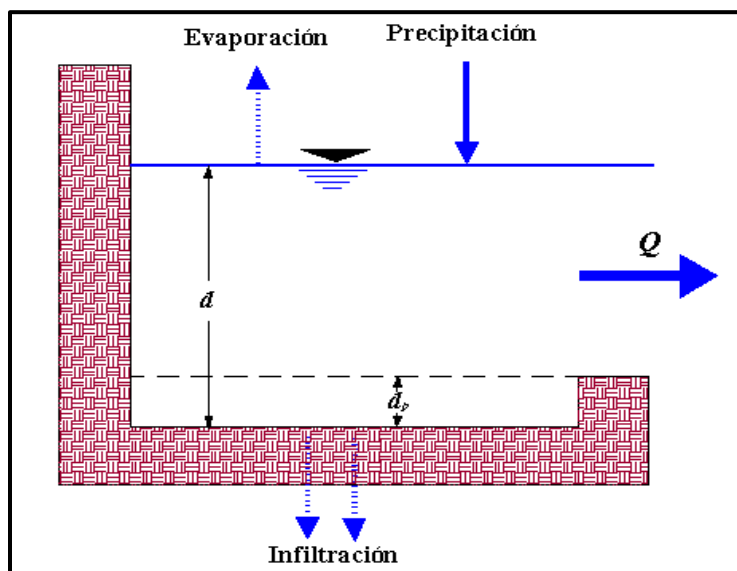


Figura 15 – Esquema de reservorio utilizado en SWMM

Cada cuenca o subcuenca en estudio se subdivide en tres áreas: permeable (A1), impermeable con almacenamiento en depresión (A2) e impermeable sin almacenamiento en depresión (A3) (Figura 16), siendo en este modelo relevante la determinación de la impermeabilidad total en cada subcuenca (a través de imágenes satelitales de detalle y/o fotografías aéreas).

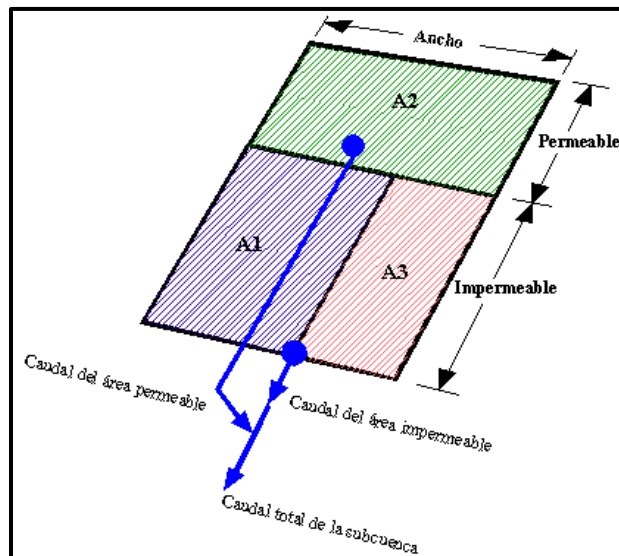


Figura 16 – Esquema de modelación en subcuencas

Para descontar las pérdidas por infiltración en las áreas permeables se utilizan opcionalmente las ecuaciones de Horton, Green-Ampt o Curva Numero (CN), habiéndose utilizado este último en la cuenca del A° Medrano.

El caudal parcial de cada subárea se calcula como el producto de la velocidad, obtenida de la ecuación de Manning, la profundidad y el ancho de escurrimiento. Esto significa despreciar los términos de inercia y presión de la ecuación dinámica:

$$Q = W \frac{(d - d_p)^{5/3}}{n} S^{1/2}$$

Donde,

Q: caudal de salida de la subcuenca.

W: ancho de la subcuenca.

n: coeficiente de rugosidad de Manning.

d: profundidad del agua.

d_p : Profundidad de retención superficial.

S: pendiente media de la subcuenca.

La ecuación del reservorio no lineal se establece resolviendo el sistema de ecuaciones que constituyen la ecuación de continuidad y la ecuación de Manning. La ecuación de cada subcuenca queda:



$$\frac{dV}{dt} = A \frac{dd}{dt} = AI - Q$$

Siendo V el volumen de agua en la subcuenca, t, el tiempo, A, el área superficial de la subcuenca, I es la lluvia en exceso y Q es el caudal a la salida.

Combinando las ecuaciones se obtiene la ecuación diferencial del reservorio no lineal:

$$\frac{dd}{dt} = I - W \frac{(d - d_p)^{5/3}}{A n} S^{1/2}$$

La cual se resuelve en cada paso de tiempo mediante un esquema de diferencias finitas simple, la cual resulta ser:

$$\frac{d_2 - d_1}{\Delta t} = I - \frac{W S^{1/2}}{A n} \left(d_1 + \frac{1}{2}(d_2 - d_1) - d_p \right)^{5/3}$$

Los subíndices 1 y 2 en la ecuación indican el inicio y el fin de un paso de tiempo, respectivamente y Δt es el intervalo de tiempo. La ecuación discretizada del reservorio no lineal se resuelve para la incógnita d_2 mediante el método iterativo de Newton-Raphson.

El caudal total se calcula como suma de los caudales parciales de las subáreas.

El almacenamiento en depresión representa la abstracción inicial causada por fenómenos tales como el encharcamiento superficial, el humedecimiento de la superficie, la interceptación y la evaporación. Algunos valores de d_p han sido obtenidos experimentalmente en pequeñas cuencas urbanas altamente impermeables, estableciéndose una curva de ajuste en función de la pendiente media (Kidd, 1978), cuya expresión es:

$$d = 0.77 S^{-0.49}$$

d: almacenamiento en depresiones superficiales [mm], S: pendiente media de la cuenca [%].

En términos hidráulicos, EPA SWMM 5.0 puede propagar los caudales que ingresan en la red de drenaje mediante la resolución de las ecuaciones del flujo en lámina libre no permanente unidimensional (ecuaciones de Saint-Venant), utilizando un esquema numérico de diferencias finitas de tipo explícito.

En cada elemento de conducto, SWMM 5 calcula el caudal Q en cada instante de tiempo de la simulación, resolviendo las ecuaciones de Saint-Venant.

Por otro lado, para cada elemento nodo (Junction), el programa determina el nivel de la lámina de agua H en cada paso de tiempo de cálculo, aplicando la ecuación:



$$\frac{\partial H}{\partial t} = \sum \frac{Q}{A_s}$$

Siendo $\sum \frac{Q}{A_s}$ el flujo neto hacia el nodo (flujos de entrada menos flujos de salida) y $\sum A_s$ el área del nodo como se observa en la Figura 17, el área incluye el nodo propiamente dicho y el área superficial correspondiente a la mitad de la longitud de los conductos que confluyen en ese nodo.

Las Junctions representan los nodos de la red de drenaje que se va a modelar y a las uniones de los conductos. Corresponden, en la realidad, a las cámaras de registro o acceso de la red de drenaje y a los puntos de entrada de agua desde la superficie a la red de conductos (sumideros).

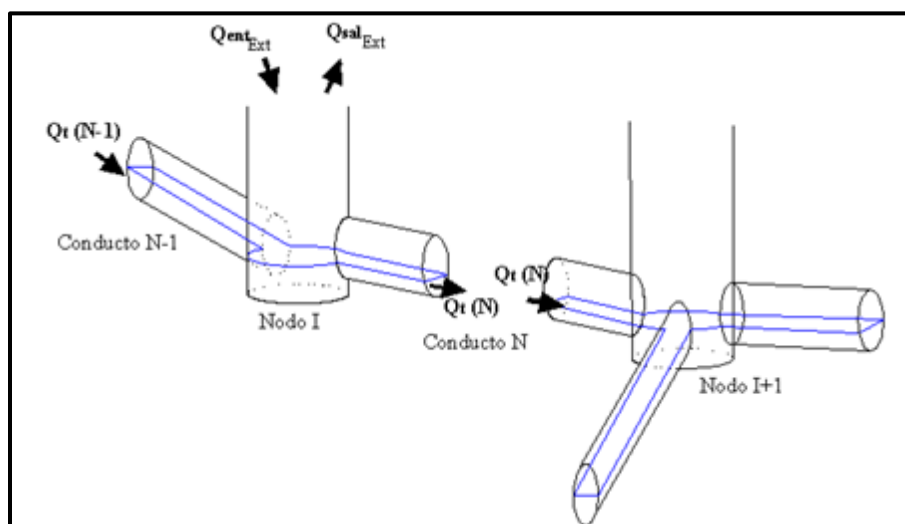


Figura 17: Representación nodo-conducto de un Sistema de drenaje urbano en SWMM

Las ecuaciones planteadas se resuelven de manera secuencial, mediante el método de Euler modificado, para determinar el caudal en cada conducto y el nivel del agua en cada nodo para cada intervalo de tiempo. Las condiciones que se deben cumplir para que el esquema sea estable numéricamente son:

1. Condición de Courant, donde se limita el incremento de tiempo de cálculo al tiempo necesario por una onda dinámica para propagarse a lo largo de la longitud del conducto.

$$\Delta t \leq \frac{L}{\sqrt{g \cdot D}}$$

donde:

Δt = incremento de tiempo

L: longitud del conducto

D: profundidad máxima del conducto



g: gravedad

2. Condición sobre los nodos:

$$\Delta t \leq 0.1 \cdot A_s \frac{\Delta H_{max}}{\sum Q}$$

donde:

As: área del nodo

ΔH_{max} : Elevación máxima del agua en Δt

$\sum Q$ =Flujo neto de entrada al nodo

Por lo tanto, se presentará un carácter más restrictivo en los conductos más cortos y con mayores entradas de caudal. Destacar que incrementos de tiempo de pocos segundos (1-10 seg) son comunes en la práctica al usar SWMM 5.0.

Otra situación en la que SWMM 5.0 puede presentar problemas se da cuando el caudal circulante es nulo o prácticamente nulo. También pueden aparecer problemas si la simulación se alarga demasiado en el tiempo una vez que ha salido de la cuenca toda la escorrentía.

Por último, dentro del apartado de restricciones, cabe mencionar que para la resolución de las ecuaciones de Saint-Venant se necesita una condición de contorno aguas abajo. Esta condición se impondrá al nodo que actúe como salida de la cuenca (Outfall) y se restringe el número de conductos que pueden llegar a ese nodo a un único conducto.

Dentro de sus aplicaciones, SWMM 5.0 nos permite modelar redes de conductos cerrados, sección abierta, o de sección irregular donde se tengan flujos en lámina libre o donde se produzca la entrada en carga en los conductos cerrados, además de simular la condición de salida de flujo hacia la superficie a través de los nodos del sistema (Flooding). También es posible modelar elementos especiales de una red de drenaje tales como vertederos, orificios y bombas, utilizando los objetos reguladores de flujo que incorpora SWMM 5.0: Weirs, Orifices y Pumps, respectivamente. La nueva versión incorpora un nuevo tipo de objeto regulador llamado Outlet. Éste representa una función de transferencia de caudal que depende de la profundidad del agua, aguas arriba o de la diferencia de carga entre los extremos aguas arriba y aguas debajo de este objeto. Todos los objetos reguladores consideran la opción de activar una Flap Gate, que es una especie de válvula de clapeta, cuya función es impedir la inversión del flujo en dicho elemento.

Al igual que otros programas de cálculo utilizados en el análisis de cuencas urbanas, SWMM 5.0 puede considerar la situación de inundación superficial (Flooding) de dos maneras diferentes: asumiendo que el flujo que se escapa por los nodos se pierde del esquema de red y no vuelve a incorporarse a éste, o asumiendo que el flujo que sale a través de los nodos se almacena temporalmente sobre éstos dentro de un volumen virtual, hasta cuando vuelvan a tener capacidad suficiente los conductos adyacentes a estos nodos, situación en la cual estos volúmenes almacenados vuelven a introducirse en la red. Esta última opción de modelización de la inundación en superficie, caracterizada por el almacenamiento temporal, se conoce como Surface Ponding y ocurrirá siempre que la cota de la lámina de agua en un nodo sea mayor que la cota de superficie definida en el mismo, estando activa la opción de Surface Ponding en SWMM 5.0.



6.3 Parámetros propuestos a utilizar

6.3.1 Usos del suelo. Impermeabilidad

La ocupación del suelo urbano en distintos usos y su correcta valoración representan una de las cuestiones más relevantes en los estudios de hidrología urbana, habida cuenta su importancia en la generación del escurrimiento superficial ante la presencia de tormentas.

En este sentido, un parámetro clave en el desarrollo del escurrimiento urbano es la determinación del coeficiente de impermeabilidad. En una subcuenca se lo define como el área impermeable total de la subcuenca respecto al área total de la misma, y se lo suele expresar en %. El remanente de área en la subcuenca se considera como “área permeable”.

La disponibilidad de Sistemas de Información Geográfica (SIG) junto con imágenes satelitales de adecuada precisión y fechas actualizadas, permiten contar con elementos para la valoración y estimación de las coberturas de suelo. Se plantea entonces una metodología sencilla para determinación de porcentajes de diferentes usos de suelo y posteriormente la impermeabilidad de las subcuencas hídricas en la Cuenca del Arroyo Medrano.

Para tal fin es necesario disponer mínimamente de:

- Imágenes Google Earth Pro de fechas recientes,
- Shaperfile del manzanero de CABA y/o de Provincia de Buenos Aires (en función del área que se pretenda analizar),
- Shaperfile de las subcuencas del Arroyo Medrano.

Para cada una de las subcuencas es posible determinar porcentajes de área ocupadas con superficies edificadas, calles y veredas, y espacios verdes.

La metodología para determinar los porcentajes de ocupación de cada categoría se basa en interpretación de imágenes satelitales; las cuales son clasificadas utilizando ArcGis. A partir del mosaico georeferenciado de imágenes satelitales se efectúa una clasificación no supervisada agrupando los píxeles de las mismas (de 0.3m x 0.3m) en 10 clases o categorías.

Teniendo en cuenta que puede separarse el área correspondiente a calles + veredas, se tienen los píxeles del resto del área clasificados en 10 categorías.

Para estas categorías entonces debe interpretarse cuáles corresponden a superficies edificadas y cuáles a “áreas verdes”, por comparación con la propia imagen original y/o a través de recorridos de campo. A la imagen resultante se le superponen las subcuencas digitalizadas y se obtienen las áreas para cada uso del suelo, en cada subcuenca.

La Figura 18 presenta un ejemplo de clasificación, representando cada color una “clase” de uso del suelo.

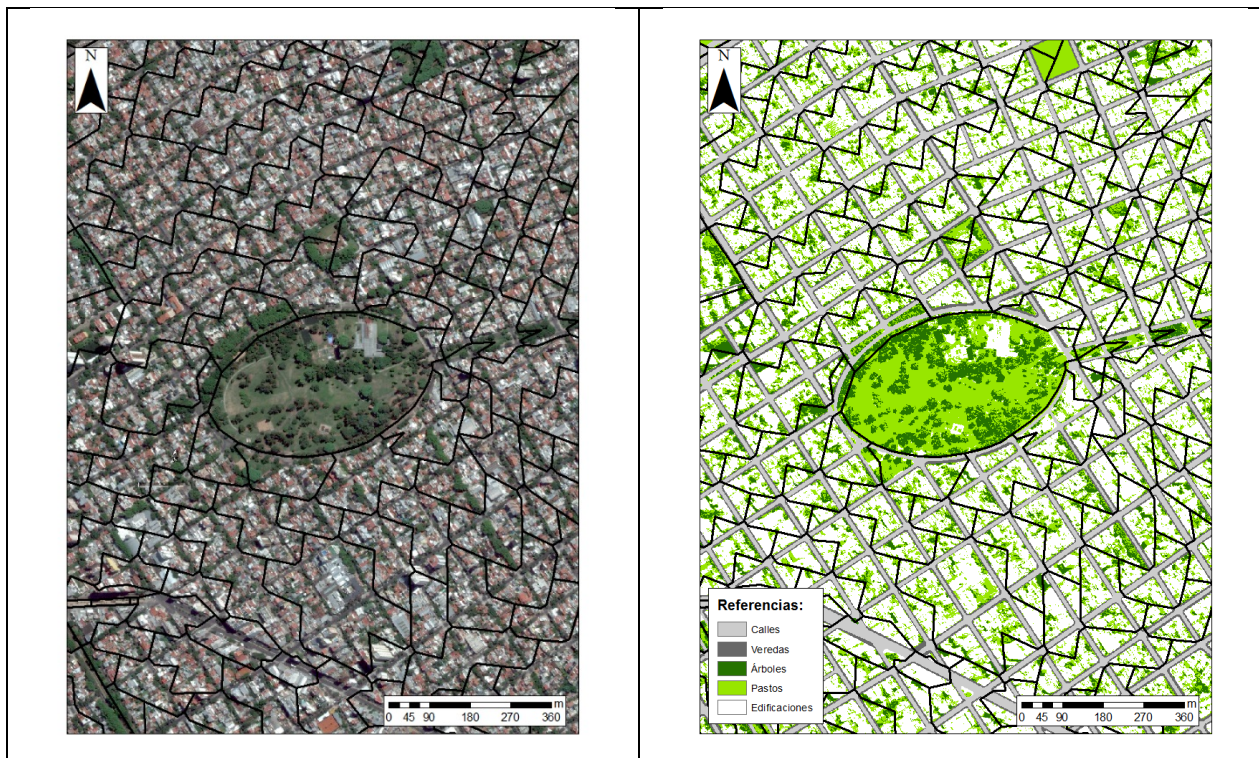


Figura 18 – Ejemplo Clasificación usos del suelo. Izquierda imagen original – derecha imagen clasificada

Posteriormente, podrán reagruparse clases, en función del modelo hidrológico a utilizar.

Finalmente es necesario realizar un chequeo de la clasificación, verificando que coloraciones similares no confundan de categoría (ej. un techo de chapa antiguo puede confundirse con un suelo desnudo); y en todo caso proceder a reclasificar.

Con el procedimiento anterior se puede obtener, en cada subcuenca, diferentes áreas y % de uso del suelo; entre los mas comunes en hidrología urbana: calles y veredas, edificaciones, espacios verdes. Para obtener el % de impermeabilidad de la subcuenca es necesario realizar una interpretación de cada categoría en cada subcuenca de interés; por ejemplo:

- Un “espacio verde” correspondiente a un parque público o plaza, contiene veredas menores o áreas impermeabilizadas, de manera tal que no es totalmente permeable y se le puede asignar una impermeabilidad entre 5 – 20% (Froehlich, 1980, asigna a parques y cementerios un 15% de impermeabilidad- ver “Apuntes de Hidrología Urbana”, Maza J. 1988),
-
- Un espacio “edificado” normalmente contiene en su interior pequeños espacios permeables (patios, jardines pequeños, etc.) por lo que su impermeabilidad total rondaría el 80%,
-



- Un área correspondiente a la categoría de calle + veredas, de acuerdo a la tipología de la vereda y existencia o no de espacio verde (o canteros intermedios en avenidas) podrá tener una impermeabilidad total del 85 – 95%.

Basado en la experiencia del proyectista, la bibliografía existente y recorridas de la zona, se asignan los % de impermeabilidad a cada uso del suelo en los que se dividió la subcuenca, obteniéndose el valor final de la subcuenca por ponderación areal. Lo ideal es ajustar luego este parámetro por calibración de los volúmenes escurridos.

En la Figura 3 se presentan valores de impermeabilidad predeterminados para la cuenca del A° Medrano, los que deberán reajustarse para análisis particulares.

6.3.2 Rugosidad

En cuanto a la resistencia hidráulica, si bien existe una rica bibliografía al respecto, se recomienda utilizar los siguientes valores de coeficientes de Manning (n) para los distintos tipos de conductos o canales:

Tabla 10. valores de rugosidad (Manning)

Tipo de conducto	Coefficiente de rugosidad global
Emisario principal – tramo con columnas	0.035
Emisario principal – tramo entabicado	0.024
Otros conductos H°A°	0.017
Escorrentamiento en calles pavimentadas	0.025

6.4 Resultado global de simulaciones. Áreas de inundación. Situación actual

Los estudios de diagnóstico llevados a cabo en el PMDU permitieron identificar las principales causas y mecanismos responsables de generar escorrentamiento y acumulación de agua en superficie por encima de los niveles admisibles en una urbe con las características de la Cuenca del Arroyo Medrano.

El emisario troncal de la Cuenca del Arroyo Medrano, en toda su extensión, es insuficiente para conducir los excedentes pluviales que se generan ante eventos de 10 años de recurrencia, traduciéndose en la rápida aparición generalizada de escorrentamiento y acumulación de agua en superficie. La cuenca requiere la gestión de una escorrentía total que es casi 3 veces mayor que el caudal que actualmente eroga el sistema. La diferencia entre la producción de escorrentía y lo que el sistema efectivamente puede manejar desde el punto de vista hidráulico es muy elevada, dando cuenta de un nivel de infraestructura que en términos generales está subdimensionado aún para una recurrencia de 2 años.

En términos de deficiencia de captación, analizada como la cantidad de bocas de tormenta requeridas para captar la totalidad de la escorrentía producida en una subcuenca con relación a la cantidad de bocas que efectivamente están operativas, nuevamente se pone de manifiesto la insuficiencia en la zona superior de la cuenca (Partidos de 3 de Febrero y San Martín). En el ámbito de CABA hay bastante homogeneidad en términos de cobertura a excepción de las zonas de aguas arriba, en Villa Devoto y Villa Pueyrredón. El ámbito de cuenca en el partido de Vicente López es el que refleja los mayores niveles de cobertura, aunque para un evento de 10 años de recurrencia la insuficiencia es generalizada para toda la cuenca.

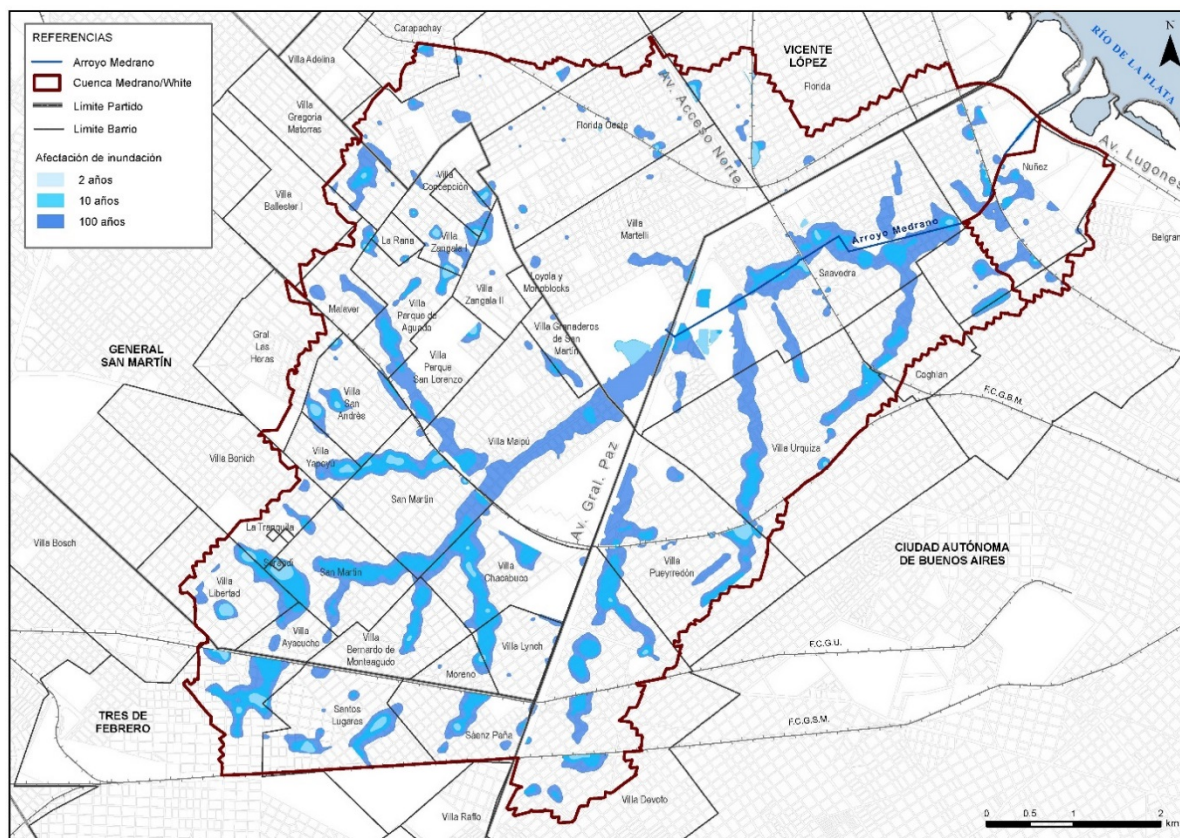


Figura 19: Áreas de Afectación por inundaciones
(Fuente: ch2m)



Esquematzación de la red pluvial

Se presentan a continuación los procedimientos convencionales utilizados en el proyecto de una red de drenaje pluvial característica, junto con el concepto de control de caudal. Teniendo en cuenta el desarrollo de redes existentes en la cuenca, debe considerarse que los conceptos que a continuación se acompañan corresponden al diseño del microdrenaje.

El dimensionamiento de una red de pluviales se basa en los siguientes pasos:

- Subdivisión de cuencas y subcuencas;
- Determinación de los caudales que afluyen a la red de conductos;
- Dimensionamiento de la red de captaciones superficiales, conductos y obras complementarias;
- Dimensionamiento de las medidas de control (en casos de ser necesarias).

7.1 Datos necesarios

Los principales datos necesarios para la elaboración de un proyecto de red pluvial, con énfasis en microdrenaje, son los siguientes:

Mapas: Los principales mapas necesarios para los estudios son los siguientes:

- Mapa de situación (ubicación del sitio de estudio dentro de la cuenca / CABA / Partido);
- Planta general de la subcuenca: escalas 1:2500 a 1:10000. Utilizar como primer indicador el mapa de subcuencas y topografía LIDAR disponible. En casos de dudas, se deben realizar recorridas de reconocimiento detectando sentido de escurrimiento de badenes y cordones cuneta en divisorias; se puede utilizar como apoyo nivelación geométrica,
- Mapa de dinámica de escurrimiento, indicando el sentido de escurrimiento de calles, en badenes y cordones cuneta (fundamentalmente en esquinas)
- Planialtimétrica de la traza de proyecto en escala Horizontal 1:1000, escala vertical 1:100 (u otra que permita apreciar claramente las características del proyecto), con delimitación precisa de calles y badenes, con cotas de esquina, cordón cuneta, veredas y en puntos notables, teniendo en cuenta los umbrales de menor cota.

Levantamiento topográfico: La nivelación geométrica en todas las esquinas, cambios de dirección y cambios de curvas en vías públicas; conductos y cámaras existentes, etc.

Registro: de redes existentes de conductos pluviales o de otros servicios que puedan interferir en el área de proyecto; es fundamental considerar la necesidad de abrir tapas o bocas de registro para obtener cotas y dimensiones de conductos existentes, así como su precisa ubicación planimétrica;



Urbanización: Se deben seleccionar los siguientes elementos relativos a la urbanización de la cuenca contribuyente, en las situaciones actuales y previstas en el plan director:

- Tipo de ocupación de las áreas (residencias, comercio, espacios verdes, etc.);
- Porcentaje de área impermeable actual y proyectada de ocupación de los lotes;
- Ocupación y cobertura del suelo en las áreas no urbanizadas pertenecientes a la cuenca;
- Reglamentaciones vigentes relativas al uso del espacio;

Datos relativos al curso de agua receptor: La información necesaria resulta en:

- Indicaciones sobre el nivel de agua máximo del canal/arroyo que será el receptor de la descarga final; estos valores deberían poder ser consultados en los archivos del PMDU;
- Levantamiento topográfico del lugar de descarga final.

Adicionalmente, en función de la configuración a ser definida será necesario el levantamiento de áreas específicas para retención del flujo, si corresponde.

Reglamentaciones: se deberá consultar a la Provincia de Buenos Aires, CABA, Partidos incolucrados respecto a reglamentaciones, manuales o normas actualizadas relativas al drenaje urbano.

7.2 Configuración del drenaje

En base a la topografía disponible y la dinámica de escurrimiento se realiza el trazado de la red pluvial. Para estudiar la configuración del drenaje es necesario realizar un proceso interactivo con planificadores urbanos del Partido/CABA, principalmente para considerar adecuadamente las interferencias actuales y futuras, visualizando restricciones al trazado y a su vez analizando potencialidades para implementación de áreas de detención o retención o medidas SUDS, de acuerdo con la filosofía de proyecto.

7.2.1 Criterios para el trazado de la red pluvial

La red colectora debe ser trazada en planta (en general escala 1:1000), de acuerdo con las condiciones naturales del flujo superficial y en su caso considerando la existencia de otros conductos pluviales.

Algunas reglas básicas para el trazado son las siguientes:

- Las divisorias de cuencas y las áreas contribuyentes a cada tramo deberán estar convenientemente señaladas en planta; así como los sentidos de escurrimiento en badenes y cordones cuneta en esquinas;
- Los tramos en que el flujo se realice solo por las cunetas deben quedar identificados por medio de flechas indicando el sentido de escurrimiento;
- Los conductos pluviales deberán trazarse debajo de calles y caminos (siempre que sea posible);



- El sistema colector, en una determinada vía, podrá constar de una red única, recibiendo las conexiones de sumideros de ambos lados;
- La solución más adecuada, en cada calle, se establece, económicamente en función de su ancho y condiciones de pavimentación;
- La amortiguación del flujo se realiza en las áreas bajas junto al drenaje principal. Se busca localizar el área de amortiguación preferentemente junto a la salida del sistema proyectado;
- Preferentemente los sistemas de retención deben estar integrados de forma paisajística en el área, en este caso, podrá ser necesario utilizar retenciones internas al parcelamiento en forma de lagos permanentes o secos integrados al uso previsto para la zona;
- El proyecto debe establecer, considerando los planes reguladores de cada distrito y consideraciones hidrológicas observadas, el máximo porcentaje de impermeabilidad en cada subcuenca para el horizonte de proyecto (mínimo 20 años).

7.2.2 Componentes de la red de escurrimiento

La red de drenaje se compone de:

- *Calles, cunetas y cordones-cuneta:* constituyen el primer sistema de conducción de la red de drenaje pública;
- *Bocas de tormenta o sumideros:* Las bocas de tormenta o sumideros deben ser localizadas de manera de captar los flujos superficiales de calles y cunetas, para posteriormente conducir los mismos hacia la red de conductos. En los puntos más bajos del sistema vial, deben ser necesariamente colocadas para evitar la generación de aguas estancadas, así como en puntos intermedios si resultan necesarios para evitar excesiva acumulación y velocidades del flujo.
- *Conductos:* de diferentes materiales y formas
- *Cámaras de inspección:* Las cámaras de inspección deben atender a los cambios de dirección, de dimensión y de pendiente de un conducto, en la conexión con las bocas de tormenta, en el cruce de diversos tramos. La distancia máxima admisible entre ellas es variable según la dimensión del conducto, no debiendo superar los 120m. Eventualmente estas cámaras deben servir para realizar tareas de mantenimiento.
- *Obras de almacenamiento y regulación.*

7.2.3 Disposición de los componentes

- *Trazado preliminar:* A través de criterios usuales de drenaje urbano, deben ser estudiados diversos trazados de la red de conductos, considerando los datos topográficos existentes, la dinámica de escurrimiento, otros conductos existentes y el predimensionamiento hidrológico e hidráulico. La definición de la concepción inicial es más importante para la economía global del sistema que los estudios posteriores de detalle del proyecto, de especificación de materiales, etc. Este trabajo debe desarrollarse simultáneamente con planificadores urbanos del Distrito en cuestión, pues, de lo contrario, quedan impuestas, al sistema de drenaje, restricciones que llevan siempre a mayores



costos. El sistema de conductos debe planificarse de forma homogénea, proporcionando, a todas las áreas, condiciones adecuadas de drenaje.

Es necesario considerar adecuadamente las interferencias actuales con otros servicios públicos (redes de agua potable, cloacas, gas, eléctricas, pluviales, fibras ópticas, impulsiones de diferente tipo, cruces ferroviarios, viales, de autopistas y/o rutas principales, etc.), visualizando restricciones al trazado.

- **Colectores:** Si bien existen varias hipótesis para la ubicación de la red colectora de aguas pluviales, las mas comunes resultan.
 - (i) en el lateral de la vía pública, y
 - (ii) bajo el eje de la calle.

Debiendo posibilitar la conexión de las tuberías de desagüe de las bocas de tormenta.

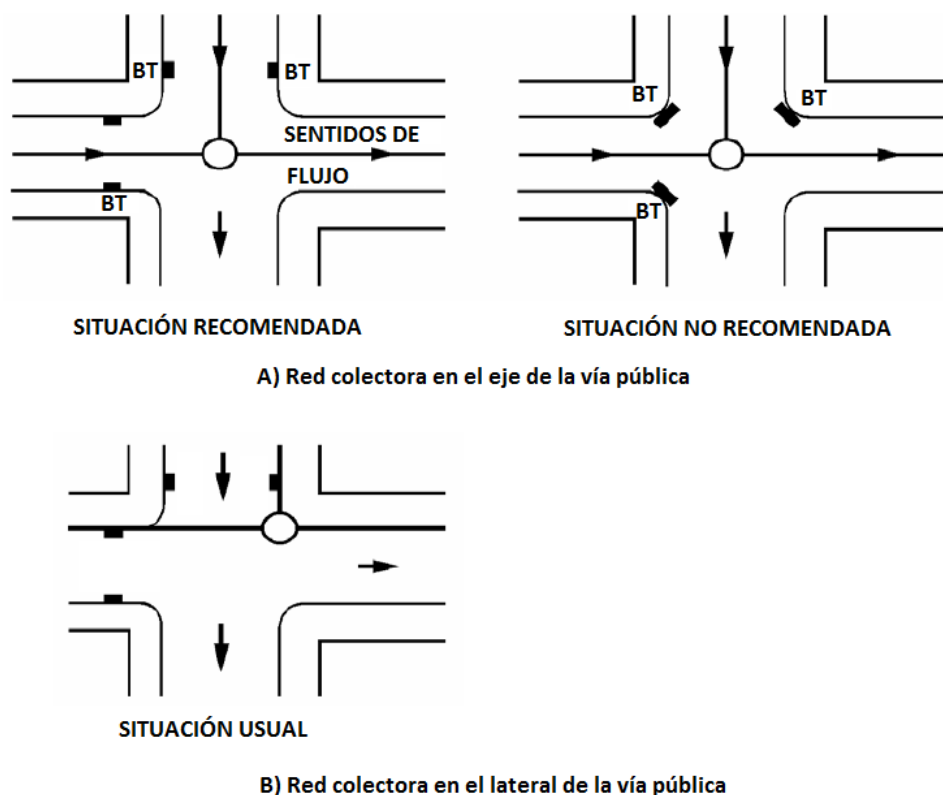


Figura 20: Disposición de red colectora y BT (BT: Boca de tormenta)

- **Bocas de tormenta:** La ubicación de las bocas de tormenta debe considerar las siguientes recomendaciones:
 - Se situarán a ambos lados de la calle, cuando se alcance la capacidad máxima de la cuneta o para impedir que el flujo cruce totalmente una arteria;
 - Se situarán por lo general en las esquinas y/o en los puntos bajos de la cuadra;
 - Se ubicarán aguas arriba de cada franja de cruce peatonal;



- No es conveniente su ubicación junto al vértice de ángulo de intersección de las esquinas de dos calles convergentes, por los siguientes motivos: (i) los peatones, para cruzar una calle, tendrían que saltar el torrente en un tramo de máximo caudal superficial; (ii) los torrentes convergentes por las diferentes cunetas tendrían, como resultado, un flujo de velocidad en sentido contrario al de la afluencia hacia el interior de la boca de tormenta.
- *Cámaras de inspección:* La cámara de inspección tiene la función primordial de permitir el acceso a las conducciones para limpieza e inspección, de modo que puedan mantenerse en buen estado de funcionamiento. Su ubicación es sugerida en los puntos de cambio de dirección, cambio de pendiente, unión de colectores, y cambio de diámetro. El espaciamiento máximo recomendado para las cámaras de inspección es de 120 m.
- *Reservorios de detención o retención:* Los reservorios pueden ser abiertos o enterrados, de acuerdo con las condiciones para su localización. En lugares donde el espacio sea reducido o que sea necesario mantener una superficie superior integrada con otros usos, se pueden utilizar reservorios subterráneos; sin embargo, el costo de este tipo de solución es superior al de los reservorios abiertos. Cuando el sistema descarga directamente el volumen drenado al depósito, se trata de un reservorio de tipo in-line. En el caso de que el flujo se transfiera al área de amortiguación sólo después de alcanzar un cierto caudal, el sistema se denomina off-line. En cuanto a la ubicación de los reservorios, dependerá de los siguientes factores:
 - En áreas muy urbanizadas, la ubicación depende de la disponibilidad de espacio y capacidad de interferir en la amortiguación. Si hay espacio sólo aguas arriba, donde drena poco volumen, el efecto será reducido;
 - En áreas a desarrollar, se debe procurar localizar el depósito en las regiones de bajo valor económico, aprovechando las depresiones naturales o parques existentes. Un buen indicador de ubicación son las áreas naturales que forman pequeños lagos antes de su desarrollo.



Conducciones

8.1 Capacidad de conducción hidráulica de conductos

El predimensionamiento de los conductos pluviales puede realizarse con base en las ecuaciones hidráulicas de movimiento uniforme, como la de Manning, Chezy y otras. Se acompaña la expresión de Manning, donde el cálculo depende del coeficiente de rugosidad y del tipo de conducción adoptada.

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

Donde:

- Q: caudal (m³/s);
- A: Área de sección transversal (m²);
- Rh: Radio hidráulico (m);
- S: Pendiente del conducto (m/m);
- n: Coeficiente de rugosidad de Manning

En la cuenca es posible la utilización tanto de conductos circulares, rectangulares, tipo modelo y/o diferentes formas hidráulicas acordes al material a emplear. Los materiales pueden ser Hormigón Armado, Acero Corrugado, PEAD y/o otros materiales flexibles (donde debe verificarse adecuadamente las características y comportamiento del material respecto al diseño previsto y vida útil en la obra).

El criterio para seleccionar el material del conducto dependerá tanto de las prestaciones del material, confiabilidad y experiencia en su instalación y mantenimiento por parte del organismo responsable. La selección entre conductos circulares y rectangulares depende en general del costo de los mismos. En general actualmente es conveniente la utilización de conductos circulares hasta diámetros de 1.2 – 1.5m y cuando se requiere mayor capacidad en la conducción es conveniente el uso de conductos rectangulares y/o de otras formas hidráulicamente mas eficientes.

El diámetro mínimo interno de los conductos de sección circular adoptado es 0.40 m., para el caso de conexiones de sumideros.

Algunos de los criterios básicos de prediseño son los siguientes:

- Los conductos pluviales se prediseñan en general para funcionar a gravedad, utilizando una altura interna del 80-90% con el caudal de proyecto. La velocidad máxima admisible se determina en función del material a ser empleado en la red. Para caños de hormigón, puede adoptarse una velocidad máxima admisible de hasta 4.0 m/s, aunque por las pendientes posibles de utilizar en la cuenca el diseño deberá ser para valores sustancialmente menores. En cuanto a la velocidad mínima se sugiere adoptar un valor del orden de 0.80 m/s (para eventos frecuentes), a efectos de asegurar autolimpieza.
- La tapada mínima de la red será acorde al material a utilizar en las conducciones, y al sitio y condiciones de instalación de las mismas; en general variará entre 0.6 - 1.00 m.



- En los cambios de diámetro, se sugiere que los caños sean alineados por la generatriz superior.

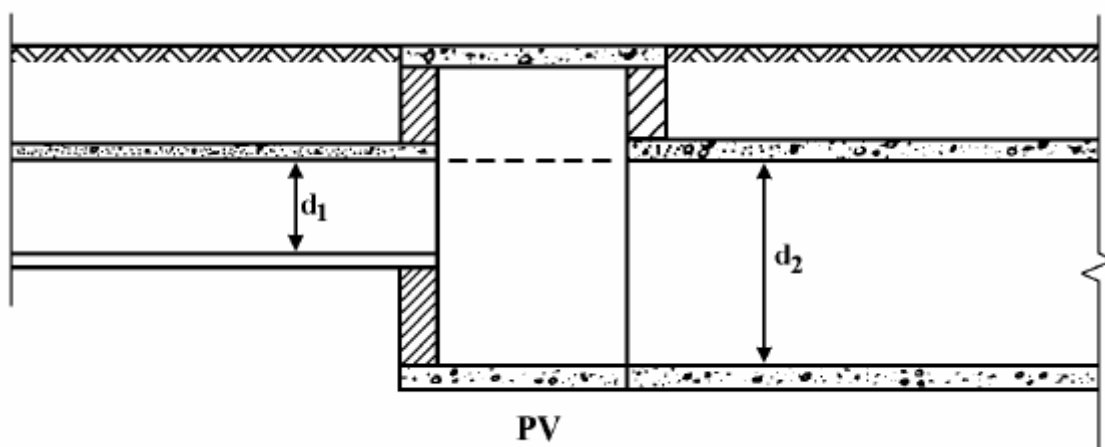


Figura 21: Alineación sugerida de conductos

Luego el prediseño realizado debería verificarse con modelo de simulación hidrológico – hidráulico de cuenca, asegurando que para la recurrencia de diseño de 10 años, no existen acumulaciones de agua en calle mayores a los 15cm. Esta verificación puede llevar a un proceso iterativo a efectos de encontrar la mejor solución técnico – económica.

Asimismo, resultará conveniente realizar simulaciones de sensibilidad teniendo en cuenta la consideración de obstrucciones en el sistema de drenaje.

8.2 Capacidad de conducción hidráulica de calles y cunetas

Los flujos excedentes residenciales vuelcan normalmente en las cunetas de las calles (sitio mas bajo en la sección transversal) y a su vez las precipitaciones que caén directamente en las calles, a través de su pendiente transversal fluirán rápidamente hacia las cunetas, y a través de su pendiente longitudinal, hacia aguas abajo. Si el caudal es excesivo puede ocurrir:

- (i) inundación de las calles;
- (ii) inundación de aceras (y posteriormente ingreso a viviendas, dependiendo del nivel de umbral);
- (iii) velocidades exageradas,
- (iv) erosiones de suelo (dependiendo del tipo de calle).

La capacidad de conducción de la calle o de la cuneta puede calcularse a partir de dos supuestos:

- El agua fluye por toda la calle como un canal; o
- El agua fluye sólo por las cunetas.



Para la primera hipótesis, se utiliza normalmente el bombeo de la calle (sección transversal) entre 2 a 3% y la altura de agua en la cuneta $h_1 = 0,15$ m. Para la segunda hipótesis, se utilizan las mismas pendientes transversales y $h_2 = 0,10$ m.

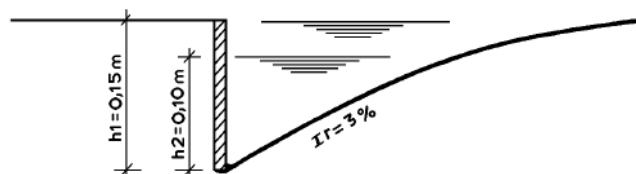


Figura 22: Sección de cuneta típica

El dimensionamiento hidráulico puede ser obtenido por la ecuación de Manning. Coeficientes de rugosidad de Manning característicos para cunetas, en condiciones óptimas, se presentan en la Tabla 11.

Tabla 11: Coeficientes de rugosidad de Manning en cunetas revestidas (condiciones óptimas). Fuente: Drenagem Urbana, Tucci y otros, 1995.

Características material de cunetas	Coeficiente de Manning reducción
Asfalto suave	0,013
Asfalto rugoso	0,016
Concreto suave con pavimento asfalto	0,014
Concreto rugoso con pavimento asfalto	0,015
Pavimento de concreto	0,014 – 0,016

La capacidad de flujo anteriormente citada puede sufrir una reducción en el valor calculado, dadas las limitaciones existentes en los casos reales. En el caso de las cunetas, una vez calculada la capacidad teórica, se multiplica su valor por un factor de reducción, que tiene en cuenta la posibilidad de obstrucción de las cunetas de pendiente pequeña por sedimentos, vehículos estacionados, residuos, etc. En la Tabla 12 son presentados los valores recomendados de factores de reducción.

Tabla 12: Factores de reducción de flujo de cunetas. Fuente: Manual de Drenaje Urbano de Porto Alegre. Brasil, 2005.

Pendiente de cuneta (%)	Factor de reducción
0,4	0,50
1 a 3	0,80
5,0	0,50
6,0	0,40
8,0	0,27
10	0,20



Captaciones. Bocas de Tormenta / Sumideros

9.1 Formulaciones estándar

Las bocas de tormenta o sumideros pueden clasificarse en tres grupos principales:

- Sumidero de ventana o vertical en cordón,
- sumidero de reja horizontal o calzada;
- sumidero mixto o combinado.

Asimismo, pueden considerarse también los “sumideros de ranura” compuestos de una ranura continua construida en forma directa sobre una cañería.

Cada tipo incluye variaciones en cuanto a las depresiones en relación con el nivel de la superficie normal del perímetro y a su número (simple o múltiple).

La capacidad de captación de cada sumidero depende de su tipo, tamaño, ubicación, pendiente longitudinal, pendiente transversal, rugosidad de calle/cuneta y eventualmente la profundidad de la depresión, entre los principales factores.

Los sumideros pueden ubicarse tanto en puntos bajos como en puntos intermedios (pendiente continua), en ambos casos de manera simple (una unidad) o múltiples. A continuación, se presentan formulaciones clásicas para captaciones ubicadas en puntos bajos, donde se pretende que prácticamente todo el caudal de diseño sea captado por el/los sumideros. Para el espaciamiento de sumideros en una pendiente continua ver Hydraulic Engineering Circular 21, 1993. Report No. FHWA-SA-92-010 o Hydraulic Engineering Circular No. 22, Third Edition. FHWA-NHI-10-009 September 2009 (Revised August 2013).

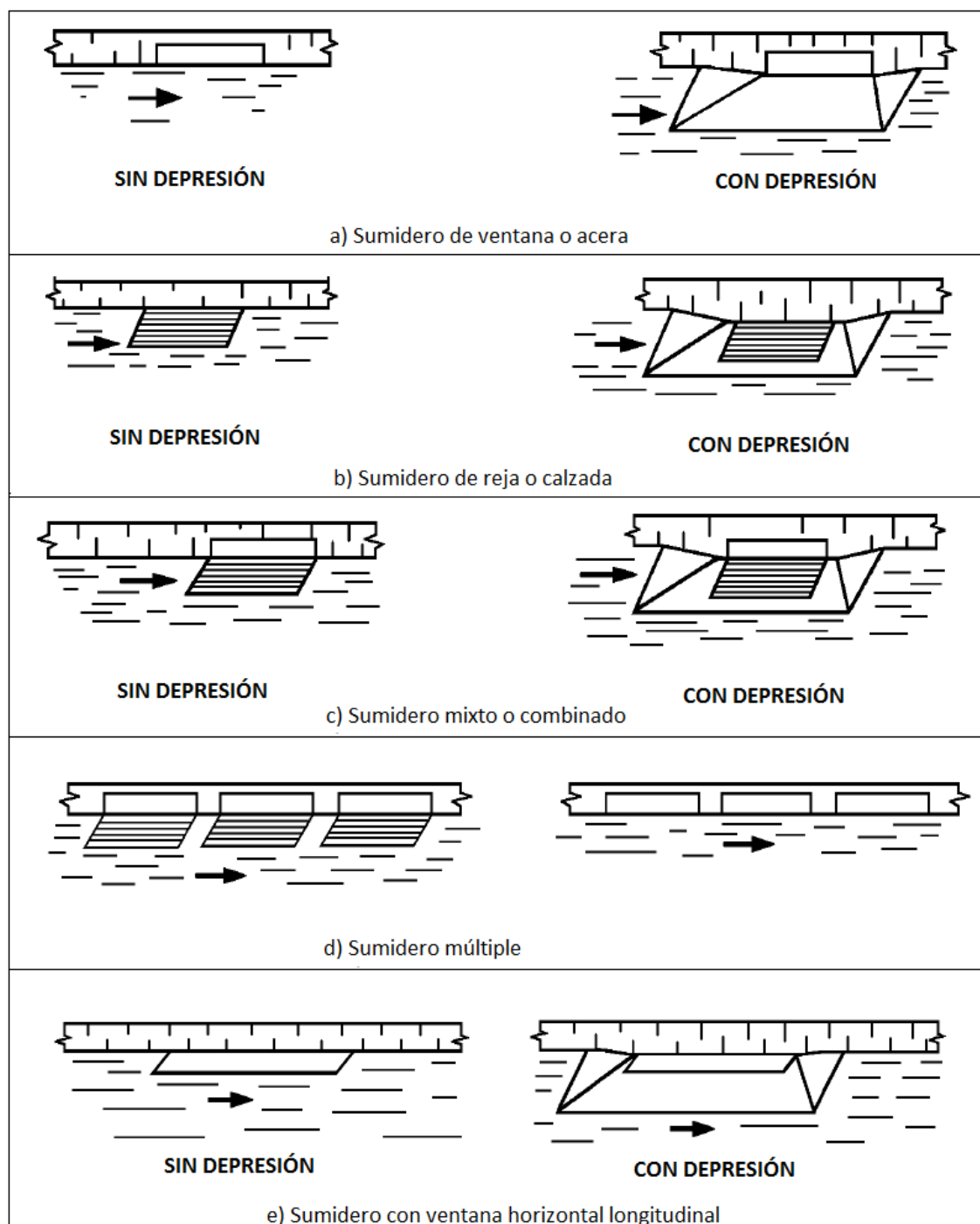


Figura 23: Tipos de sumideros.

Fuente: Manual de Drenaje Urbano de Porto Alegre. Brasil, 2005.

9.1.1 Sumidero de ventana vertical o en cordón

Este es el tipo de sumidero que menos dificultades ocasiona al tránsito, siendo relativamente poco susceptible al taponamiento. Funcionan en regímenes hidráulicos distintos de acuerdo al valor del tirante:



- a) a) cuando el tirante de agua se encuentra por debajo de la abertura funcionarán como vertederos;
b) cuando el tirante supere 1.4 veces la altura de la boca funcionarán como orificios y c) una combinación de ambos en la situación intermedia, con variaciones en su captación ante la existencia o no de depresión.
- b) Cuando el agua se acumula sobre la boca de tormenta, genera inicialmente una lámina con altura inferior a la apertura de la ventana. En este caso puede considerarse a la boca de tormenta como un vertedero, y la capacidad de captación cuando no existe depresión puede determinarse como:

$$Q = 1,6. L. y^{3/2}$$

Donde:

Q: Caudal de captación (m³/s);

y: Altura de agua (m);

L: Longitud de la ventana (m).

Para dimensionamiento de sumideros ubicados en puntos bajos, el U.S Bureau of Public Roads propuso una serie de ábacos para distintas profundidades de depresión de la boca. La Figura 25 presenta la capacidad hidráulica para sumidero en cordón con depresión de 5cm.

En la Figura 24 y Figura 25, se presentan gráficos que permiten determinar el caudal total, con base en la altura y ancho de la depresión del sumidero, pendiente transversal y altura proyectada de agua.

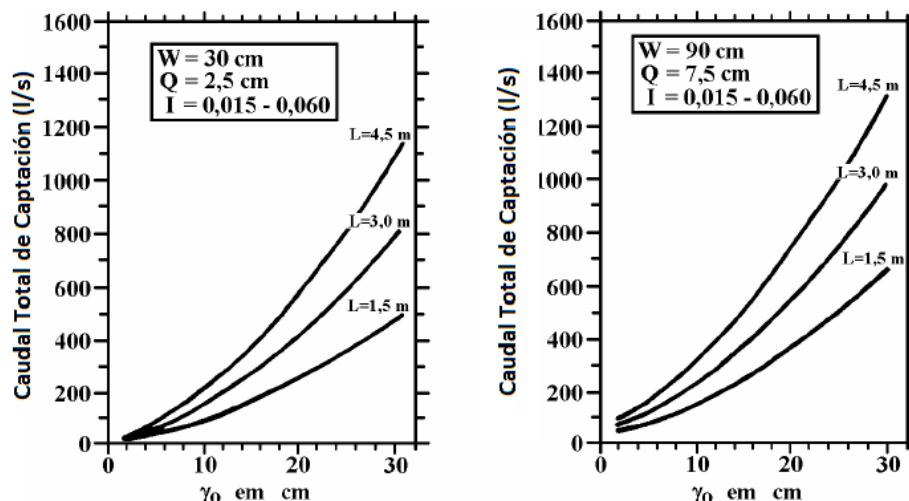


Figura 24: Capacidad de captación.

Fuente: Manual de Drenaje Urbano de Porto Alegre. Brasil, 2005.

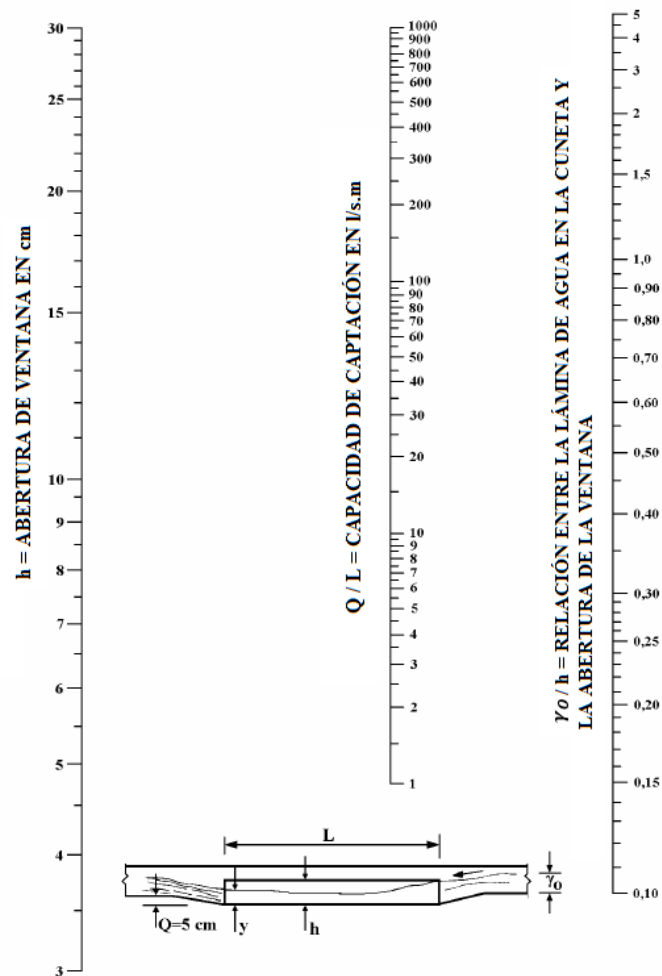


Figura 25: Capacidad de captación de sumideros con depresión de 5 cm en puntos bajos de cunetas.
Fuente: Manual de Drenaje Urbano de Porto Alegre. Brasil, 2005.

Cuando la altura del agua en el lugar es mayor que 1.4 veces la abertura de la ventana, el caudal podrá ser calculado como:

$$Q = 2,97.L.h \cdot (\gamma_1)^{1/2}$$

Donde:

- L: Longitud de la abertura (m);
- h: Altura de la ventana (m);
- γ_1 : do (ver Figura 26)

Esta ecuación es aplicable para sumideros de ventana con depresión como sin depresión.

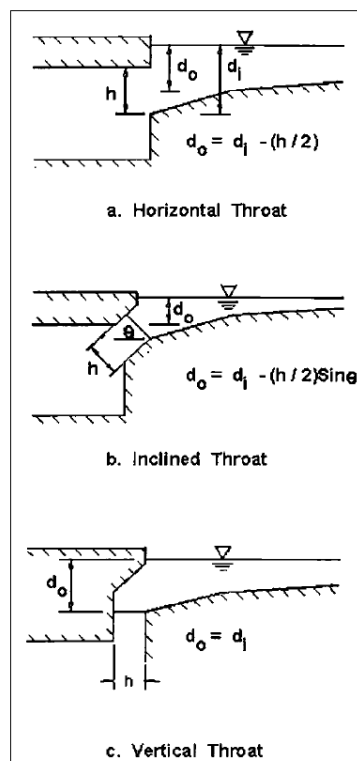


Figura 26: Determinación de d_o , fuente: HEC-23

9.1.2 Sumidero de reja horizontal

Esta abertura en la cuneta tiene capacidad hidráulica que decrece con el aumento de la pendiente longitudinal y crece con el aumento de la pendiente transversal, con el ancho y largo de la reja y la magnitud de la depresión, si la hubiere. En su elección debe contemplarse tanto la interferencia de un tránsito intenso como la posibilidad de taponamientos de la reja, lo cual puede llevar a la utilización de sumideros en cordón o combinados. Asimismo, deben considerarse rejas que consideran tanto seguridad para ciclistas como eficiencia hidráulica. Existen diversas configuraciones posibles de la reja.

Para dimensionamientos de **sumideros de reja** en puntos bajos, considerar que las mismas funcionan como un vertedero de cresta libre (para profundidad de lámina de hasta 12 cm según algunos autores, aunque depende del tipo y tamaño de reja), siendo el caudal calculado por la ecuación:

$$Q = 1,66. P. y^{3/2}$$

Siendo P: perímetro de la reja (descontando el lado contra el cordón) e y: el tirante de agua sobre la reja (valor medio en la sección transversal de la reja). Para tirantes mayores, el caudal de la reja funcionando como orificio se calcula por:

$$Q = 2,97. A. y^{1/2}$$



Donde:

A: Área de la reja, excluida las áreas ocupadas por las barras (m²) o superficie neta de la reja.

9.1.3 Sumidero combinado

Existen numerosas configuraciones de sumideros combinados, pudiendo ser de diferente longitud la reja y la apertura en cordón. Para el caso de igual longitud de reja y apertura en cordón, en el caso que pueda considerarse funcionamiento como vertedero, la capacidad de captación es prácticamente igual a la de una reja aislada (ver 9.1.2). La ventaja de un sumidero combinado es que ante cualquier deficiencia en el sumidero “reja”, por obstrucciones de cualquier naturaleza, actúa en el sumidero de ventana minimizando los inconvenientes.

Para casos de funcionamiento como orificio, la capacidad del sumidero combinado de igual dimensión es igual a la capacidad de la reja mas la capacidad de la apertura en cordón.

$$Q = 2,97 \cdot L \cdot h \cdot (y_1)^{1/2} + 2,97 A y^{1/2}$$

9.2 Factores de reducción de la capacidad del flujo

La capacidad de flujo indicada en el punto anterior sufre una reducción en el valor teórico calculado, dadas las limitaciones existentes en los casos reales, entre ellos: obstrucción causada por residuos, irregularidades en el pavimento de las calles junto a las cunetas y su alineación real, así como a las hipótesis adoptadas para el cálculo que no siempre corresponden a la realidad.

Por tal motivo se deberá afectar a las capacidades teóricas estimadas con los siguientes coeficientes de reducción:

Tabla 13: Factor de reducción de captación para bocas de tormenta.

Fuente: Manual de Drenaje Urbano de Porto Alegre. Brasil, 2005.

Ubicación de la cuneta	Tipo de Sumidero	% permitido sobre el valor teórico
Punto Bajo	De Ventana o cordón	80
	De reja (horizontal)	50
	Combinada	65
Punto Intermedio (pendiente continua)	Ventana	80
	Reja longitudinal	60
	Reja transversal o longitudinal con barras transversales	60
	Combinado	110% de los valores indicados para la reja s/corresponda



9.3 Consideraciones Generales

Debe tenerse en cuenta que cada sumidero funciona con dos tipos de control hidráulico; el primer control (de tipo vertedero/orificio) propio del tipo de sumidero y un segundo control ejercido por el conducto de conexión (entre sumideros o hacia otro conducto).

Por lo tanto, en el diseño de tipo y cantidad de sumideros debe prestarse atención al diseño del conducto de conexión, cuya capacidad hidráulica dependerá de su diámetro, material y pendiente, debiendo incrementarse con la cantidad de sumideros que sirve.

Como primera estimación, se sugiere adoptar una capacidad entre 70 – 90 lts/s para sumidero combinado (1m de longitud aproximada), conectado mediante un conducto de H°A° de diámetro 0.4m. Para 3 sumideros en línea se sugiere incrementar el diámetro a 0.5m y a 0.6m para cuatro sumideros. Luego, estas dimensiones deberían verificarse con datos específicos del sitio de implantación.

Los sumideros deberán diseñarse en concordancia con la recurrencia asumida para la totalidad del Plan, o sea 10 años. La cantidad (o longitud) de sumidero proyectado debe considerar captar el escurrimiento del área de drenaje propia, mas cualquier caudal no interceptado por la boca de tormenta aguas arriba.



Almacenamiento

10.1 Control de caudal utilizando amortiguación

La medida de control, tradicionalmente utilizada para eliminar las inundaciones en microdrenaje, consiste en drenar el área desarrollada a través de conductos pluviales hasta un colector principal o curso urbano. Este tipo de solución transfiere aguas abajo un aumento del flujo superficial con mayor velocidad, ya que el tiempo de viaje del flujo es menor que en las condiciones preexistentes. De esta forma, termina provocando inundaciones en sitios donde antes no existían (o incrementando la frecuencia de aparición de las mismas).

La impermeabilización y la canalización producen aumento del caudal máximo u de la escorrentía superficial. Para que ese aumento del caudal máximo no sea transferido hacia aguas abajo, es posible utilizar esquemas de amortiguamiento del volumen extra generado, a través de dispositivos como: tanques, lagos y pequeños reservorios abiertos o enterrados, entre otros. Estas medidas son denominadas *dowstream control*.

10.1.1 Características y funciones de los reservorios

Los reservorios son utilizados de acuerdo con el objetivo de control deseado. Este dispositivo puede ser utilizado para:

- *Control de caudal máximo*: Este es el caso típico de control de efectos de inundación sobre áreas urbanas. El reservorio es utilizado para amortiguar el pico del caudal aguas abajo, reduciendo la sección hidráulica de los conductos y procurando mantener las condiciones de caudal preexistentes en el área desarrollada.
- *Control de material sólido*: Cuando la cantidad de sedimentos producida es significativa, este tipo de dispositivo puede retener parte de los sedimentos para que sean retirados del sistema de drenaje.

Los reservorios pueden ser dimensionados para mantener una lámina permanente de agua (retención), o secarse después de su uso, durante una lluvia intensa para ser utilizados para otros fines. La ventaja del mantenimiento de la lámina de agua y del consiguiente volumen muerto es que no habrá crecimiento de vegetación indeseable en el fondo, siendo el depósito más eficiente para controlar la calidad de agua. Su uso integrado, junto a parques, puede permitir un buen ambiente recreacional. La ventaja de la utilización del reservorio seco es que puede ser utilizado para otros propósitos. Una práctica común consiste en dimensionar una determinada área del depósito para una inundación frecuente, como la de dos años, y planificar el área de desborde con paisajismo y campos de deporte para las inundaciones por encima de la cota referente al riesgo mencionado. Cuando se produzca la misma, es necesario realizar sólo la limpieza del área afectada, sin mayores daños aguas arriba o abajo.



10.2 Dimensionamiento de tanque de laminación/almacenamiento/reservorios

En este caso, el procedimiento de dimensionamiento puede dividirse según la extensión de las áreas de drenaje:

- Áreas de hasta 0.1 km²: Método Dispositivos de almacenamiento
- Áreas superiores a 0.1 km²: Modelo de simulación para reservorios. En este caso siguiendo la siguiente secuencia:
 - 1) Determinación de los hidrogramas de pre y post-proyecto, utilizando procedimiento de transformación lluvia-caudal (ej EPA SWMM);
 - 2) Propagación del hidrograma en reservorio utilizando el algoritmo de Puls o modelación hidrodinámica

El dimensionamiento del reservorio implica las siguientes etapas:

1. Disposición espacial del reservorio;
2. Determinación del volumen;
3. Dimensionamiento hidráulico de los dispositivos de salida.

Se hace notar que varios manuales toman la división metodológica según área de cuenca en 1Km². En este caso y existiendo un modelo desarrollado con importante grado de detalle, se ha reducido tal límite metodológico.

10.2.1 Dispositivos de almacenamiento (< 0.1 km²)

Este tipo de almacenamiento es del tipo de control en fuente, el cual es dimensionado en general dentro de pequeños lotes y terrenos privados, estacionamientos, parques y paseos, etc. El efecto del almacenamiento en el caudal de pequeñas áreas resulta en reducir el caudal máximo y amortiguar el hidrograma entrante.

La escorrentía de las superficies urbanas tiene un reducido tiempo de concentración en lotes de pequeñas áreas (se aconseja adoptar como mínimo valor de tc el de 5 minutos).

El almacenamiento puede efectuarse en pequeños depósitos distribuidos en el lote, en paseos, césped, estacionamientos y áreas deportivas. Por lo tanto, el almacenamiento en el lote puede ser utilizado para amortiguar el caudal, en conjunto con otros usos, como abastecimiento de agua, riego y lavado de superficies o automóviles.

Un depósito para control en la fuente puede ser abierto, utilizando el relieve del terreno, enterrado en hormigón u otro material.

Una configuración estándar se puede observar en la Figura 27.

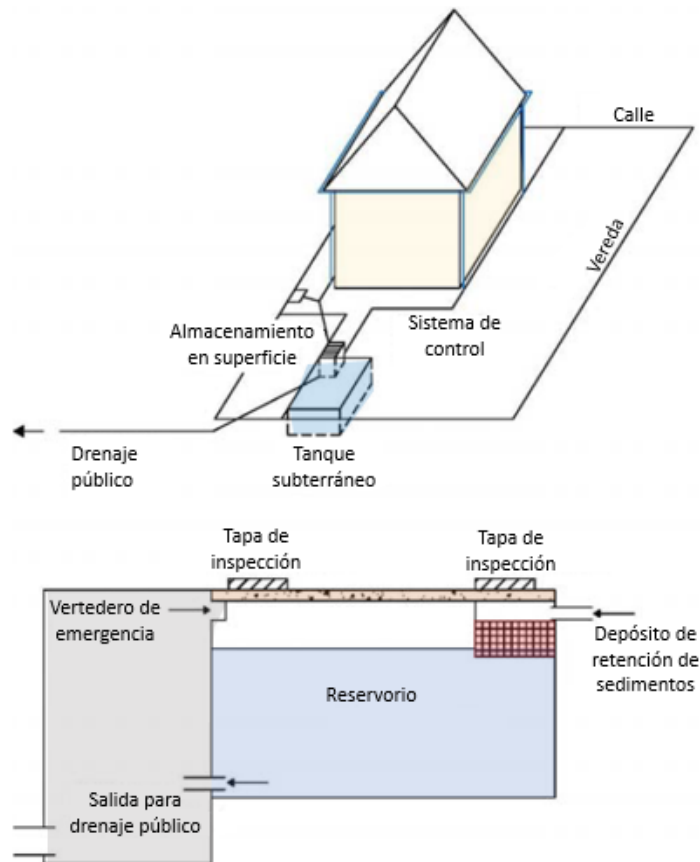


Figura 27: Reservorio para Control en fuente
(Fuente: Manual de Drenagem Urbana. Porto Alegre. 2005)

Hay una infinidad de depósitos de detención que se pueden utilizar en un lote. Las condiciones básicas de su dimensionamiento son:

- Límite del caudal de salida del área;
- Volumen que permitirá el control de caudal de salida.

Además de la limitación de la legislación local, existen las restricciones físicas:

- Cota de la red pluvial;
- Cota del terreno.

En algunos casos, la cota de la red pluvial limita la profundidad de excavación y la cota donde el conducto de salida debe colocarse, considerando su pendiente. Sobre la base de profundidad de excavación se determinará el área necesaria para establecer el volumen del reservorio. Cuando no existe esa restricción, se pueden optimizar las dimensiones del mismo.

Este volumen puede ser distribuido de forma enterrada, con abertura para limpieza, o abierto en áreas de césped o incluso áreas pavimentadas, siempre que su salida atienda la exigencia de mantenimiento del caudal límite en la salida del lote. En general, los dispositivos abiertos, cuando sea posible, son los más recomendados, pues puede integrarse al paisajismo del área con costo menor que los reservorios



enterrados, además de facilitar la limpieza de follaje que el drenaje transporta. Algunas de las áreas típicas que pueden ser utilizadas para el control en fuente son: áreas de estacionamiento, parques y paseos.

La metodología para el dimensionamiento que se presenta a continuación comprende una fase de verificación hidráulica ya que, a través de la simple determinación del volumen necesario, no se garantiza el adecuado funcionamiento hidráulico de la estructura.

10.2.1.1 Determinación del caudal máximo de salida del lote

El caudal de predimensionamiento (Q_{pd}) se determina a partir del área del lote, para áreas de hasta 10 ha, según la ecuación:

$$Q_{pd} = 20,8 \cdot A$$

Donde:

Q_{pd} : Caudal de predimensionamiento (l/s);

A: Área del lote (ha).

10.2.1.2 Determinación del volumen del reservorio

El volumen del reservorio para las áreas de drenaje menores o iguales a 10 ha debe ser determinado con la siguiente ecuación

$$V = 4,25 \cdot A \cdot AI$$

Donde:

V: Volumen necesario para almacenamiento (m^3);

A: Área de drenaje aguas arriba del proyecto (ha);

AI: Toda área impermeable que drena la precipitación hacia los conductos pluviales (% del área total A).

Para áreas mayores que 10 ha, resultará necesario la utilización de simulación hidrológica.

10.2.1.3 Determinación de la altura disponible para almacenamiento

Existen varias formas de almacenamiento, desde un cubo, cilindro, y otras formas adaptadas al espacio disponible. El drenaje es el limitante, y deberá tener como caudal de salida un valor igual o menor que el permitido para el área de aportes. Por ejemplo, para un área de 400 m^2 , el caudal máximo será: $0,04 \times 20,8 = 0,832$ l/s. La altura del depósito de almacenamiento puede estar condicionada, en algunos casos, por la disponibilidad de la cota para la conexión del reservorio a la red de drenaje pluvial pública. En este caso, es necesario proyectar la cota de fondo del reservorio en forma adecuada; es decir, la cota de fondo del reservorio siempre debe estar por encima de la cota de conexión con la red de drenaje pluvial pública. Esta medida evita posibles inversiones del flujo del sistema, es decir, que el agua de la red pluvial entre en el reservorio.

Conocidos estos condicionantes, se determina la altura (H) que puede ser utilizada para el dimensionamiento del reservorio. Esta altura corresponde a la diferencia entre la cota de fondo del tanque y la cota de la parte superior de la estructura. El área en planta de la estructura de almacenamiento se determina como:

$$A_{planta} = \frac{V}{H}$$

Donde:

A_{planta} : Área en planta del reservorio (m^2);



V: Volumen de almacenamiento necesario (m³),
H: Altura del reservorio (m).

En caso de que no haya limitación de altura para la implantación del tanque, el criterio utilizado para el dimensionamiento puede ser la disponibilidad de área en planta para la implantación de la estructura. De esta forma, conociendo el área disponible, se debe determinar la altura del reservorio según la ecuación:

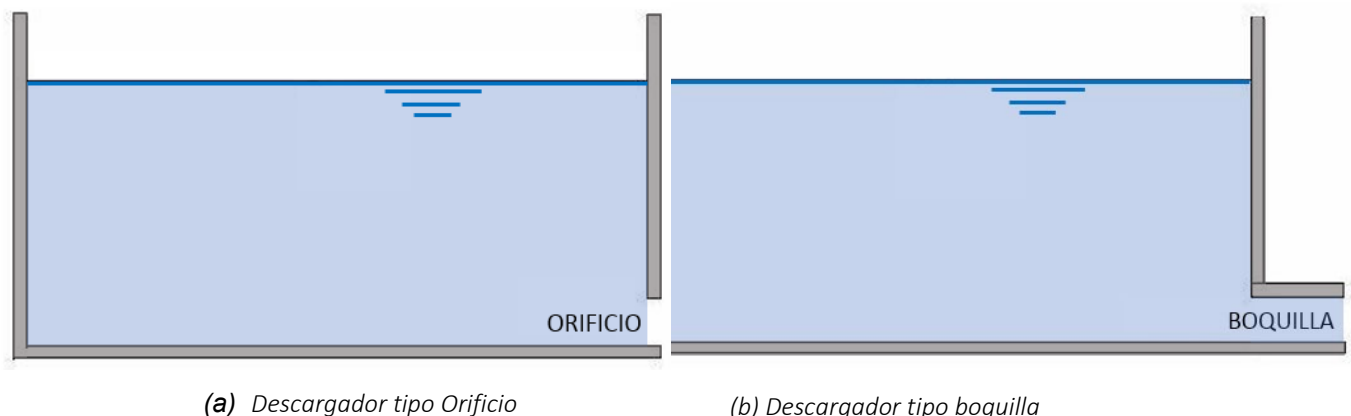
$$H = \frac{V}{A_{\text{planta}}}$$

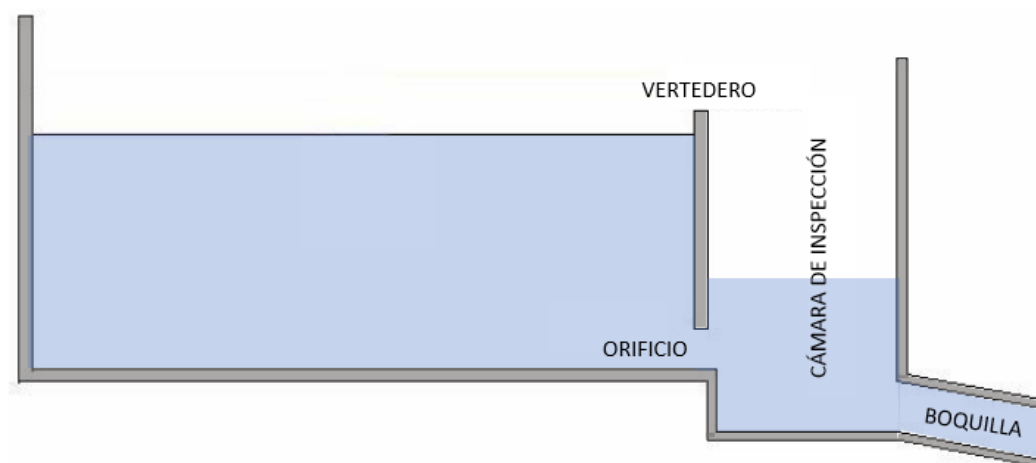
A continuación, se presenta el procedimiento para el dimensionamiento del descargador de fondo. Se debe considerar que el caudal de salida por el descargador es función de la carga hidráulica en el reservorio, por lo tanto, cuanto mayor sea la altura del reservorio, menor será la sección transversal del descargador.

10.2.1.4 Determinación de la sección del descargador de fondo

El descargador de fondo debe instalarse en el tanque para permitir la erogación gradual del agua almacenada. Se debe instalar el descargador junto al fondo del depósito, evitando así la acumulación de agua en el interior de la estructura. Se recomienda, además, para que no haya obstrucción del descargador, se coloque una rejilla antes del mismo.

Dependiendo del tipo de descargador utilizado, puede funcionar como un orificio, o sea, una simple abertura en la pared lateral del depósito; o como una boquilla, donde existe un tubo que dirige el drenaje fuera de la estructura. En los casos en que se haya cerrado el depósito, se utiliza un vertedero de emergencia, el cual es en general un orificio que hace paso para una segunda cámara, que sirve para la inspección y limpieza. En la Figura 28 se presentan situaciones donde el descargador funciona como orificio (a) y como boquilla (b); en (c) se presenta el modelo con cámara de inspección.





(c) Descargador tipo orificio con cámara de inspección

Figura 28: Característica de descargador de fondo
(Fuente: Manual de Drenagem Urbana, Porto Alegre, 2005)

Para determinar el área de la sección transversal del descargador de fondo pueden utilizarse las ecuaciones indicadas a continuación (a) para el caso de un orificio o (b) para el caso de una boquilla.

$$\begin{aligned} \text{a) } A_c &= \frac{0,37 \cdot Q_{pd}}{\sqrt{h_c}} \\ \text{b) } A_c &= \frac{0,45 \cdot Q_{pd}}{\sqrt{h_c}} \end{aligned}$$

Donde:

Q_{pd} : Caudal de predimensionamiento, (m^3/s);

h_c : Diferencia entre el nivel máximo de agua y el eje de la abertura de la sección de salida (m);

A_c : Área de sección transversal del descargador (m^2).

También puede determinarse el diámetro del descargador de fondo directamente de las ecuaciones adjuntas: (a) para el caso de una boquilla o (b) para el caso de un orificio.

$$\begin{aligned} \text{a) } D &= \frac{0,76 \cdot \sqrt{Q_{pd}}}{h_c^{1/4}} \\ \text{b) } D &= \frac{0,64 \cdot \sqrt{Q_{pd}}}{h_c^{1/4}} \end{aligned}$$

donde el diámetro es dado en m.

Se recomienda que sea utilizado el mayor tamaño (diámetro, área) posible obtenido en el dimensionamiento del descargador, evitando, por ejemplo, la utilización de dos descargadores. Esta medida evitará posibles obstrucciones de la estructura.



10.2.1.5 Dimensionamiento de vertedero de exceso

El vertedero de exceso, como el propio nombre lo sugiere, tiene la finalidad de escurrir el exceso de agua que entra al tanque, cuando ocurren lluvias con intensidad superior a la utilizada para su dimensionamiento. Se recomienda, sin embargo, que el dimensionamiento del vertedero se haga solamente cuando el desborde del reservorio puede provocar daños en la propiedad. En la mayoría de los casos este dispositivo es innecesario, ya que el agua se acumula en las superficies por un corto período de tiempo.

El vertedero, de acuerdo con aspectos constructivos utilizados, pueden ser de pared delgada o gruesa. Esta clasificación es:

- Pared delgada: $e < \frac{2}{3} \cdot h_{max}$
- Pared gruesa : $e \geq \frac{2}{3} \cdot h_{max}$

donde e es el grosor de la pared del vertedero; y $h_{m\acute{a}x}$ es la carga máxima deseada en el vertedero ($h_{m\acute{a}x} = z - z_w$, siendo z la cota del flujo y z_w la cota de la cresta). Se recomienda la utilización de un $h_{m\acute{a}x} = 5$ cm. Así, el vertedero será de pared delgada cuando el espesor de la pared sea menor o igual a 3 cm, y de pared gruesa cuando el espesor sea mayor que 3 cm.

El caudal de descarga del vertedero (Q_v), puede ser determinado a partir del Método Racional.

$$Q_v = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A$$

Donde:

Q_v : Caudal de descarga del vertedero (m^3/s);

C : Coeficiente de escorrentía del área que contribuye a la estructura (entre 0,85 y 0,95);

A : Área drenada para la estructura (km^2);

I : Intensidad de la precipitación (mm/h). La intensidad I debe ser obtenida a partir de la ecuación IDF, para una duración igual al tiempo de concentración (t_c), con tiempo de retorno mínimo de 10 años. El tiempo de concentración debe ser estimado a partir de la ecuación de la onda cinemática – Manning.

$$t_c = \frac{5,474 \cdot (n \cdot L)^{0,8}}{P_{24}^{0,5} \cdot S^{0,4}}$$

Donde:

t_c : Tiempo de concentración (minutos);

S : Pendiente (m/m);

n : Coeficiente de rugosidad de Manning

L : Longitud de flujo (m);

P_{24} : Precipitación de 24 horas de duración (mm). La P_{24} se determina a partir de la relación IDF (ver 5), considerando el tiempo de retorno del proyecto. Cuando no existan contribuciones externas, el área contribuyente sea, como máximo de 1 ha, y la pendiente media sea menor o igual a 0,2 m/m , el tiempo de concentración inicial no debe ser calculado por la formula anterior, pero se adopta igual a 5 minutos.



La ecuación siguiente debe ser utilizada para el dimensionamiento del vertedero con pared delgada,

$$Lv = \frac{Qv}{2,95 \cdot Cv \cdot h_{max}^{1,5}}$$

Siendo la correspondiente para pared gruesa:

$$Lv = \frac{Qv}{1,704 \cdot Cv \cdot h_{max}^{1,5}}$$

Donde:

L_v : Longitud de la cresta del vertedero (m);

Q_v : Caudal de descarga del vertedero, (m³/s);

$h_{m\acute{a}x}$: Carga sobre el vertedero (m);

C_v : Coeficiente de descarga del vertedero.

Se recomienda usar $C_v=0,64$ para vertederos de pared delgada, y $C_v=0,86$ para vertederos de pared gruesa, y $h_{m\acute{a}x}$ igual a 5 cm.

10.2.2 Modelo de Simulación para reservorios

El modelo de simulación de reservorios se recomienda para cuencas con área superior a 0.1 km². En este modelo se representa la laminación de los caudales en los reservorios a través del balance entre los volúmenes de entrada y salida. En primer lugar, se debe determinar los hidrogramas de pre y post-proyecto, utilizando el procedimiento de transformación lluvia-caudal (SWMM por ejemplo) y en segundo lugar, se debe calcular la propagación del hidrograma en el reservorio utilizando el algoritmo de Puls o mediante simulación hidrodinámica (provista en SWMM)

A continuación, se presentan estos dos modelos aplicados a la simulación del reservorio.

10.2.2.1 Simulación precipitación-caudal

En este modelo son determinados, a partir de la transformación de la lluvia en caudal, hidrogramas o caudales de aporte a reservorios. Simplificadamente, los procesos hidrológicos que ocurren en la cuenca son: precipitación, pérdidas iniciales, infiltración y escorrentía. Cada uno de estos procesos puede ser tratado con un algoritmo específico, hasta la determinación final de la escorrentía que es utilizada para el dimensionamiento. Para la cuenca del A° Medrano se han utilizado INFOWORKS CS y EPA-SWMM. Ver puntos 6.1 y 6.2.

10.2.2.2 Propagación/Laminación en reservorio

En la cuenca del Medrano, para el PD se han utilizado Infoworks CS y el modelo EPA SWMM (Ver punto 6), los cuales permiten la simulación hidrodinámica de la onda de crecida pudiendo así analizar los efectos de almacenamientos.

Alternativamente, podría utilizarse para el dimensionamiento de reservorios el método de Puls, por ser uno de los más conocidos y de fácil resolución. Discretizando la ecuación de continuidad resulta:



$$\frac{S_{t+1} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+1}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+1}}{2}$$

Donde:

I_t y I_{t+1} : caudales de entrada en el reservorio en t y $t+1$;

Q_t y Q_{t+1} : caudales de salida en el reservorio en t y $t+1$;

S_t y S_{t+1} : almacenamiento del reservorio en los tiempos referidos.

Las dos incógnitas del problema son Q y S en el tiempo $t+1$. Reorganizando con las variables conocidas de un lado y las desconocidas de otro, resulta:

$$Q_{t+1} + \frac{2S_{t+1}}{\Delta t} = I_t + I_{t+1} - Q_t + \frac{2S_t}{\Delta t}$$

Como existe una ecuación y dos incógnitas, la ecuación adicional es la relación $Q = f(S)$, que relacionan el caudal de salida del depósito con el estado de almacenamiento del mismo. Utilizando esta función, es posible construir una segunda función auxiliar, para la determinación de Q_{t+1} .

$$Q = f1(Q + 2S/\Delta t)$$

Con base en estas ecuaciones, conociendo el hidrograma de entrada y adoptando un volumen inicial del reservorio (S_0), es posible simular el flujo a través del reservorio, para todos los intervalos de tiempo.

Esta relación entre S y Q es establecida en base a las siguientes relaciones:

- Curva cota – volumen (almacenamiento)
- Curva cota - caudal de salida

La curva *Cota-Volumen* es obtenida por el cálculo de la capacidad del reservorio. Esa relación es presentada en forma de tabla, gráfico o es ajustada a una ecuación. Debido a las características normalmente encontradas, esta función puede ajustarse a una función del tipo siguiente (aunque es posible utilizar otras expresiones matemáticas para el ajuste):

$$Z = aS^b$$

Donde a y b son coeficientes ajustados a los datos y Z es la cota.

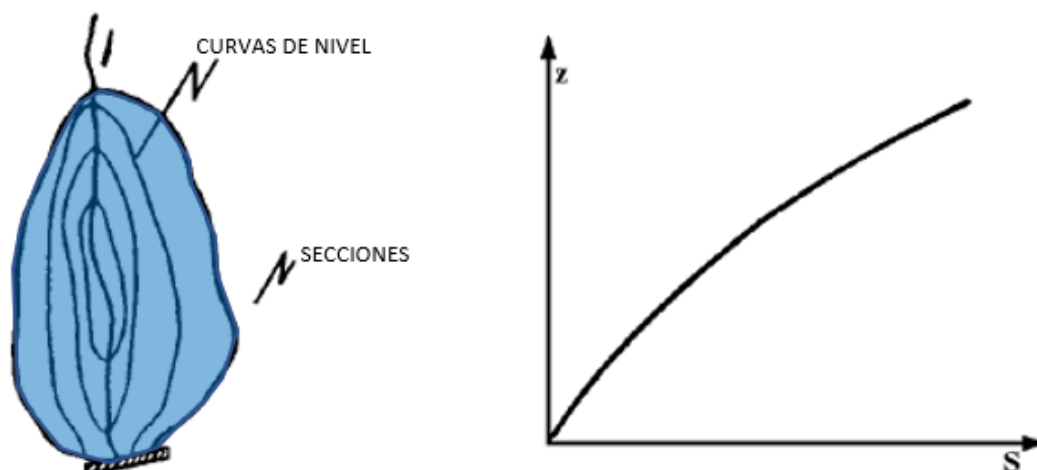


Figura 29: Relación entre cota y almacenamiento

La función entre la cota y el caudal de salida depende del tipo de estructura de salida que está siendo utilizada. Los reservorios pueden poseer dos tipos de dispositivos de descarga: vertedero y descargador de fondo (Figura 30). Tanto uno como el otro pueden tener compuertas.

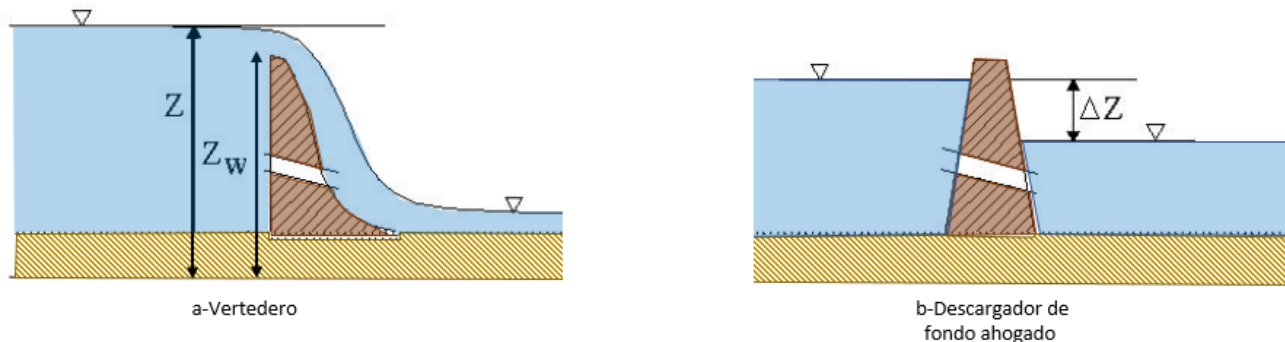


Figura 30: Dispositivos de descarga de reservorios

Para evitar que haya cambios en estas ecuaciones y que el funcionamiento del reservorio se vea comprometido, se recomienda que las estructuras de descarga no operen ahogadas, y para proporcionar el vaciado total del reservorio, que el descargador de fondo esté colocado junto al fondo del reservorio.

Combinando la función $Z = f_2(S)$ con la función $Q = f_3(Z)$ es posible determinar $Q = f(S)$. Utilizando un valor de Z_i de la primera función, se determina S_i . Para el mismo valor de Z_i , en la función f_3 se determina Q_i . Con estos puntos y otros obtenidos de la misma forma se puede construir la relación mencionada (Figura 31).

Cuando el reservorio tiene compuertas, la curva de descarga cambia para cada maniobra de la compuerta, lo que requiere un nuevo cálculo de $Q = f(S)$.

La aplicación del método de Puls, o el uso solamente de la relación biunívoca entre almacenamiento y caudal, implica admitir que la línea de agua en el reservorio es aproximadamente horizontal. Cuando la



pendiente de la línea de agua es importante, y los procesos dinámicos afectan el flujo de salida e incluso a lo largo del depósito, este tipo de método no debe utilizarse. Para esta situación se debe procurar utilizar un modelo hidrodinámico basado en la solución de las ecuaciones completas de Saint-Venant.

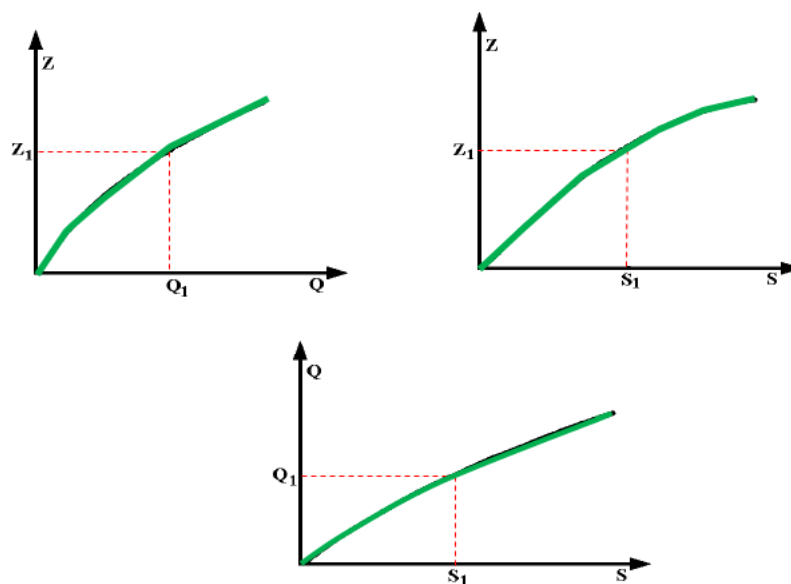


Figura 31: Cálculo de laminación en reservorios: funciones de almacenamiento

En este ejemplo, el hidrograma generado debe ser laminado en el reservorio, y que se trata de un hidrograma representativo de una situación de post-ocupación. Se considera, por ejemplo, que el depósito será implantado para controlar el aumento de caudal debido a la urbanización del área (Figura 32).

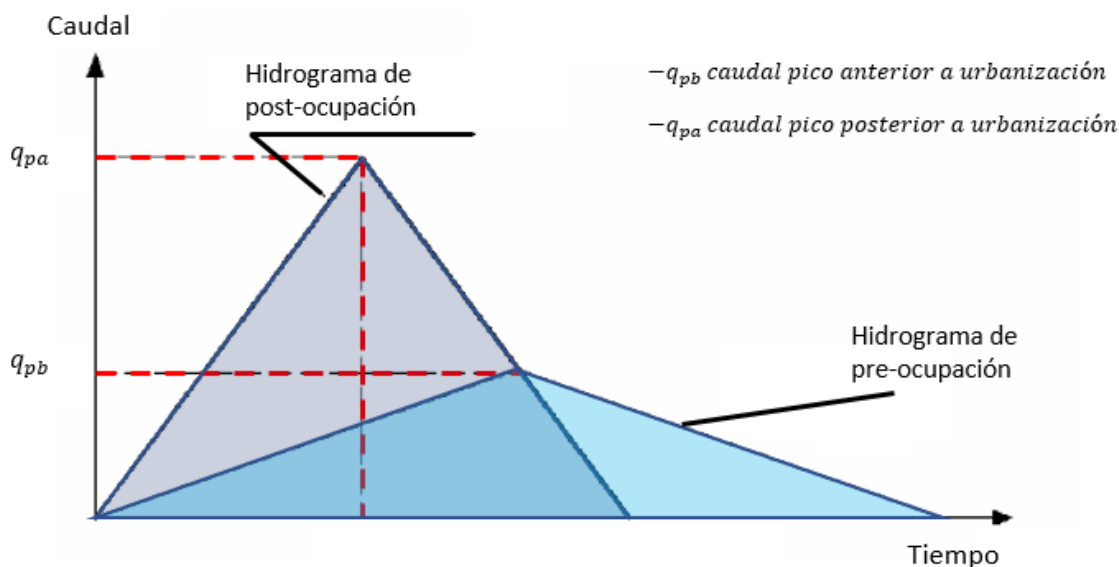


Figura 32: Ejemplo de situación de pre y post-urbanización



En este ejemplo, se debe planificar el reservorio para impedir la propagación de caudales superiores al caudal máximo del correspondiente al hidrograma pre-ocupación. El reservorio estudiado poseerá un descargador de fondo y un vertedero de emergencia.

Primero se debe hacer una estimación del volumen necesario para el almacenamiento. La estimación inicial puede ser hecha a partir del hidrograma a ser almacenado, aunque cabe recordar que el volumen final del reservorio sólo será conocido después de verificar el funcionamiento de las estructuras hidráulicas (entradas y salidas).

Si se considera que para que haya un drenaje sin ahogamiento del descargador de fondo, el reservorio deberá tener una determinada altura, se debe conocer asimismo el área disponible para la implementación de la estructura y de la forma que será (de acuerdo con condicionantes físicos o de diseño). El reservorio puede tener cualquier forma.

A partir de la estimación inicial de la curva cota – volumen del reservorio, del conocimiento del hidrograma de entrada para la recurrencia requerida, la estimación inicial de descargador de fondo y vertedero superior, y la función objetivo (caudal máximo en el hidrograma pre-ocupación), se simula el comportamiento y se resuelve de manera iterativa hasta llegar al resultado pretendido, variando el almacenamiento o la curva de salida del reservorio.

Para asegurar un funcionamiento adecuado del reservorio y estructuras de descarga, es conveniente verificar el funcionamiento simulando diferentes tipologías de tormentas (con diferentes duraciones). Asimismo, puede resultar conveniente realizar una simulación de verificación final utilizando un evento conocido. La complejidad de las simulaciones a realizar depende de la importancia que tenga el reservorio en estudio.



Alcantarillas

Un terraplén vial o ferroviaria o de otro tipo constituye una barrera para el flujo de agua superficial. Una alcantarilla es un conducto cerrado que proporciona un medio para trasponer el flujo de agua a través del terraplén. Dada las características y grado de antropización de la cuenca del A° Medrano, la posibilidad de incorporación de obras de este tipo es limitado, indicándose a continuación conceptos básicos y recomendaciones genéricas sobre su diseño y funcionamiento.

La bibliografía sobre funcionamiento de alcantarillas es extensa, habiéndose utilizado en este caso referencias de:

- Hydraulic Design of Highway Culverts. Hydraulic Design Series Number 5. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Publication No. FHWA-NHI-01-020, September 2001 (Revised May 2005).
- New Jersey Department of Transportation Drainage Design Manual (2006),
- Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels. Hydraulic Engineering Circular No. 14, Third Edition. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Publicacion No. FHWA-NHI-06-086, July 2006

11.1 Tipos de alcantarillas

11.1.1 Tuberías

Las alcantarillas de tuberías de hormigón armado, metálicas y de materiales flexibles son productos fabricados disponibles en una variedad de tamaños en formas estándar. Las tuberías metálicas (aluminio y acero) están disponibles en formas circulares, en forma de arco, arco bóveda, etc. Las tuberías de hormigón armado están disponibles comercialmente en formas circulares.

Las características del flujo para diferentes tuberías cambian debido a su rugosidad relativa. Se puede obtener capacidad adicional con instalaciones de tuberías múltiples, instalando varias tuberías de alcantarilla individuales paralelas entre sí con suficiente separación para permitir la compactación adecuada entre ellas.



Figura 33: Alcantarilla tipo tubería de hormigón

11.1.2 De hormigón armado tipo cajón

Las alcantarillas tipo cajón son prefabricadas fuera del sitio o construidas in situ mediante encofrados y colado de hormigón. Las alcantarillas tipo cajón pueden construirse con cualquier tamaño deseado en formas cuadradas o rectangulares. Estos diseños se pueden modificar fácilmente para adaptarse a las condiciones del sitio. Las características del flujo de este tipo de alcantarillas son muy buenas ya que su conducto proporciona un flujo suave y su entrada puede diseñarse para una mayor eficiencia cuando sea necesario.

Cuando se indique una instalación múltiple de alcantarilla, esta alcantarilla puede construirse con dos o más conductos.



Figura 34: Alcantarilla tipo cajón

Respecto a las dimensiones de las alcantarillas, además de satisfacer las necesidades hidráulicas, debe considerarse un tamaño mínimo que permita acceder a las mismas para realizar tareas de limpieza en su interior.



11.2 Ubicación

La alcantarilla debería idealmente ubicarse en el lecho del canal existente para minimizar los costos asociados con la excavación estructural y obras en el canal. Sin embargo, esto no siempre es posible debido a la sinusoidad del lecho existente que puede no permitir acomodar una alcantarilla recta.

En ciertos casos es conveniente ejecutar un canal próximo para evitar la instalación de una alcantarilla desmesuradamente larga. Al reubicar un canal, lo mejor es evitar transiciones bruscas de corriente en cualquier extremo de la alcantarilla, y en las uniones con el canal original. La Figura 35 muestra dos ejemplos de procedimientos de ubicación de alcantarillas. En un caso, la alcantarilla sigue la alineación del canal natural. En el segundo caso, el canal se ha reubicado para reducir la longitud de la alcantarilla. El USGS (Servicio Geológico de los EE. UU.) concluyó que las reubicaciones menores de los canales para las alineaciones de las alcantarillas han tenido éxito a menos que el canal natural ya fuera inestable (USGS, 1981). Al considerar alternativas de reubicación de canales, los impactos ambientales y los requisitos de permisos deben ser tenidos en cuenta y pueden ser un factor importante en el proceso de toma de decisiones.

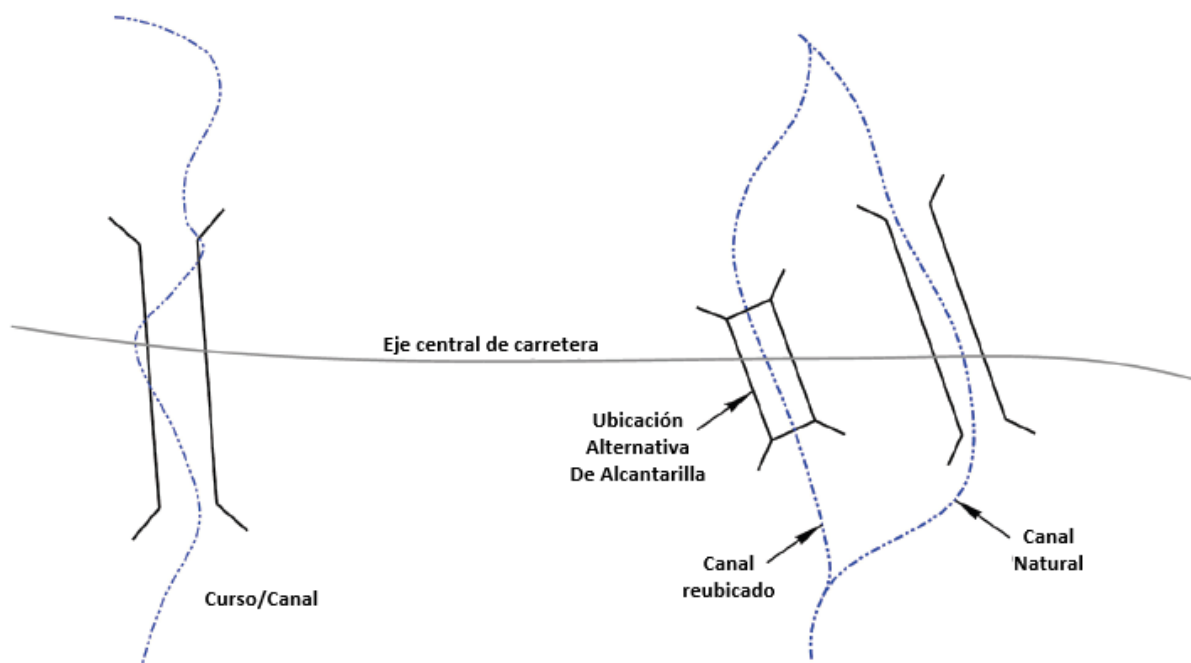


Figura 35: Métodos de ubicación de alcantarillas

La alineación de una alcantarilla tanto en planta como en su perfil debe garantizar un rendimiento hidráulico eficiente, así como mantener el potencial de erosión y sedimentación al mínimo. Por lo general, la ubicación ideal para la alcantarilla es en el canal existente, con la pendiente igual que el canal existente.

Otro criterio es que la inclinación de la alcantarilla no debe exceder los 30 grados medidos desde una línea perpendicular a la línea central de la vía que debe transponer.



11.3 Selección de alcantarilla

Se debe seleccionar un tipo y tamaño de alcantarilla que sea compatible con la performance hidráulica, integridad estructural y economía.

11.4 Recurrencia de diseño

Las alcantarillas deben estar diseñadas para la tormenta de diseño seleccionada para mitigar las inundaciones. La consideración al diseñar las alcantarillas incluye: tipo de vía, tirante en la salida o profundidad de flujo, estructuras y propiedades sujetas a inundación, acceso de emergencia y el costo de reemplazo de la obra en cuestión.

Se deben seguir las pautas que impone el organismo propietario del terraplén que deba atravesarse, debiéndose cumplir requerimientos de diseño y verificación. En general la recurrencia varía entre 25 – 100 años.

La tormenta de diseño debe ser modelada a través de todas las alcantarillas para asegurarse de que la infraestructura (por ejemplo, casas, edificios comerciales) no se inunden o que no se produzca un daño mayor a la obra que se atraviesa o propiedad adyacente para el evento de diseño, considerando revanchas adecuadas.

11.5 Criterios de diseño

11.5.1 Limitaciones de velocidad

- La velocidad máxima debe ser consistente con los requisitos de estabilidad del canal en la salida de la alcantarilla, en principio tratando de evitar el diseño de elementos especiales de disipación de energía.
- Algunas referencias internacionales, indican que la velocidad máxima permitida es de 4,5 m/s, pero para esta velocidad, con las características de los suelos presentes, se debe proporcionar protección en la salida. Se aconsejan adoptar velocidades máximas menores, en lo posible por debajo de los 2 m/s.
- Para garantizar la autolimpieza durante el flujo parcial, se requiere una velocidad mínima de 0,75 m/s para cuando la alcantarilla fluye parcialmente llena.

11.5.2 Limitaciones de tirante en la entrada

- El tirante en la entrada admisible es la profundidad del agua que puede ser contenida en el extremo aguas arriba de la alcantarilla durante la tormenta de diseño, que estará limitado por una o más de las siguientes restricciones o condiciones:
- El tirante no dañará la propiedad aguas arriba.



- El tirante aguas arriba más 30 cm de revancha (o la que determine el organismo competente) no debe exceder la parte superior de la acera o el pavimento para el punto más bajo de la carretera o vía férrea sobre la alcantarilla.
- El tirante no debe exceder en más de 10 – 20 cm al tirante preexistente sin terraplén (si el terraplén fuera obra nueva). Este valor puede ajustarse en función de la pendiente del curso aguas arriba y el alcance de la zona afectada.

Estas limitaciones de tirantes se analizan también en conjunto con las velocidades esperadas en la alcantarilla.

11.5.3 Consideraciones de tirante a la salida

- Si la salida de la alcantarilla funciona como descarga libre, se determinará el tirante crítico y la línea de pendiente hidráulica equivalente.
- Para las alcantarillas que descargan a un canal abierto, se debe determinar la curva de descarga-tirante para el canal.
- Si la salida de una alcantarilla aguas arriba está ubicada cerca de una entrada de alcantarilla aguas abajo, el tirante de la entrada de la alcantarilla aguas abajo establecerá el tirante de salida de diseño para la alcantarilla aguas arriba.
- Si la alcantarilla descarga a un lago, estanque u otro cuerpo de agua mayor, el evento de la tormenta de diseño en el cuerpo de agua establecerá el tirante a la salida de la alcantarilla.

11.6 Hidráulica de alcantarillas

Se tienen dos tipos principales de flujo de alcantarillas: flujo con control de entrada y flujo con control de salida. Se utilizan diferentes factores y fórmulas para calcular la capacidad hidráulica de una alcantarilla para cada tipo de control.

Bajo control de entrada, el área de la sección transversal de la alcantarilla, la geometría de la entrada y el valor del tirante a la entrada son de primordial importancia.

El control de salida implica la consideración adicional de la elevación del tirante a la salida y la pendiente, la rugosidad y la longitud de la alcantarilla.

Es posible mediante cálculos hidráulicos determinar el probable tipo de flujo bajo el cual una alcantarilla operará para un conjunto dado de condiciones. Sin embargo, la necesidad de hacer estos cálculos puede evitarse calculando el tirante a la entrada a partir de gráficos disponibles y/o software específico (ej: Hy8) para el control de entrada y el control de salida y luego utilizando el valor más alto para indicar el tipo de control y determinar la profundidad en la entrada.

Las condiciones de flujo varían con el tiempo para cualquier alcantarilla dada. El conducto de la alcantarilla puede fluir total o parcialmente lleno dependiendo de las condiciones aguas arriba y aguas abajo, las características del conducto y la geometría de la entrada.

El enfoque básico presentado actualmente es analizar una alcantarilla para varios tipos de control del flujo y luego diseñar para el control que produce el rendimiento mas bajo. El diseño para un rendimiento mínimo



ignora las condiciones transitorias que pueden darse en períodos de mejor rendimiento, siendo los beneficios de diseñar para un rendimiento mínimo la facilidad de diseño y la garantía de un rendimiento adecuado en las condiciones hidráulicas menos favorables.

11.6.1 Condiciones de flujo

La alcantarilla puede fluir llena en toda su longitud o parcialmente llena. El flujo completo en una alcantarilla es raro. Generalmente, al menos parte de la alcantarilla fluye parcialmente llena. El cálculo del perfil de la superficie del agua es la única forma de determinar con precisión qué parte de la alcantarilla fluye llena.

- A. Flujo completo: La condición hidráulica en una alcantarilla que fluye llena se denomina flujo a presión. Una condición que puede crear flujo a presión en una alcantarilla es la carga causada por un elevado tirante en la superficie aguas abajo. Un tirante alto aguas arriba también puede producir un flujo total. Independientemente de la causa, la capacidad de una alcantarilla que opera bajo flujo a presión se ve afectada por las condiciones aguas arriba y aguas abajo y por las características hidráulicas de la alcantarilla.
- B. Flujo parcialmente lleno (A superficie libre): El flujo a superficie libre o el flujo en canales abiertos se puede categorizar como subcríticos, críticos o supercríticos. La determinación del régimen de flujo apropiado se logra evaluando el número de Froude, Fr .

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

En esta ecuación, V es la velocidad promedio del flujo, g es la aceleración gravitacional y h es una profundidad representativa, generalmente la profundidad equivalente o la profundidad hidráulica. La profundidad equivalente se usa a menudo para definir la profundidad representativa en una sección circular y se define como la raíz cuadrada de la mitad del área de la sección transversal del flujo $\sqrt{A/2}$. La profundidad hidráulica se usa para otras formas y se calcula dividiendo el área transversal de flujo por el ancho de la superficie libre del agua (A/T). Cuando $Fr > 1$, el flujo es supercrítico y se caracteriza por ser rápido. Cuando $Fr < 1$, el flujo es subcrítico y se caracteriza como tranquilo. Si $Fr = 1$, el flujo se define como crítico.

Se requiere la identificación del flujo subcrítico o supercrítico para continuar el análisis de las condiciones de flujo de superficie libre. Las características del flujo subcrítico, como la profundidad y la velocidad, pueden verse afectadas por perturbaciones o restricciones aguas abajo. En el régimen de flujo supercrítico, las características de flujo no se ven afectadas por las perturbaciones aguas abajo.

11.6.2 Tipos de control de flujo

El control de entrada y salida son los dos tipos básicos de control de flujo. La clasificación se basa en la ubicación de la sección de control. La caracterización de los regímenes de flujo a presión, subcrítico, y supercrítico desempeñó un rol importante en la determinación de la ubicación de la sección de control y,



por lo tanto, del tipo de control. La capacidad hidráulica de una alcantarilla depende de una diferente combinación de factores para cada tipo de control.

- A. Control de entrada: El control de entrada ocurre cuando el conducto de la alcantarilla es capaz de transportar más flujo de lo que la entrada permite. La sección de control de una alcantarilla que opera bajo control de entrada se encuentra justo dentro de la entrada. El tirante crítico ocurre en o cercano a esta ubicación, y el régimen del flujo inmediatamente aguas abajo es supercrítico.

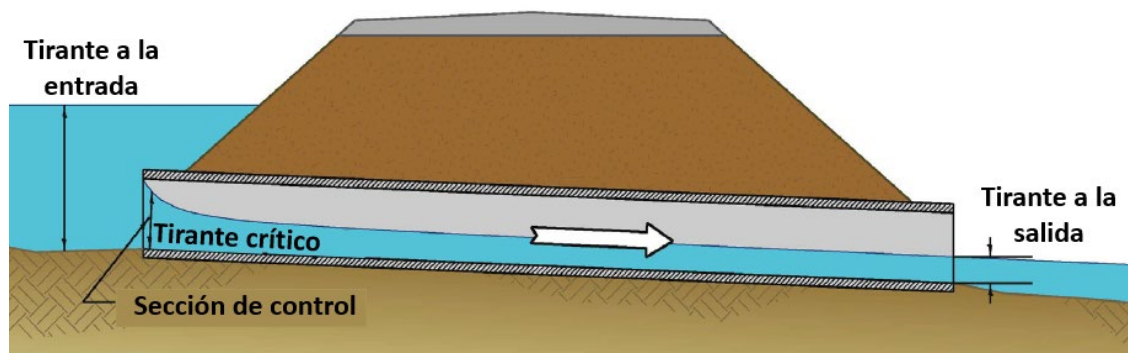


Figura 36: Típica sección con control de entrada

La Figura 36 muestra una condición de flujo con control de entrada típica. Las características hidráulicas aguas abajo de la sección de control de entrada no afectan la capacidad de la alcantarilla. La elevación del tirante a la entrada y la geometría de la entrada representan los principales controles de flujo. La geometría de entrada incluye la forma de entrada, el área de la sección transversal de la entrada y su configuración.

- B. Control de salida: El flujo con control de salida ocurre cuando el conducto de la alcantarilla no es capaz de transportar tanto caudal como la sección de la entrada. La sección de control para el flujo con control de salida en una alcantarilla se encuentra en la salida del conducto o más aguas abajo. Puede existir flujo subcrítico o a presión en la alcantarilla en estas condiciones. Todas las características geométricas e hidráulicas de la alcantarilla juegan un rol importante en la determinación de su capacidad. Estas características incluyen todos los factores que gobiernan el control de entrada, la elevación del tirante a la salida y las características del conducto.

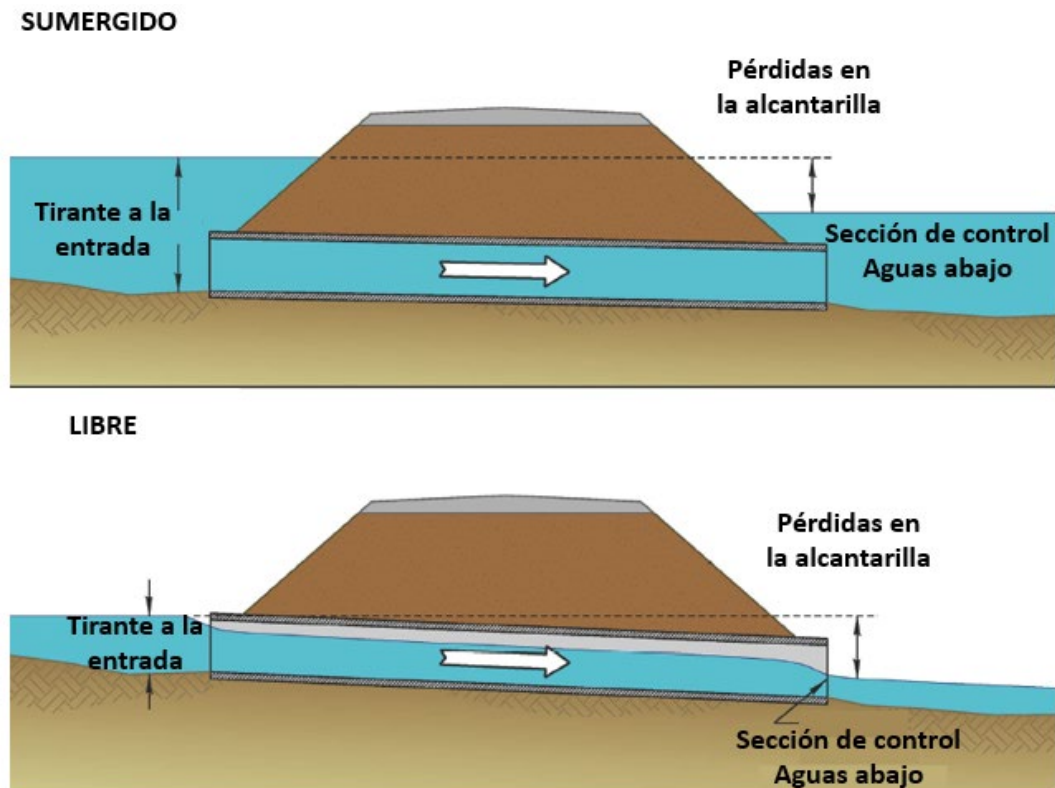


Figura 37: Condiciones de típica sección con control de salida

11.6.3 Tirante a la entrada

Se requiere energía para forzar el flujo a través de una alcantarilla. Esta energía toma la forma de la elevación del tirante de la superficie del agua aguas arriba de la alcantarilla. La profundidad de la superficie de agua aguas arriba medida desde el invertido de la entrada de la alcantarilla se conoce generalmente como tirante a la entrada.

Un considerable volumen de agua puede acumularse aguas arriba de una alcantarilla, en particular en terrenos con pendientes planas. El almacenamiento que se crea puede laminar picos de inundación en tales condiciones, similar a la laminación causada por un embalse o lago. Aunque esta disminución en el caudal pico de descarga puede justificar una reducción en el tamaño requerido de la alcantarilla, esta no es una práctica ampliamente utilizada en el diseño de alcantarillas.

11.6.4 Tirante a la salida

El tirante a la salida se define como la profundidad del agua, aguas abajo de la alcantarilla, medida desde el invertido de la salida. Es un factor importante para determinar la capacidad de la alcantarilla bajo condiciones de control de salida. La elevación del tirante a la salida se basa en las características del canal aguas abajo de la descarga y se evalúa en base a los cálculos de flujo tradicionales de canales abiertos. El aumento del tirante a la salida puede deberse a una obstrucción en el canal aguas abajo, como otro cruce de carretera con un puente o alcantarilla, la confluencia con otro canal, la existencia de un embalse, etc. En estos casos, cálculos de curvas de remanso desde el punto de control aguas abajo se requieren para definir



con precisión el tirante a la salida. Un elevado tirante a la salida es capaz de hacer que una alcantarilla funcione bajo control de salida, cuando de lo contrario estaría bajo control de entrada.

11.6.5 Velocidad de descarga

Dado que una alcantarilla a menudo restringe el área del canal disponible, y es posible tener menores rugosidades; las velocidades del flujo en la alcantarilla pueden ser más altas que en el canal. Este incremento de velocidad puede causar erosión en el lecho y márgenes en las vecindades de la salida de la alcantarilla. Problemas de este tipo pueden evitarse aumentando la rugosidad del conducto de la alcantarilla y/o con la instalación de disipadores de energía y dispositivos de protección en la salida para evitar una socavación excesiva. Cuando una alcantarilla opera bajo control de entrada y el conducto de la alcantarilla no funciona a su capacidad, a menudo es beneficioso disminuir la pendiente del conducto o agregar una sección rugosa para reducir las velocidades de salida.

11.7 Protección en descarga de conductos

El objetivo de la protección en la descarga de conductos es proporcionar una sección estable en la que la velocidad de salida de la tubería se reduzca a una velocidad compatible con la condición estable aguas abajo. La necesidad de protección de la descarga de un conducto debe evaluarse en cualquier lugar donde el drenaje se descargue a la superficie del suelo natural, un canal, zanja o arroyo. Esto puede ocurrir en el extremo aguas abajo de alcantarillas u otros sistemas de drenaje. La necesidad de protección de la descarga de un conducto se determinará comparando la velocidad admisible para el suelo sobre el cual la tubería descarga a la velocidad de salida. Existen referencias internacionales para la velocidad permitida según tipo de suelo y cobertura, algunas pueden observarse en “Soil erosion and sediment control Standards”, New Jersey Department of Transportation, 2008. La velocidad en la tubería será la que ocurra durante el paso de la tormenta de diseño, adoptando también una tormenta de verificación de mayor recurrencia. Cuando la velocidad en la tubería excede la velocidad permitida para el suelo, se requerirá protección en la descarga.

11.7.1 Dimensiones de la protección

En el caso de la protección con enrocado, las dimensiones del enrocado a la salida del conducto pueden diseñarse de acuerdo con los procedimientos indicados en las referencias previamente citadas. El tamaño mínimo de roca d₅₀ debe ser de 15 cm, e irán siempre apoyadas sobre geotextil.

Otros medios de protección pueden utilizarse, siempre dentro de los considerados como protecciones flexibles, como colchonetas de alambre galvanizado rellenas con rocas, o sistemas de bloques de hormigón vinculados a geotextil tejido, etc. Estos sistemas de protección tendrán un geotextil no tejido sobre el suelo, diseñado de acuerdo a las características del mismo. El diseño de estas medidas de protección debe basarse en Pilarczyk (1989).



Figura 38: Protección de enrocado a la salida de conducto

11.7.2 Disipadores de energía

Deben utilizarse disipadores de energía cuando se exceda la velocidad estable del canal existente, o cuando el dimensionamiento del enrocado u otras medidas de protecciones flexibles a la salida del conducto o la protección del canal resulten en un tamaño y/o espesor poco práctico o antieconómico.

Por lo general, se requieren disipadores de energía cuando la velocidad de salida es de 4,5 m/s o más.

Todos los disipadores de energía aumentan el costo de una alcantarilla; por lo tanto, deben usarse solo para prevenir o corregir un problema de erosión que no puede ser corregido mediante el diseño normal de elementos de control estándar para erosión y sedimentación de suelo. Se requiere criterio ingenieril para determinar la necesidad de disipadores de energía en las salidas de las alcantarillas. Para evaluar esta necesidad, se deben calcular las velocidades en la salida de la alcantarilla. Estas velocidades calculadas se pueden comparar con velocidades de salida de diseños alternativos de alcantarillas, alcantarillas existentes en el área o las velocidades naturales de los cursos. En muchos cursos, la velocidad máxima en el canal principal es considerablemente más alta que la velocidad media para toda la sección transversal del canal. Las velocidades de salida de la alcantarilla deben compararse con las velocidades máximas admisibles del curso para determinar la necesidad de protección del canal. Un cambio en el tamaño de la alcantarilla no cambia las velocidades de salida de manera apreciable en la mayoría de los casos.

Las velocidades de salida de las alcantarillas que fluyen con control de entrada se pueden aproximar calculando la velocidad media de la sección transversal de la alcantarilla usando la ecuación de Manning. La velocidad de salida calculada por este método generalmente será alta porque la profundidad normal, asumida al usar la ecuación de Manning, raramente se alcanza en la longitud relativamente corta de una alcantarilla promedio. Además, la forma del canal de salida, incluyendo la protección del lecho y los muros de ala, tienen mucho que ver con el cambio de la velocidad que se produce al final del conducto de la alcantarilla. El tirante a la salida no se considera efectivo para reducir las velocidades de salida en la mayoría de las condiciones de control de entrada. En el control de salida, la velocidad de salida promedio será la descarga dividida por el área transversal del flujo en la salida. Esta área de flujo puede ser la



correspondiente al tirante crítico, el tirante de agua a la salida (si está por debajo del intradós de la alcantarilla) o la sección completa del conducto de la alcantarilla.

Información adicional para diseño de disipadores de energía puede encontrarse en FHWA HEC-14, Diseño Hidráulico de Disipadores de Energía para Alcantarillas y Canales.



Técnicas de drenaje urbano sostenible

Los sistemas de drenaje sostenible son elementos integrantes de la infraestructura de captación de aguas pluviales en entornos urbanos destinados a captar, filtrar, retener, transportar, almacenar e infiltrar el agua de lluvia, permitiendo la eliminación, de forma natural, de parte de la carga contaminante que haya podido adquirir por procesos de escorrentía. Su utilización se dirige a minimizar los impactos de la escorrentía generada en un evento de tormenta, tanto en cantidad como en calidad. Apuntan a realizar un control de la escorrentía en la fuente y su eficiencia depende fundamentalmente de la cobertura areal que puede lograrse.

La aplicabilidad real de muchas de estas tipologías está condicionadas al tipo de suelo y en particular a la posición del nivel freático. Las que mayor probabilidad de aplicación tienen en la cuenca del Arroyo Medrano serían:

- **Jardines de Lluvia:**

Esta técnica, también llamada bioretención, consiste en el uso de áreas de almacenamiento con vegetación en suelos naturales o granulados artificialmente, que capturan, infiltran, transpiran y remueven contaminantes del escurrimiento superficial, reduciendo el volumen escurrido, atenuando los caudales pico y mejorando la calidad del agua. La vegetación propuesta deberá ser resistente a las inundaciones periódicas y a suelos con altos contenidos orgánicos, pudiendo ser un activo estético a nivel paisajístico, así como un hábitat recreado artificialmente, amén de su función en el sistema de drenaje. Pueden diseñarse como sistemas de infiltración si los suelos naturales son suficientemente permeables y no existen limitantes a la infiltración tales como contaminación del suelo o de las napas¹. En el caso que no sea posible diseñarlos como sistemas de infiltración pueden funcionar como áreas de pasaje del escurrimiento superficial contenidos dentro de una membrana impermeable y usar drenes para direccionar el escurrimiento al sistema de drenaje existente.

¹ En la CAM resultaría difícil ya que en los estudios básicos de edafología del PDOH2006 se había analizado mediante calicatas la baja capacidad de infiltración en CABA. Deberían retornar al sistema mediante los sumideros.



- Entradas de calles o estacionamientos ❶
- Vegetación tolerante ❷
- Profundidad inundable de 15 cm ❸
- Capa orgánica de 5 cm ❹
- Capa de suelo para plantar ❺
- Dren perforado ❻
- Infiltración donde sea posible ❼

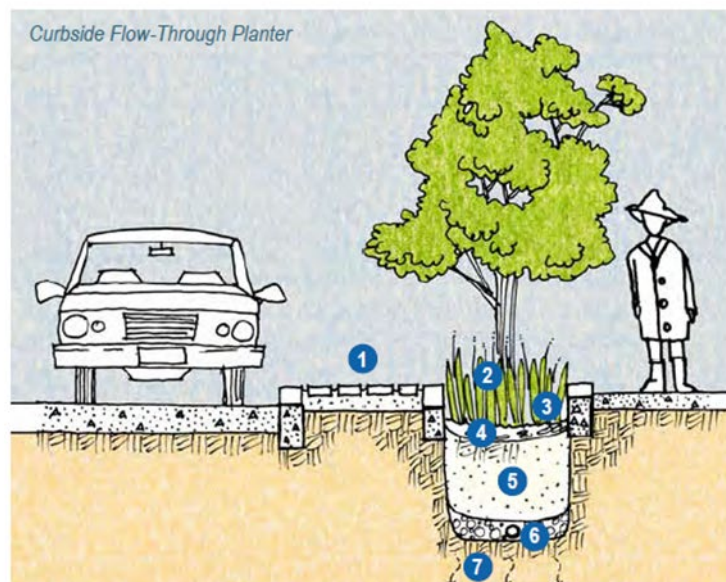


Figura 39: Jardín de Lluvia
(Fuente: San Francisco Stormwater Management Design)

Una variante a los mismos son las denominadas “esquinas verdes”, las cuales son una medida complementaria al sistema de drenaje que consiste en la extensión del cordón de la vereda hacia la calle para proporcionar un área con vegetación para el tratamiento de aguas pluviales. Detrás del cordón extendido de las esquinas verdes, se coloca suelos de biorretención y vegetación para el manejo de aguas pluviales. Este diseño permite la retención y tratamiento de aguas pluviales dentro de la calle y el espacio público.



Figura 40: Esquema de una esquina verde



- **Humedales artificiales:**

Estas consisten en humedales contruidos para recibir y purificar aguas pluviales a través de la transformación microbiana, absorción de plantas, sedimentación y adsorción. El escurrimiento superficial es almacenado en depresiones diseñadas para contener plantas típicas de humedales. En cuanto a su funcionalidad ecológica, éstas tienen los mismos rasgos que humedales naturales y tienen beneficios similares como ser el control de inundaciones y la mejora en la calidad de agua. Este tipo de técnicas debería utilizarse en tándem con otras técnicas de infiltración y biofiltrado que remueven sedimentos y basura del escurrimiento superficial antes de entrar en las áreas de humedales. Estas técnicas son eficaces en la reducción de sólidos totales en suspensión, nutrientes como fósforo, nitrógeno, metales y bacteria, su efectividad puede ir de un 50% a 90% dependiendo del diseño y calidad del agua entrante. El tratamiento se da principalmente en la zona de las raíces, si se trata de un humedal superficial, a través de transformación microbiana, sedimentación y absorción de plantas.

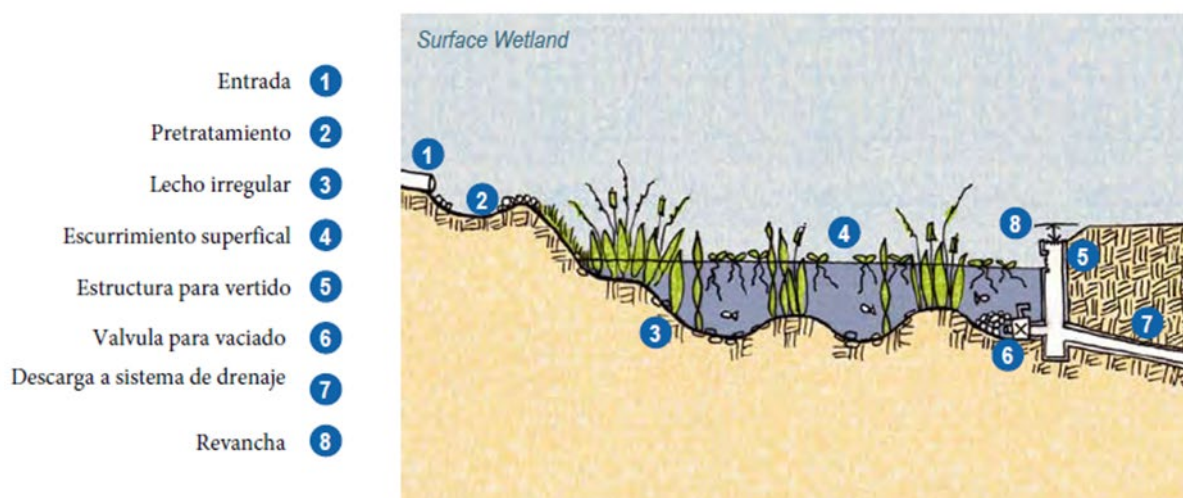


Figura 41: Humedales Artificiales
(Fuente: San Francisco Stormwater Management Design)

- **Zanjas de infiltración y pozos:**

Considera el vertido de escurrimiento desde superficies impermeables contiguas a zanjas o trincheras de retención rellenas de material granular que producen una atenuación significativa del volumen y del caudal pico por infiltración en el terreno natural. Los pozos y zanjas de infiltración son fáciles de integrar en cualquier localización, y están especialmente indicados para complejos deportivos, áreas recreativas y espacios públicos abiertos, y zonas contiguas a caminos y estacionamientos, siendo más eficientes en la recolección de escorrentía superficial procedente de áreas de tamaño pequeño o medio (2ha) en zonas residenciales de media-alta densidad y en zonas comerciales. La cantidad de agua infiltrada depende de la capacidad de almacenamiento del sistema, y de la infiltración potencial del suelo natural sobre el que se asienta, considerándose aplicables a suelos con capacidad de infiltración superior a 10-12 mm/h. En base a lo dicho anteriormente, la aplicabilidad de estas medidas en la CAM está sujetas a la capacidad de absorción del suelo.



Figura 42: Zanjas de Infiltración
(Fuente: San Francisco Stormwater Management Design)

- **Pavimentos permeables:**

Comprende pavimentos, continuos o modulares, que permiten que el agua se infiltre en el terreno o sea captada y retenida en capas subsuperficiales para su posterior reutilización o evacuación, produciendo la atenuación de picos de escorrentía superficial. En general gran flexibilidad en diseño y tipos y son adecuados para drenar áreas pequeñas (4 ha) pudiéndose utilizar en zonas peatonales, calzadas poco transitadas o zonas de estacionamiento, en suelos con permeabilidad creciente hacia el subsuelo. Pueden reducir notablemente la escorrentía superficial si el volumen de lluvia caída no llega a saturar las capas que componen el pavimento, y, además, cooperan en la gestión de la calidad del agua de escorrentía urbana, por retener una alta gama de contaminantes en las distintas capas permeables. Adicionalmente presentan la ventaja de ser resistentes a la falta de mantenimiento, aunque a largo plazo existe riesgo de crecimiento de hierbas y obstrucciones, así como de compactación que disminuyen su permeabilidad.

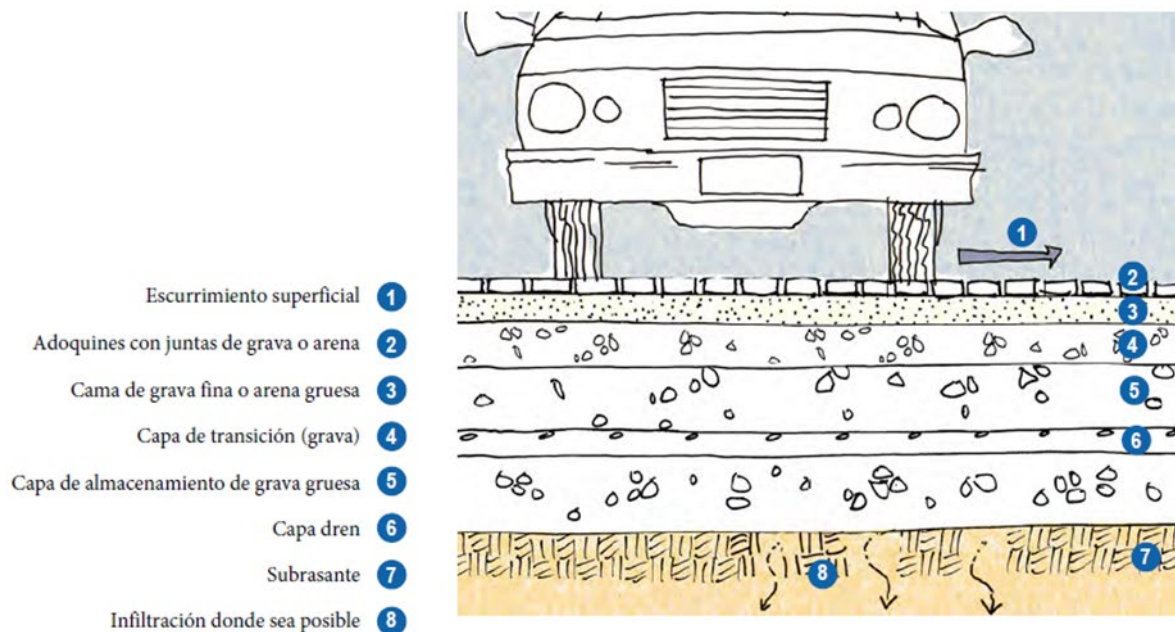


Figura 43: Pavimentos Permeables

(Fuente: San Francisco Stormwater Management Design)

- **Depósitos de agua de lluvia:**

Se trata de dispositivos para recolección y almacenamiento del agua de lluvia que cae sobre los techos de edificaciones, el agua que cae sobre los techos es conducido a depósitos donde se conserva para ser usada con posterioridad para riego, lavado o para cisternas de baño, atenuando la demanda sobre la red de abastecimiento y la presión sobre la red de drenaje. Estos sistemas requieren inspección y limpieza periódica y la implementación en propiedades privadas requiere programas específicos de educación y asistencia técnica para garantizar ejecución y mantenimiento adecuados. La implementación de este tipo de medidas está siendo utilizada en varias ciudades del país y en general no requieren bombeo y son de bajo costo de instalación.



- Dren 1
- Bomba 2
- Tapa de inspección 3
- Reuso de agua 4
- Cuenca antierosión 5
- Derivador de "primera lluvia" 6
- Descarga a sistema pluvial 7

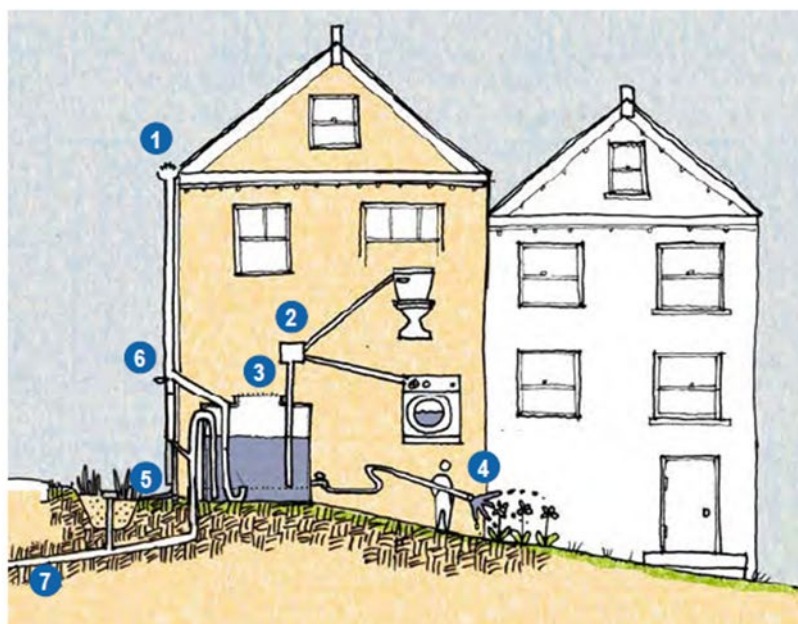


Figura 44: Depósitos de Colecta de Agua de Lluvia
(Fuente: San Francisco Stormwater Management Design)

- **Techos verdes:**

Son techos compuestos por un manto vegetal en su capa superior para la intercepción y retención de aguas pluviales, que colaboran en la reducción del volumen de escorrentía y atenuación de caudales pico y constituyen una medida eficaz en gestión de escorrentía en zonas residenciales y comerciales/ industriales con grandes ventajas en materia de sostenibilidad ambiental, ya que actúan como aislante térmico reduciendo el consumo energético del edificio, reducen la escorrentía superficial mediante la retención y absorción de parte del agua de lluvia y aumentan la evapotranspiración de las plantas, mejoran la calidad del aire y agua por captura de elementos contaminantes del agua y aire y transformación de CO₂ en oxígeno y controlan la contaminación acústica y mejoran el impacto visual respecto a los techos tradicionales. El funcionamiento eficaz de este tipo de medida implica que deben tener su propio sistema de drenaje y requiere tareas de mantenimiento de la vegetación, riego y cuidado de las especies plantadas. Su implementación exige el desarrollo de instrumentos normativos para incentivar la instalación mediante estímulos fiscales o la obligación de implantación en planes de urbanizaciones a desarrollar. Su costo de construcción es superior al de techos convencionales.



- Protección para hojas 1
- Grava 2
- Plantas resistentes a falta de riego 3
- Suelo 4
- Membrana filtrante 5
- Capa drenaje/almacenamiento 6
- Membrana impermeable anti-raíces 7
- Aislante 8
- Estructura del Techo 9
- Canaleta y bajada de drenaje 10

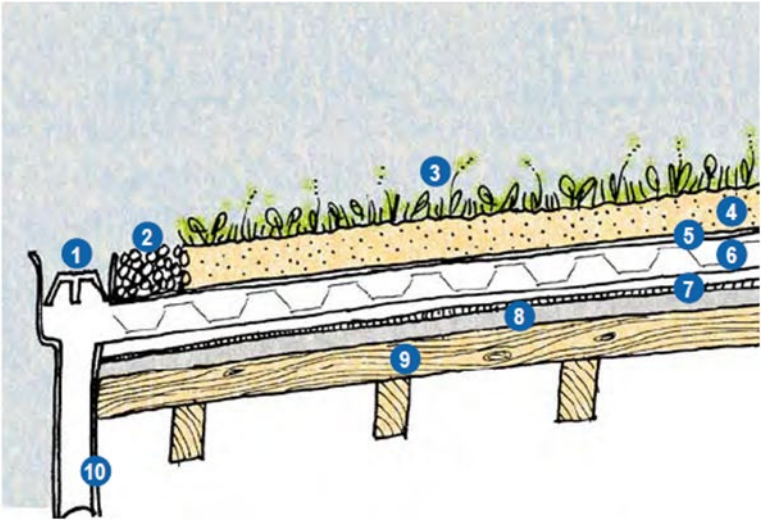


Figura 45: Techos verdes
(Fuente: San Francisco Stormwater Management Design)

LaTabla 14 presenta un resumen comparativo entre las diferentes técnicas.

Tabla 14. Cuadro comparativo de técnicas de drenaje urbano sostenible
Fuente: ch2m

Medida	Capacidad de Remoción de Contaminantes ²	Capacidad de Reducción de Vol. Escorrentía	Capacidad de Atenuación del Caudal Pico
Jardín de Lluvia	+++	++	++
Humedal Artificial	+++	++	+++
Zanjas de Infiltración	+++	+++	+++
Pavimentos Permeables	++	+++	++
Depósitos de Agua de Lluvia	++	++	++
Techos Verdes	++	+	+

+ Baja ++ Moderada +++ Alta

² Contaminantes tales como nutrientes, metales, bacterias, grasas y aceites, organicos.



Se ha evaluado la posibilidad de la incorporación de áreas de bioretención en la cuenca, siendo éstas técnicas de drenaje urbano diseñados principalmente para el control de la calidad del agua antes de su vertido al medio, ya que su capacidad para el control de caudal es bastante reducida.

En estas áreas, que han de ser zonas algo deprimidas, se facilita la infiltración del agua colocando un suelo muy permeable bajo una capa de filtro orgánico y un dren colector de arena o gravilla. La atenuación de la contaminación inicial (first flush) se optimiza mediante la presencia de vegetación. Estas áreas pueden localizarse entre la vereda y el cordón existente.

Se han identificado dos tipos, por un lado, se hace referencia a la construcción de **jardines de lluvia** en calles que contengan boulevards donde pudiese evaluarse la viabilidad de este tipo de instalaciones. Por otro lado, se han identificado calles con áreas de uso para estacionamiento y donde se podría instalar áreas de bioretención en sus esquinas o tramos medios, lo que hemos llamado **esquinas verdes**. La ubicación de estas áreas verdes en las calles está determinada por el escurrimiento pluvial y la configuración de las calles.

Las **esquinas verdes** son una medida complementaria al sistema de drenaje que consiste en la extensión del cordón de la vereda hacia la calle para proporcionar un área con vegetación para el tratamiento de aguas pluviales. Detrás del cordón extendido de las esquinas verdes, se propone colocar suelos de biorretención y vegetación para el manejo de aguas pluviales. Este diseño permite la retención y tratamiento de aguas pluviales dentro de la calle y el espacio público.

Las esquinas verdes son adecuadas para calles residenciales, colectoras, arterias que tengan áreas de estacionamiento a lo largo de las mismas. Sus dimensiones les permiten ser incorporadas con sólo una pérdida menor de capacidad de estacionamiento en la calle. Estas pueden ser instaladas a mitad de calle o en intersecciones y en múltiples ubicaciones o en una sola ubicación a lo largo de una sección en la calle. Son relativamente de bajo costo y, cuando se dimensionan adecuadamente, a menudo son capaces de tratar una buena parte de la escorrentía de la calle en la que están ubicadas.

Las esquinas verdes se utilizan para proporcionar retención y tratamiento de aguas pluviales de la escorrentía en calle, utilizan los procesos físicos, químicos y biológicos en plantas y suelos para absorber y tratar contaminantes y ayudar a mantener el equilibrio hidrológico de un área. Las esquinas verdes promueven la infiltración y retención de aguas pluviales en el suelo y la interceptación, absorción y evapotranspiración por las plantas.

Las esquinas verdes son una técnica de diseño urbano de calles modificando su habilidad para recolectar y retener las aguas pluviales. El suelo de biorretención (una mezcla típica puede ser 50% de tierra vegetal, 30% de arena y 20% de compost) se rellena luego detrás del cordón de la esquina verde a una profundidad aproximada de 15 cm por debajo del nivel de la calle para crear un área de depresión que permite el encharcamiento y retención de aguas pluviales.

Un corte en el cordón en el inicio de la extensión de la esquina verde permite que las aguas pluviales ingresen al sistema (Figura 46); un solo corte en el cordón aguas abajo de la esquina permite el flujo de aguas pluviales en exceso de capacidad del sistema. El cordón de aguas abajo puede diseñarse con una abertura para controlar y optimizar la profundidad de encharcamiento dentro de la esquina (Figura 47).

Las esquinas verdes se pueden integrar fácilmente con la infraestructura convencional o “gris” existente. Se pueden instalar aguas arriba de las bocas de tormenta y sin modificaciones en otros dispositivos de captura existentes. Los desbordes de las esquinas verdes continuarán fluyendo por la calle hasta las bocas de tormenta.



Figura 46: Caudal ingresante a la esquina verde



Figura 47: Abertura elevada en cordón aguas abajo para favorecer el encharcamiento, retención e infiltración de aguas pluviales.

Otras consideraciones de diseño incluyen:

- La vegetación seleccionada debe ser de baja altura para no interferir con la visión de peatones y automovilistas.
- Se deben utilizar bermas, deflectores de entrada u otras modificaciones en el pavimento para dirigir el flujo hacia la esquina verde.
- El área de la esquina verde es típicamente del 5 al 10% del área de drenaje.
- Las esquinas verdes generalmente se diseñan sin un drenaje inferior; están diseñados para permitir que el exceso de aguas pluviales salga por la abertura aguas abajo y continúe por la calle o ingrese al sumidero tal cual lo hacía antes.

Se han identificado tramos de calles con alta potencialidad para instalar este tipo de medidas. Es importante resaltar que estas calles no deberían ver reducido su nivel de servicio o capacidad de flujo vehicular dado



que son actualmente utilizadas para estacionamiento. En la Figura 48 se pueden observar en verde los tramos de calles que podrían considerarse en este programa.

Algunas ventajas adicionales que podrían tener estas construcciones consisten en hacer participativo a la comunidad una iniciativa como esta, al poder involucrar a los vecinos en el mantenimiento de estos sistemas.

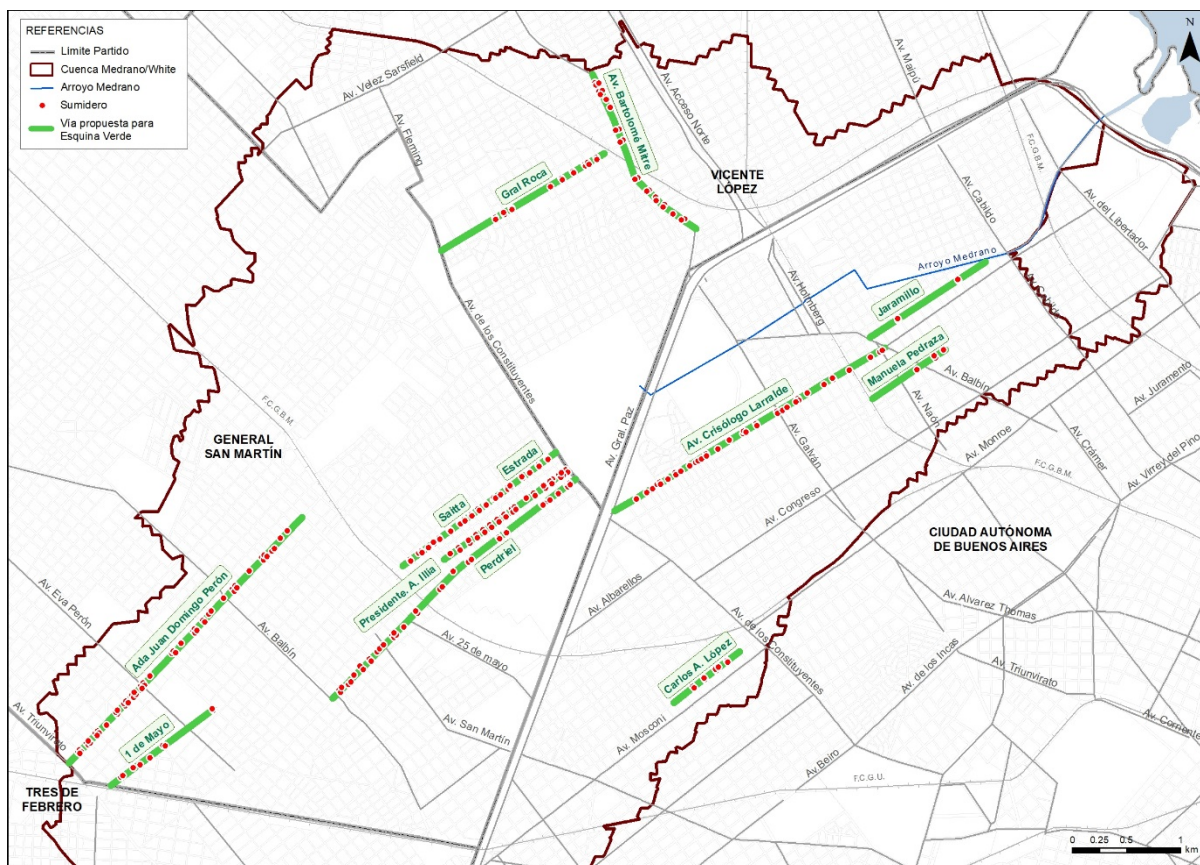


Figura 48: Ubicación potencial de esquinas verdes

Fuente: Elaboración Propia

Los **jardines de lluvia** son también áreas de bioretención. Son áreas donde el agua de lluvia es temporalmente colectada, filtrada por el suelo y las plantas, y absorbida en el sistema natural o conectada al sistema de drenaje, para lo que debería existir un dren que lo conecte.

Es importante que exista esta conexión a través de un dren para garantizar que el jardín de lluvia pueda drenar y así prevenir el crecimiento de mosquitos y estar disponible ante un nuevo evento. Esto permite que, si los suelos son poco permeables, el agua del jardín de lluvia pueda evacuarse por el sistema de drenaje.

Estos jardines deben ser mantenidos con asiduidad, lo que incluyen visitas para remover malezas y yuyos, podar, limpiar de sedimentos y basura, reemplazar plantas y asegurar el buen funcionamiento de los drenes y estructuras de control. Es importante resaltar que estas tareas de mantenimiento son también una



oportunidad para que los vecinos puedan involucrarse en su limpieza y mantengan basura fuera de los mismos.



Figura 49: Ejemplos de jardín de lluvia en un boulevard
Fuente: Green Streets Program en Arlington, VA

Se han identificado algunas áreas con potencial de poder incorporar algunos jardines de lluvia o áreas de bioretención en la cuenca. En la siguiente figura se muestran algunas calles que contienen boulevards donde podría evaluarse su instalación.



Medidas no estructurales

Las medidas no estructurales de control de inundaciones tienen un claro sentido de atenuación del impacto final que pueda causar el escurrimiento, apartándose del criterio tradicional de arbitrar soluciones por la única vía de incrementar las dimensiones de las estructuras de evacuación.

La principal característica de las medidas no estructurales es su carácter preventivo. Se refieren a políticas, concientización, desarrollo del conocimiento, compromiso público, y métodos o prácticas operativas, incluyendo mecanismos participativos y suministro de información, que puedan reducir el riesgo y consecuente impacto. Su instrumentación es viable a través de regulaciones que se establecen mediante normas de planeamiento y edificación urbanas, y de la construcción en general sobre espacios de dominio público y privado.

Las medidas no estructurales pueden clasificarse en:

- Medidas “activas” tales como: una Red Hidrométrica y una Red de Alerta Hidrometeorológica; control de los impactos de residuos urbanos y domésticos; medidas de control de fuente (source control); provisiones para aumentar el almacenamiento en el sistema; respuestas de emergencia (incluyendo lucha contra las inundaciones y evacuación); y campañas de educación para aumentar la difusión pública de los peligros ambientales derivados de la inadecuada disposición de residuos, y el manejo de los riesgos originados por las inundaciones;
- Medidas “pasivas” tales como: la zonificación y regulación del uso de la tierra; códigos de planeamiento; construcción de edificaciones con protecciones localizadas (“a prueba de inundaciones”);
- Medidas “habilitantes” tales como el fortalecimiento del Código de Edificación y del Código de Planeamiento Urbano; la comprensión de los requerimientos legales, institucionales y normativos; evaluación de interfaces con Planes Ambientales; el desarrollo de planes de acciones de emergencia; mapas de riesgo de inundación; y el desarrollo y capacitación de recursos humanos en todos los aspectos relativos al manejo del riesgo de inundación.

13.1 Medidas Activas

13.1.1 Predicción de inundaciones

Estimación del desarrollo, tiempo y duración de una crecida, especialmente del caudal máximo en un punto específico del cauce, o del ámbito de la ciudad, como consecuencia de fuertes precipitaciones. La predicción de inundaciones se compone de dos pasos: 1. consiste en la predicción meteorológica; y, 2. caracterización de crecidas, considerando la situación meteorológica futura para predecir las inundaciones resultantes, mediante modelos hidrológicos e hidrodinámicos. La combinación de ambas fases es fundamental para la obtención de predicciones precisas.

13.1.1.1 Sistema de alerta temprana

Los sistemas de alerta temprana incluyen tres elementos, a saber: conocimiento y mapeo de amenazas; monitoreo y pronóstico de eventos inminentes; proceso y difusión de alertas comprensibles a las autoridades políticas y población; así como adopción de medidas apropiadas y oportunas en respuesta a



tales alertas. Provisionan información oportuna y eficaz a través de instituciones identificadas, que permiten a individuos expuestos a una amenaza, la toma de acciones para evitar o reducir su riesgo y su preparación para una respuesta efectiva.

Los sistemas de alerta temprana tienen como objetivo informar a las comunidades expuestas a daños por fenómenos hidrometeorológicos, para que con anticipación a la ocurrencia de sus efectos más severos las personas se alejen de las zonas de peligro y se emprendan acciones para reducir las pérdidas materiales que pudiera provocar. (Rodríguez Vázquez, 2012). Están formados por varias partes que se complementan entre sí, tales como un plan operativo contra inundaciones, un subsistema de medición y proceso hidrológico y un subsistema de información. El plan operativo consiste en el conjunto de instrucciones específicas para realizar de modo eficiente el traslado de las personas a los lugares seguros. Considera que los caminos hacia estos lugares sean cortos y no queden interrumpidos por la ocurrencia de la inundación. Debe formularse antes de la temporada en que suelen presentarse tales fenómenos y haberse realizado simulacros donde participe la población que habita las zonas de riesgo.

Las alertas deben llegar a las personas en peligro. Para generar respuestas adecuadas que ayuden a salvar vidas y medios de sustento se requieren de mensajes claros que ofrezcan información sencilla y útil. El empleo de múltiples canales de comunicación es indispensable para garantizar que la alerta llegue al mayor número posible de personas, para evitar que cualquiera de los canales falle y para reforzar el mensaje de alerta. Los programas de educación y preparación desempeñan un papel fundamental. Asimismo, es indispensable que existan planes de gestión de desastres que hayan sido objeto de prácticas y sometidos a prueba. La población debe estar muy bien informada sobre las opciones en cuanto a una conducta segura, las rutas de escape existentes y la mejor forma de evitar daños y pérdidas de bienes.

13.1.1.2 Medición y Alerta temprana

El subsistema³ de medición y procesamiento hidrológico estima los escurrimientos que producirá la lluvia en una región, en los minutos u horas posteriores a la ocurrencia de esta última, para advertir del peligro que podría generarse en algunas zonas de una ciudad. Su objetivo es calcular, de preferencia con base en mediciones de lluvia o niveles de agua en cauces, los eventos que causan daños (caudales, niveles máximos de agua, etc.), para que se actúe anticipadamente con la intención de disminuir sus consecuencias.

Un sistema de alerta hidrometeorológica está basado en un conjunto de estaciones pluviométricas e hidrométricas, ubicadas en las diferentes cuencas o subcuencas hidrológicas en que se divide la región de estudio. Estas estaciones miden la precipitación acumulada, la intensidad de lluvia y los niveles de los cauces o conductos y envía la información a un puesto central de registro. Allí se procesan los datos con los modelos lluvia-escurrimiento para estimar los escurrimientos esperados en las zonas vulnerables y los pronósticos de los tiempos de ocurrencia de los niveles críticos en los cauces. Al rebasarse ciertos umbrales establecidos, se activan alarmas indicando a los usuarios (generalmente autoridades de protección civil municipal y estatal que son como ya se mencionó los primeros en acudir a una emergencia), sobre el peligro de la posible ocurrencia de flujos e inundaciones que pudiesen provocar daños en una cierta área de la cuenca y con esto poder poner en marcha un plan de emergencia previamente establecido.

³Se denomina subsistema de medición y procesamiento hidrológico al componente del sistema de alerta temprana municipal que se encarga de la medición de lluvias o niveles de agua y del cálculo hidrológico que sirve de base para activar una alerta en caso de ser necesario.



En la cuenca se ha avanzado en este camino. La Ciudad de Buenos Aires está implementando un **Sistema de Alerta de Tormentas (SAT)**, el mismo está equipado con una red de 34 estaciones meteorológicas automáticas, de las cuales 10 ya se encuentran transmitiendo datos, un radar construyéndose en la localidad de Merlo, un modelo de pronóstico hidrometeorológico, una base de datos GIS y una plataforma de apoyo. Este componente se integrará al sistema de vigilancia actual de la Ciudad de Buenos Aires, el Centro Único de Coordinación y Control (CUCC), equipado con cámaras de vigilancia, que actualmente es operado por el Ministerio de Justicia y Seguridad, a cargo de la implementación del Plan Maestro de Manejo de Emergencias del GCABA.

El SAT comprende un sistema ante amenazas hidrometeorológicas y climáticas compuesto por:

- Una red de estaciones automáticas remotas on line, con sensores meteorológicos e hidrométricos.
- Un radar doppler de alta definición y doble polaridad.
- Un modelo hidrometeorológico en alta resolución.
- Una base de datos SIG.
- Un sistema de integración y presentación de la información.
- Un sistema de diseminación de los productos y alertas-alarmas.
- Una estación central de recepción, procesamiento y distribución de datos.

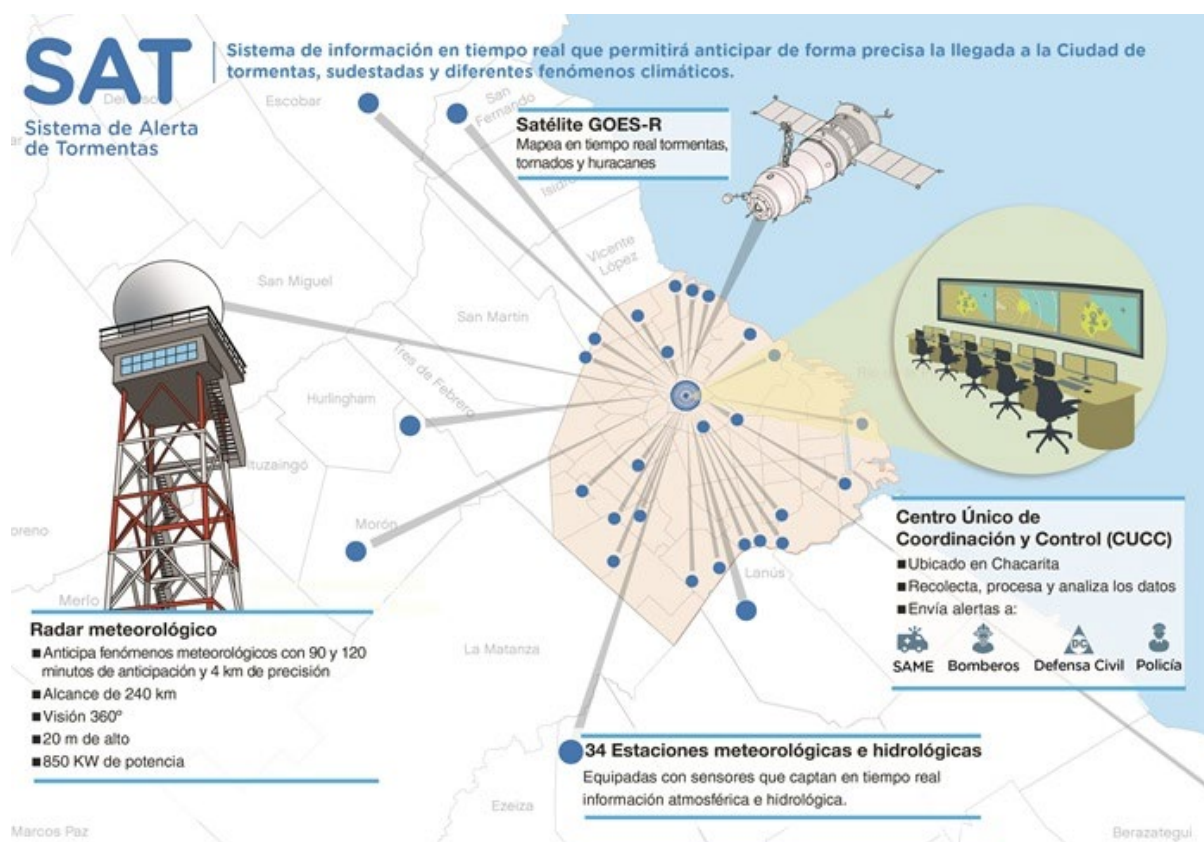


Figura 51. Sistema de Alerta de Tormentas CABA



Fuente: <http://www.buenosaires.gob.ar/desarrollourbano/desarrollo/programas-y-acciones/sistema-hidrometeorologico-de-observacion-vigilancia-y-alerta>

En el ámbito de la cuenca del A° Medrano el SAT en construcción contará con:

1. 2 estaciones hidrológicas, una en la desembocadura y otra en el comienzo del entubamiento del arroyo a la altura de Parque Sarmiento.
2. 3 estaciones meteorológicas/hidrológicas urbanas (P. Sarmiento, P. Saavedra y Nuñez)

De manera de avanzar y optimizar el sistema, se ha propuesto incorporar una plataforma que permita ordenar toda la información posible de diferentes organismos (sin que se cambie nada en sus formatos originales), así como numerosos pronósticos meteorológicos y poder acoplarlos con modelos hidrológicos e hidráulicos. Este tipo de plataformas son cada vez más utilizadas en diferentes sectores del planeta y podría ser del estilo de Delft-FEWS⁴, plataforma de pronóstico en tiempo real y de gestión de los recursos hídricos.

Este sistema integra y maneja grandes conjuntos de datos de forma eficiente, integra las observaciones de campo más recientes con pronósticos de eventos meteorológicas, posee módulos especializados para procesar datos e interfaces abiertas que permitan una fácil integración de las capacidades de modelado (nuevas y/o existentes); permite trabajar con datos consistentes, procesos de trabajo estandarizados, visualización e informes. Delft-FEWS puede efectuar cálculos masivos en equipos concretos, en la nube o en ambos, y permite la colaboración remota entre varios expertos que trabajen e interactúen con los mismos datos.

Delft-FEWS consiste en un sofisticado conjunto de módulos configurables para crear un sistema de pronóstico hidrológico personalizado a los requisitos específicos de cada organización. Ha sido diseñado para respaldar el proceso de pronóstico de inundaciones, pero debido a su estructura flexible y modular, también es apto para la gestión operativa diaria, el control en tiempo real, el pronóstico y alerta en otras disciplinas, como la calidad del agua, la gestión de los embalses, las aguas subterráneas, etc.

En forma resumida esta plataforma permite

- **Manejar grandes conjuntos de datos heterogéneos:** a partir de módulos de importación de servicios web y bases de datos externas en diversos formatos (series temporales de sistemas de telemetría, datos de pronósticos meteorológicos, datos del radar y predicciones numéricas del tiempo) y el almacenamiento eficiente de datos en la base de datos de Delft-FEWS que permite manejar todos estos conjuntos de datos heterogéneos de forma rápida y efectiva.
- **Realizar control de calidad y pre-procesamiento de datos:** Es posible realizar el control de calidad y el preprocesamiento de los datos importados utilizando extensas bibliotecas de validación

⁴ Deltares posee un modelo de licencia muy flexible y presta apoyo a los clientes participando estrechamente en la instauración de Delft-FEWS como sistema de pronóstico operacional, en combinación con un programa de formación integral sobre el funcionamiento y el mantenimiento del sistema. Una vez instaurado, Deltares ofrece muchos servicios como parte de nuestro contrato de soporte y mantenimiento, para ayudar a los clientes a seguir ampliando y manteniendo el sistema. Existen cursos de formación detallada en los que no solo se enseña a los usuarios a utilizar el sistema sino también a añadir de manera independiente nuevas visualizaciones, modelos o productos de datos al sistema para personalizar Delft-FEWS según los requisitos variables de cada sistema operativo.

Deltares: PO Box 177, 2600 MH Delft (Países Bajos), T +31 (0)88 335 82 73, info@deltares.nl, www.deltares.nl
portal web (www.delft-fews.com).



(controles sobre valores extremos, homogeneidad temporal – espacial, detección de tendencias, completamiento de series de datos). Las opciones de jerarquía de datos permiten usar fuentes de datos alternativas como recurso secundario a fin de garantizar la continuidad del proceso de pronóstico. También tiene disponible herramientas para transformar los datos con escalas espaciales y temporales dispares (interpolación espacial para derivar la precipitación ponderada del área a partir de fuentes espacialmente distribuidas o de datos malla espaciales tales como datos del radar y modelos numéricos de predicción). Asimismo, posee funciones hidrológicas típicas, como relaciones nivel-caudal, permitiendo al usuario definir sus propias ecuaciones matemáticas o incluso escribir pequeños códigos de transformación de datos que incluyen una vasta biblioteca de operaciones GIS.

- **Integrar códigos y modelos numéricos:** Delft-FEWS proporciona un sistema abierto que permita utilizar una amplia variedad de modelos de pronóstico existentes. Existen muchos adaptadores especializados para poder utilizar una amplia variedad de modelos hidráulicos e hidrológicos, como HECRAS, HEC-HMS, ISIS, Mike11, OpenDA, OpenStreams, RTC Tools, SOBEK, DELFT-3D, Flood Modeller Pro y HBV. Una vez integrado, Delft-FEWS alimenta el modelo con los datos de entrada procesados, permitiendo ejecutar diversos escenarios y simulaciones de pronóstico. La gran ventaja de la interfaz abierta es que los modelos existentes y las capacidades de modelado pueden integrarse fácilmente en el sistema de pronóstico.
- **Aplicar técnicas avanzadas de asimilación de datos:** Proporciona varias herramientas avanzadas de pronóstico que pueden emplearse para evaluar y mejorar la calidad de los mismos, como son los métodos de asimilación de datos genéricos, el módulo de corrección de errores basado en ARMA (modelo regresivo de media móvil) y la caja de herramientas de asimilación de datos openDA (la cual incluye algoritmos para actualizar el estado y calibrar parámetros). A través de las pantallas de Delft-FEWS se permite la asimilación manual de los datos y la interacción general del usuario con parámetros de modelos, estados y series temporales. Asimismo, dispone de un módulo de rendimiento para evaluar la precisión de los modelos de pronóstico empleados y de un conjunto de herramientas para efectuar análisis posteriores al fenómeno.
- **Difundir y archivar información de pronóstico:** Los productos de pronóstico pueden difundirse mediante formatos de archivos configurables y servicios web, a través de intranet e internet. Permite el almacenamiento externo y el acceso a datos históricos, simulaciones, productos de pronóstico y otros, en el archivo abierto de Deltares (Open Archive) con soporte completo. Este archivo puede utilizarse para realizar análisis posteriores al fenómeno, efectuar la calibración del modelo, revisiones y análisis de rendimiento. El sistema también incluye un modo de formación integrado, el Delft-FEWS Water Coach, que puede utilizarse para familiarizar a los usuarios con el funcionamiento del sistema, y para crear ejercicios en los que se imita el entorno en tiempo real. Esto proporciona un respaldo esencial para formar a los usuarios no solo en la utilización del software sino en el proceso de pronóstico completo.
- **Trabajar con varias pantallas especializadas:** cuenta con pantallas estructuradas, concisas y altamente configurables para que el usuario pueda llevar a cabo las tareas necesarias para la predicción operacional de un modo estructurado. En la pantalla del mapa interactivo es posible recorrer la geografía y conocer la situación en cada zona. Se proporciona información rápida sobre los niveles de alerta que se han alcanzado en cada lugar. Las pantallas pueden pre-configurarse según las plantillas de cada proceso de trabajo, de modo que el usuario tenga un acceso fácil y estructurado a los datos de interés.



- **Estructurar, configurar y utilizar su aplicación:** Delft-FEWS es un sistema totalmente modulado. Puede ejecutarse como un sistema de pronóstico independiente de accionamiento manual en un portátil o emplearse como una aplicación distribuida cliente-servidor totalmente automatizada, con posibilidad de ampliarse en la nube. La plataforma cliente-servidor permite realizar pronósticos operacionales con programación de tareas, administración remota, alertas a través de mensajes de texto/correos electrónicos, traspaso automatizado frente a fallos, múltiples clientes remotos, entrada continuada de datos y exportación de productos. Ha sido desarrollada con tecnología Java™ y es totalmente configurable por el usuario mediante archivos de configuración abiertos con formato XML y CSV. Configurando y automatizando sus importaciones, es posible obtener rutinas de manejo de datos, ejecuciones y visualizaciones de modelos, una estructura óptima y control sobre los procesos de pronóstico.

13.1.2 Prevención

Dependiendo de la viabilidad social y técnica y de consideraciones de costo/beneficio, la inversión en medidas preventivas se justifica en áreas afectadas frecuentemente por desastres. En este contexto, la concientización y educación pública relacionadas con la reducción del riesgo de desastres contribuyen a cambiar la actitud y los comportamientos sociales, así como a promover una “cultura de prevención”.

13.1.2.1 Comunicación

Es imprescindible la información a la población en general, tendiente a incrementar los niveles de conciencia de esta respecto a riesgos potenciales y sobre acciones a tomar para reducir su exposición a las amenazas. Esto es particularmente importante para funcionarios públicos en el desarrollo de sus responsabilidades con el propósito de salvar vidas y propiedades en caso de desastre.

Las actividades de concientización pública promueven cambios de comportamiento que conducen a una cultura de reducción del riesgo. Esto implica información pública, difusión, educación, emisiones radiales y televisivas y el uso de medios impresos, así como el establecimiento de centros, redes de información y acciones comunitarias participativas. (<http://www.eird.org/esp/terminologia-esp.htm>).

Se diferencian dos medidas de comunicación:

- Comunicación general a la población en materia de riesgo de inundación, ya que aporta un mejor entendimiento del riesgo existente, además de facilitar el conocimiento de los procedimientos de actuación durante la inundación.
- Comunicación durante el evento de inundación que se centra en el aviso a la población sobre la amenaza de carácter inminente, mediante la utilización del sistema de alarma.

13.1.2.2 Movilización

Se clasifican en tres categorías en función del tiempo disponible para la evacuación:

- Evacuación preventiva: con anterioridad al evento de inundación.
- Evacuación forzosa: durante el desarrollo de la inundación.
- Desplazamiento por efectos de un evento inminente.



13.1.2.3 Resiliencia

Es la capacidad de un sistema, comunidad o sociedad potencialmente expuestas a amenazas a adaptarse, resistiendo o cambiando con el fin de alcanzar y mantener un nivel aceptable en su funcionamiento y estructura. Se determina por el grado en el cual el sistema social es capaz de autoorganizarse para incrementar su capacidad de aprendizaje sobre desastres pasados con el fin de lograr una mejor protección futura y mejorar las medidas de reducción de riesgo de desastres.

13.1.3 Gestión de emergencias

La gestión de emergencias incluye planes, estructuras y acuerdos que permitan comprometer los esfuerzos del gobierno de entidades voluntarias y privadas de una manera coordinada y comprensiva para responder a todas las necesidades asociadas con una emergencia. El concepto gestión de emergencias es también conocido como “gestión de desastres”.

Se debe incrementar la participación económica de los gobiernos estatales y municipales en los proyectos y obras, así como lograr una mayor participación en la solución de los problemas sociales y políticos asociados a la protección de los habitantes, así como proporcionar al Sistema Nacional de Protección Civil y a la población, la información oportuna y confiable sobre la ocurrencia y evolución de los eventos meteorológicos e hidrometeorológico severos.

También es importante evitar la ocurrencia de posibles brotes epidemiológicos, proporcionando agua potable en los albergues, hospitales, centros de salud y la población en general.

13.1.3.1 Planes de Coordinación y procedimientos de operación

El objetivo principal de las medidas de coordinación se centra en la mejora de la comunicación entre diferentes organizaciones y agentes intervinientes con un papel de relevancia en la gestión del riesgo de inundación. Estas medidas pueden clasificarse en dos grupos: el primer grupo comprende las medidas generales que facilitan la coordinación entre agentes, desarrollando planes de emergencia y estrategias para reducir el riesgo, incluyendo, también, las prácticas o reglas de operación a ejecutar; el segundo grupo recoge las medidas para una coordinación adecuada durante la emergencia, mejorando la efectividad de otras medidas no estructurales.

Es importante la percepción que la comunidad tenga sobre los riesgos como las condiciones materiales que lo originan y, en este sentido, la comunicación y la educación son campos fundamentales en la generación de conciencia mediante el conocimiento y la comprensión de lo que sucede o podría suceder. El mejor plan de emergencias o la más calificada propuesta de ordenamiento territorial no tienen mayor sentido si los riesgos no están asumidos socialmente; es decir, si las personas no consideran la posibilidad de ser afectadas y no incorporan la dimensión de riesgo a sus decisiones cotidianas.

Además, la comunicación es un componente fundamental para la socialización de la gestión de riesgos y su objetivo debe ser garantizar que los distintos actores y sectores tengan acceso oportuno a la información necesaria para participar en las decisiones y acciones; tanto en la prevención como en la respuesta y la recuperación frente a emergencias o desastres.



Los programas de comunicación y participación van acompañados generalmente con una lista de verificación la cual establece puntos de revisión de cómo es la forma de actuar antes, durante y después, en una inundación. **Antes** de la inundación, es necesario:

- Identificar las zonas propensas a eventos en las que deberían evitarse los usos intensivos.
- Incluir una adecuada financiación para medidas de mitigación de amenazas.
- Involucrar al sector privado en el programa de reducción de vulnerabilidad.
- Establecer prioridades de intervención en las distintas cuencas y subcuencas, de acuerdo con disponibilidad de recursos y los riesgos identificados.
- Si se dispone de tiempo suficiente, limpiar la azotea y desagües, así como la calle para que no se tape el drenaje con basura.
- Guardar objetos sueltos que puede lanzar el viento.
- Si se tiene vehículo, asegurar que esté en buen estado.
- Procurar un lugar para resguardar a los animales y mascotas.
- No dejar solos a los niños. Si se llegara hacer, informar a los vecinos.
- Seguir las indicaciones de las autoridades, preparándose para evacuar en caso necesario.

Durante la contingencia

- Tener a la mano artículos de emergencia.
- Cubrir con bolsas de plástico aparatos u otros objetos que puedan dañarse con el agua.
- En caso de emergencia, desconectar los servicios de luz, gas y agua; cerciorarse de que la casa quede bien cerrada; seguir instrucciones de las autoridades o bien dirigirse de inmediato a los lugares o refugios de quedar atrapado; no cruzar ríos, ni a pie, ni en vehículos, la velocidad del agua puede ser mucho mayor de lo que se puede suponer. Evitar caminar por zonas inundadas, considerar que se puede golpear con los árboles, piedras u otros objetos que pueden ser arrastrados.

Después de la contingencia

- Seguir las instrucciones transmitidas por las autoridades a través de los medios de comunicación.
- Reportar inmediatamente sobre los posibles heridos a los servicios de emergencia.
- Cuidar de los alimentos, que estén limpios, no comer nada crudo ni de procedencia dudosa.
- Beber el agua potable que se almacenó, si es posible hervir o desinfectar con gotitas de cloro que se venden expresamente para ello.
- Limpiar cualquier derrame de medicinas, sustancias tóxicas o inflamables.
- Mantener desconectados los servicios de gas, luz y agua hasta que se esté seguro de que no se hayan sufrido daños.
- Cerciorarse de que los aparatos eléctricos estén secos antes de conectarlos.



Si tiene que salir durante la contingencia

- Mantenerse alejado de las áreas afectadas.
- Evitar tocar o pisar cables eléctricos.
- Retirarse de casas, árboles y postes en peligro de caer.
- Retirarse inmediatamente y dar alerta a las autoridades de protección civil.

13.2 Medidas Pasivas

13.2.1 Política y planeamiento urbano

Trata de desarrollar normativa que regule el uso de suelo y el tipo de edificación (también en cuanto a materiales de construcción y estructuras resistentes a la acción del agua) en zonas de elevado riesgo de inundación y en consecuencia realización de planeamientos urbanos que tengan en cuenta las zonas con riesgo de inundación.

En este aspecto dentro del PMDU (Tomo I) se ha desarrollado un capítulo respecto a propuestas de modificaciones a los Marcos Regulatorios Aplicables. Se pretende la adecuación, modernización o convergencia de los marcos regulatorios aplicables a la gestión hídrica en forma amplia, en las jurisdicciones involucradas en la Cuenca del Arroyo Medrano. Dichas propuestas se encuadran en dos grandes esferas del accionar del Estado, una de carácter anticipatorio (ex ante) centrado en mejorar todos aquellos aspectos que inciden sobre la planificación hídrica en su conjunto, y otra, de carácter reactivo (ex post), frente a situaciones de emergencia o crisis, tendiente a agilizar y fortalecer las respuestas desde el Estado.

13.2.2 Seguros contra inundaciones e indemnizaciones

Son herramientas clave para financiar las pérdidas producidas por un evento de inundación. Las cuotas de los seguros son mayores para las zonas con riesgo de inundación y las indemnizaciones sirven para obtener compensaciones por pérdidas no cubiertas por los seguros.

El seguro descansa sobre la ley de los grandes números, que es conocida como el postulado científico en que se establece que los fenómenos eventuales, que circunstancialmente se producen o manifiestan al examinar continuamente un mismo acontecimiento, decrecen en su irregularidad hasta adquirir una constante, a medida que aumenta el número de veces en que la observación es realizada o se extiende la masa de hechos a que se aplica dicha observación. Las consecuencias derivadas de esta ley, cuando su aplicación se efectúa sobre una adecuada y suficiente base estadística, determinan el grado de posibilidad de que se produzca determinado acontecimiento. Por ello, esta ley es la base fundamental de la técnica actuarial en cuanto se refiere al cálculo y determinación concreta de las primas que deben aplicarse para la cobertura de riesgos.

El objetivo del seguro, en términos generales, es brindar protección ante las eventualidades dañinas a que está expuesto el ser humano, sus actividades, sus bienes y su vida. El seguro es importante en la economía de una persona, de una empresa, de un gremio o de un país, pues evita un desequilibrio en el patrimonio al compensar o cubrir las pérdidas o daños sufridos.



Particularmente en los seguros se traduce que las primas de muchos pagan siniestros de pocos, en la mayoría de los casos se mantiene este equilibrio, pero existen ocasiones que se presenta desviaciones estadísticas en la siniestralidad de gran amplitud y en un lapso corto, a esto se le conoce como riesgo catastrófico.

El seguro de inundación es un procedimiento preventivo viable para emprendimientos con valor agregado importante y en el cual los propietarios poseen capacidad económica para pagar el costo del seguro. Además de esto, no todas las compañías están dispuestas a afrontar el seguro de inundaciones si no hay un sistema de reaseguros para distribución del riesgo. Cuando la población que ocupa el área de inundación es de baja renta este tipo de solución se vuelve inviable.

13.3 Medidas Habilitantes

13.3.1 Mapas Comunitarios de Riesgos (o Cartografía de riesgo)

Una de las acciones no estructurales en materia de prevención de inundaciones más utilizadas, es la generación de mapas de riesgos. En dichos mapas se evalúa el peligro asociada a una determinada vulnerabilidad; la sinergia de estos elementos permite la generación de los mapas de riesgos, mediante la delimitación de zonas que representan peligro de inundación.

Los mapas de riesgo además de permitir delimitar las áreas de inundación permiten identificar zonas relacionadas a las actividades económicas que están expuestas, evaluar la afectación de daños potenciales debidos a la falla de una obra de control, orientación de la planificación territorial urbana, establecer restricciones de uso y dominio del suelo, definir zonas propensas a deslaves, así como realizar planes de protección civil.

La unión del peligro de inundación y la vulnerabilidad de una población son importantes para generar los mapas de riesgo.

En el tema de los riesgos, la participación de la población es esencial, pues es ella el sujeto de acción y serán los actores de la gestión en la prevención y atención de desastres. Su participación en las diferentes fases de evaluación y de prevención forma parte de la lógica de desarrollo de una conciencia de riesgo y prevención, de sensibilización y solidaridad. En términos de información, la población puede dar valiosos datos sobre ocurrencia de desastres en el pasado, signos o manifestaciones extrañas del terreno, información relacionada a peligros, etc., pero esta debe ser evaluada y procesada para poder ser utilizada.

Los Mapas Comunitarios de Riesgos son herramientas de **toma de decisión**, tanto para la prevención como para la atención a las emergencias.

Durante el desarrollo del PMDU se elaboraron mapas de riesgo de inundación, los cuales pueden ser utilizados como base para la toma de decisión (tanto en fase de prevención como de emergencia) pudiendo mejorarse en sitios específicos de cada uno de los Partidos involucrados / CABA, en función que se genere nueva información.

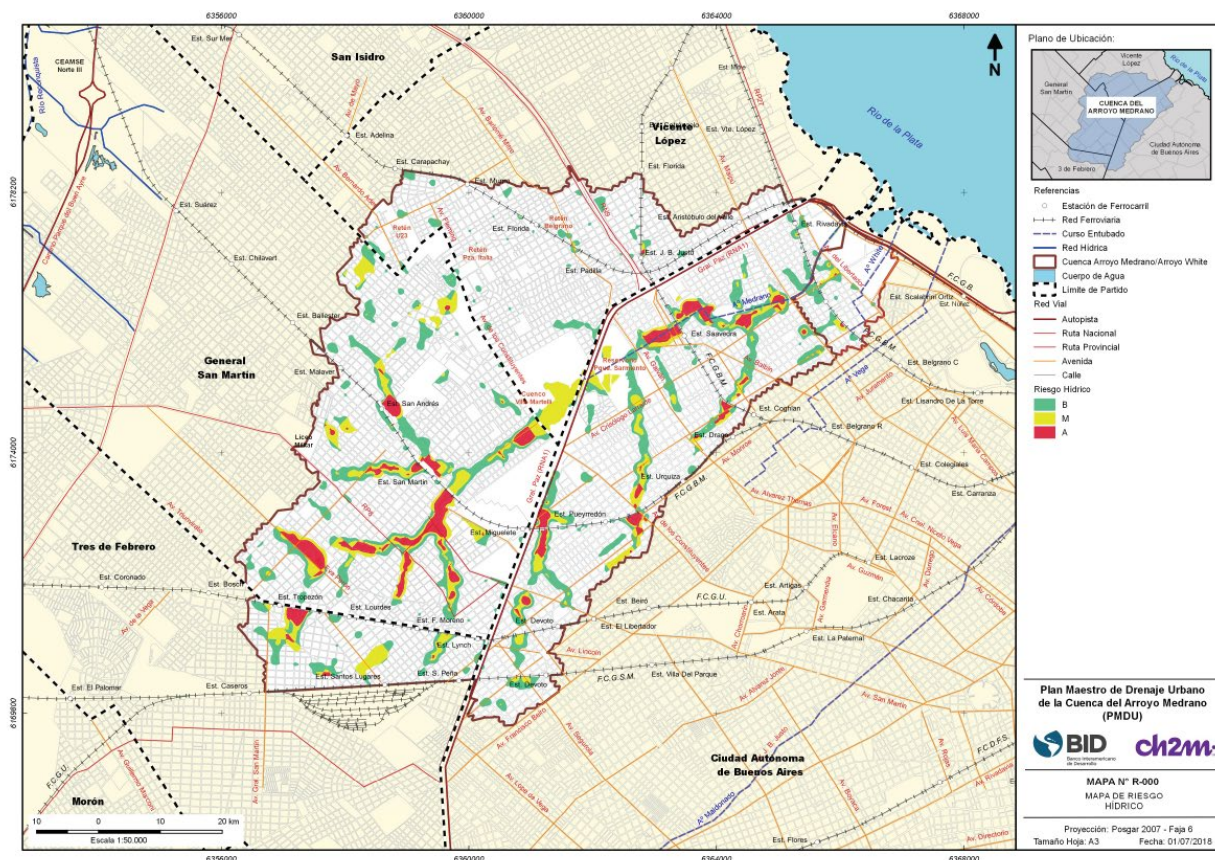


Figura 52: Mapa de Riesgo Hídrico

13.3.2 Plan de emergencias

Este proceso se divide en dos ejes de trabajo: preparación y respuesta. La preparación aborda la identificación de actores y responsables de atención de emergencias, formulación de protocolos y mapas de rutas de evacuación, puntos seguros y determinación de los recursos que se requieren para atender un desastre de cierta magnitud. La respuesta corresponde a la activación del plan de emergencias en actividades de aseguramiento, autoprotección, evacuación, rescate y albergue.

13.3.2.1 Actores afectados

Se considera como principales actores afectados por inundaciones a aquellas personas de bajos recursos económicos y con altos niveles de vulnerabilidad social y económica. Este grupo enfrenta obstáculos serios como la falta de educación y de organización, que le impide una participación genuina en cualquier proceso de desarrollo. Por esta dinámica es labor de los participantes del grupo de gestión de riesgo el empoderar a los actores afectados. Todos los proyectos de gestión de inundaciones buscan revertir la situación de carencia de este grupo y hacerlos actores activos y autorizados en la gestión de sus medios de vida.

Además de los grupos afectados, existen grupos de interés político, empleados públicos locales, entidades financieras, etc. Y entre los grupos afectados indirectamente se cuentan a los ambientalistas, organizaciones no gubernamentales, reguladores, organizaciones del sector privado (intereses en el



desarrollo de proyectos), diferentes impulsores (consultores técnicos, prestación de servicios, universidades, colegios profesionales, entidades facilitadoras de datos y otros).

La participación de todos los grupos de interés público, por supuesto, no es fácil, ya que existen intereses propios que no siempre coinciden. Es por eso por lo que la cooperación estrecha es una condición esencial. La acción conjunta de todos los grupos sociales puede ahorrar recursos y tiempo, disminuir y evitar la duplicidad de funciones y complementar acciones luego de una emergencia.

Si los involucrados- tanto directos como indirectos- son informados a tiempo y concienzudamente sobre los propósitos del proyecto, se promueve la credibilidad y de esa manera el apoyo al mismo. Las ventajas y desventajas que se esperan del proyecto, así como su funcionamiento deben ser explicadas técnicamente, en la medida de lo posible.

13.3.3 Coordinación intergubernamental

Otras propuestas no estructurales indicadas comprenden a la coordinación de distintas Áreas de Gobierno, en sus distintos niveles, Nacional, Provincial y Local, siendo las principales:

- Red de alerta temprana con base en una Red Hidrométrica e Hidrometereológica;
- Planes de contingencia asociados a inundaciones;
- Mapa de riesgo y vulnerabilidad que adecuen el Código de Edificación y el de Planeamiento Urbano;
- Programas de Comunicación y Educación Ambiental Hídrica;
- Fortalecimiento institucional de áreas involucradas con el Riesgo Hídrico;
- Planes Maestro para Áreas como Espacios Verdes y Arbolado de alineación;
- Estudio de alternativas de transporte, tratamiento y disposición final de residuos urbanos.

Es importante tener en cuenta que los intercambios de información entre los organismos de planificación y los de preparación para emergencias enriquecen el trabajo del primero y alertan al segundo sobre aquellos elementos cuya vulnerabilidad no va a ser reducida en las actividades de desarrollo propuestas.



Conservación, operación y mantenimiento

14.1 Operación y mantenimiento de sistemas de drenaje

El mantenimiento y operación adecuados de los sistemas de drenaje es esencial para que las obras logren el objetivo de su diseño. A continuación, se describen algunas prácticas recomendadas y brinda orientación sobre este aspecto para ayudar al personal que está involucrado en la operación diaria y el mantenimiento del sistema de drenaje.

Mayor información referente a esta temática puede encontrarse en “Stormwater Drainage Manual. Planning, Design and Management. DRAINAGE SERVICES DEPARTMENT. Government of the Hong Kong. Special Administrative Region. Fifth Edition, January 2018.

14.2 Objetivos del mantenimiento

Los objetivos para un mantenimiento y operación adecuados incluyen:

- A. Ofrecer una calidad de servicio aceptable, teniendo en cuenta los costos y efectos en el medio ambiente y para remediar las deficiencias reconocibles.
- B. Monitorear la capacidad del sistema y restablecer la capacidad de flujo mediante eliminación de acumulación excesiva de basura, sedimentos, escombros, etc.
- C. Monitorear y mantener la integridad estructural del sistema.
- D. Evitar la infiltración y entrada de caudales excesivos, así como de líquidos de origen cloacal o industrial.
- E. Limpiar acumulación de sedimentos por razones medioambientales para mitigar molestias al público.
- F. Control de descargas clandestinas a los conductos, en particular de vertidos industriales.
- G. Proporcionar “feedback” cuando sea necesario sobre la necesidad de mejora y trabajos de actualización.
- H. Para lograr los objetivos de servicio haciendo el mejor uso posible de mano de obra y recursos al menor costo y la menor interrupción para el público.

14.3 Inspección y operaciones de mantenimiento general

14.3.1 Programa de inspección

Las inspecciones de todas las instalaciones de drenaje existentes deben llevarse a cabo regularmente para asegurarse de que los sistemas funcionen correctamente. Se debe prestar especial atención a cualquier signo de deterioro en los sistemas tanto hidráulica como estructuralmente, ya que cualquier defecto estructural, bloqueo, fuga o sedimentación en su etapa inicial de formación permitiría que se lleven a cabo



trabajos de remediación o prevención a menores costos. La frecuencia de la inspección debería ser determinada principalmente por la naturaleza e importancia de las instalaciones, la probable consecuencia en caso de mal funcionamiento del sistema, la frecuencia de quejas sobre el drenaje recibidas y los recursos disponibles. Se debe dar prioridad a las instalaciones del sistema donde el resultado de cualquier falla fuera grave o su reparación sea particularmente costosa.

Especial atención en la cuenca del Medrano debe darse a las descargas clandestinas de efluentes industriales. Al respecto se debería exigir el debido cumplimiento normativo de niveles de calidad para vuelco de efluentes (ADA/ APRA/ AYSA) y de cumplimiento ambiental global de la industria en términos de impactos al entorno (OPDS/ APRA).

14.3.2 Inspección de conductos pluviales principales

En el caso de conductos troncales, como lo es el conducto principal del A° Medrano o los túneles proyectados, o tramos de conductos que se encuentran en la red principal de vías de transporte donde la capacidad y la naturaleza de las rutas alternativas es limitada y el impacto potencial es muy alto si estas rutas están parcialmente o totalmente cerradas y sería altamente indeseable llevar a cabo trabajos no planificados dentro de estas áreas, debe minimizarse la ocurrencia de una reparación de emergencia. Para ello deben llevarse a cabo inspecciones regulares del sistema de drenaje para que el mantenimiento preventivo pueda ser bien planificado. En general debe tratar de utilizarse accesos que no interfieran con el tránsito y/o debe ser realizado fuera de las horas pico de tránsito.

La frecuencia de Inspecciones debería ser trimestral, ajustándose la misma en función de las características de cada conducto o tramo de este.

14.3.3 Programa de limpieza de residuos urbanos y sedimentos

La limpieza de residuos urbanos y/o sedimentos en tuberías y alcantarillas es requerida para mantener su capacidad y en algunos casos mitigar problemas de olores. La frecuencia de limpieza varía en función de la tubería. Esto depende del tamaño de la tubería, la pendiente, condición de flujo, etc. y está sujeto a verificación según los resultados de inspección. Experiencias previas indican que la limpieza regular en sitios problemáticos puede reducir el número de quejas. Sin embargo, en muchos casos la limpieza puede no ser el método más efectivo y se debe considerar el uso de soluciones a largo plazo que incluyen la mejora o modificación del sistema de drenaje existente (como por ejemplo el entabicado del conducto principal del A° Medrano).

Los momentos de limpieza, para una mejor presupuestación, deberían sistematizarse. Al menos deben considerarse 2 limpiezas anuales y una eventual luego de un evento de lluvia relevante. Esta frecuencia debe ajustarse en función de lo observado en las inspecciones y la cantidad de eventos registrados en el año hidrológico

La limpieza manual es el método más simple utilizado en las tuberías, y deberían disponerse de sitios de ingresos con maquinarias de porte menor (un posible lugar podría ser un acceso de magnitud en Parque Sarmiento), por ejemplo, para ejecutar limpieza mecánica.

La limpieza con chorro de agua a presión es un método común para la limpieza de tuberías de menor porte. Una manguera es conducida en la tubería, generalmente desde aguas abajo, y el agua se expulsa a alta presión hasta 20 MPa empujando la manguera hacia adelante mientras que al mismo tiempo lava las



sustancias acumuladas dentro de la tubería. Este método es particularmente efectivo para eliminar obstrucciones causadas por petróleo y grasa. También es muy efectivo para limpiar la grasa que recubre la superficie interior de las tuberías y permitir explorar el estado de la superficie de la tubería. Sin embargo, la efectividad del chorro de agua disminuye con el aumento en el diámetro de la tubería y rara vez se utiliza para tuberías mayores de 900 mm de diámetro. Para tuberías de longitud superior a 100 m, el uso de chorro de agua tampoco es efectivo debido a la excesiva pérdida de carga en la manguera.

Además de la limpieza normal, hay productos patentados disponibles en el mercado para montar en la cabeza de la manguera del chorro de agua para romper el material duro.

La limpieza con malacate es el método más utilizado para la limpieza profunda de tuberías. Un cubo o recipiente es remolcado a lo largo de la sección de la tubería de drenaje entre dos bocas de inspección mediante un par de malacates. Esta acción se repite varias veces y los sedimentos y restos dentro de la tubería pueden ser removidos. Este método se puede usar para varios tamaños de tuberías y es muy efectivo eliminando limos y partículas de tamaño mediano dentro de la tubería. Algún “cubo” especialmente hecho puede también usarse para romper material duro.

Para alcantarillas tipo cajón de gran tamaño, la limpieza de sedimentos bajo condiciones de sumergencia es un trabajo intensivo y muy difícil. Es deseable limpiar la alcantarilla tipo cajón en condiciones secas. Esto puede lograrse mediante el uso de “stop-logs” u otros dispositivos junto con bombeo.

14.4 Rehabilitación del sistema de drenaje

14.4.1 Reemplazo de tuberías

Cuando se descubre que las tuberías están dañadas, el trabajo de reparación debe llevarse a cabo tan pronto como sea posible. La sustitución de tuberías dañadas por excavación abierta es un método comúnmente utilizado.

Para reemplazar las tuberías defectuosas por el método de excavación abierta, se debe prestar atención a lo siguiente:

- A. Mantenimiento del flujo existente
- B. Condiciones del tráfico en la carretera
- C. Presencia de servicios subterráneos
- D. Molestias e inconvenientes para el público
- E. Abatimiento de napa freática en excavaciones
- F. Área de trabajo y requisitos de apuntalamiento

Se requiere una estrecha relación con las empresas de servicios públicos y las autoridades de tránsito antes de que el trabajo de reemplazo se lleve a cabo para que se puedan determinar los métodos de construcción adecuados.

El inconveniente del método de excavación abierta es que puede ocupar un espacio amplio por un período largo de tiempo. En un área urbana con mucho tráfico, la pérdida económica debido a la interrupción de tráfico como resultado de una excavación abierta es cada vez más difícil de justificar. Como resultado,



cuando se requiera reparación o mejora del sistema de drenaje, métodos sin zanja para rehabilitación de tuberías deben considerarse como una solución alternativa a la excavación abierta.

14.4.2 Métodos sin zanja para reparación de tuberías

Para la mayoría de los métodos sin zanja, el alcance para aumentar la capacidad de flujo es bastante limitada.

En general, el costo unitario de renovación sin zanja es más alto que la técnica a zanja abierta donde la tubería a reemplazar es poco profunda y no hay obstrucción debido a servicios subterráneos u otras estructuras físicas. Sin embargo, cuando la necesidad de aumentar la capacidad de flujo no es un factor decisivo, se puede utilizar un método de renovación sin zanja con los beneficios de mantener los costos sociales y las pérdidas económicas al mínimo, así como evitar los problemas de obstrucción física que de otro modo surgirían si se utilizara un método convencional.

Sin embargo, si se ha superado la capacidad de los conductos, se debería aprovechar la oportunidad durante los trabajos de reparación para reemplazarlos por tuberías más grandes para que la capacidad general de la red se pueda aumentar para hacer frente a cualquier desarrollo anticipado.

Algunos métodos típicos sin zanja que se pueden usar para la rehabilitación de conductos defectuosos se describen a continuación. Cabe señalar que la lista no es exhaustiva y otros métodos también pueden ser aplicables.

14.4.2.1 Reparaciones locales y sellado

- A. *Lechada en juntas.* Este método es aplicable a los desagües que tienen filtraciones a través de las juntas, pero los conductos son todavía estructuralmente sólidos. La lechada química se inyecta en la junta con fugas, llenando el vacío que la rodea para detener más fugas posibles. Para pequeños desagües, la lechada química se aplica internamente mediante un empaquetador inflable guiado por una cámara CCTV y el mismo empaquetador se utiliza para probar la hermeticidad de la junta con la lechada. Para las tuberías mayores, puede ser más conveniente enviar personas a los desagües para llevar a cabo la lechada directamente.
- B. *Sellado mecánico.* Este método implica la instalación de una banda metálica o un clip con material elastomérico en la sección dañada de la tubería, que forma un sello con la superficie interna de la tubería. Tiene la ventaja de no depender de una reacción química in situ, y que también puede instalarse rápidamente. Los sistemas de sellado mecánicos están disponibles para la reparación puntual de tuberías accesibles o inaccesibles. Para tuberías inaccesibles, los módulos de reparación se instalan mediante un empaquetador inflable que expande el clip y presiona el elastómero contra la pared de la tubería. El empaquetador puede desinflarse y retirarse.

14.4.2.2 Revestimiento interno

- A. *Revestimiento interno con Epoxy impregnado.* Este método usa un tubo de revestimiento fabricado con la dimensión interna del drenaje a rehabilitar. El revestimiento consiste en una o más capas de poliéster en contacto con una membrana impermeable de poliuretano, cuyo espesor se elige según requisitos individuales. El revestimiento de poliéster está impregnado en primer lugar con resina especialmente formulada en fábrica. Después de la entrega en el sitio, el revestimiento se inserta



en el drenaje defectuoso y se expande adecuadamente de manera que su superficie externa esté en contacto con el interior de la tubería defectuosa. Un ambiente de alta temperatura se introduce dentro del revestimiento para permitir que el fieltro de poliéster impregnado con resina cure, endurezca y forme un tubo sólido continuo dentro de la tubería original. Cualquier conexión al drenaje revestido se puede volver a abrir con un orificio cortado por una máquina controlada a distancia.

- B. El método es generalmente aplicable para tuberías de tamaño pequeño a grande, e incluso para tuberías con forma ovalada. Puede utilizarse a través de curvas suaves, ya que pueden desarrollarse arrugas en curvas abruptas. Agrega resistencia estructural extra a la tubería original y por el diseño apropiado de la resina, ofrece una buena protección química y corrosiva de todo tipo de entorno. Eso proporciona una superficie lisa a la tubería e incluso puede mejorar la capacidad de flujo.
- C. Se requiere equipo especial para garantizar una impregnación adecuada y uniforme y eliminar el aire dentro del fieltro de poliéster. El uso adecuado de inhibidores y el control de la temperatura ambiente es importante para prevenir el curado prematuro antes de la inserción. La instalación para la inserción y la calefacción también es exigente. El método es costoso debido al alto costo de movilización, especialmente si se va a revestir un tramo corto.
- D. *Revestimiento interno con polietileno pre-deformado.* Este método se basa en colocar un revestimiento de polietileno hecho en fábrica dentro del conducto defectuoso. El revestimiento es primero deformado, luego enrollado en un carrete y entregado en el sitio. Se tira a través del conducto existente por medio de malacates. El agua a alta temperatura y presión se usa para curar y restablecer la forma circular para que el revestimiento se ajuste perfectamente dentro de la tubería vieja. El método es aplicable para conductos de pequeño diámetro, hasta 450 mm. No es tan flexible como el revestimiento del párrafo C. Se puede usar para sellar juntas y grietas, y para mejorar las características del flujo y resistencia química. Sin embargo, el interior de la tubería vieja debe ser adecuadamente liso y no deben existir obstrucciones serias para que el revestimiento pueda pasar.
- E. *Revestimiento interno usando un conducto más pequeño.* Este método consiste en tirar/empujar una tubería de pared delgada como de acero, PRFV, PEAD, etc. A través de un desagüe defectuoso. El tamaño externo de la nueva tubería es más pequeño que el tamaño interno de la tubería vieja. Las tuberías generalmente se unen mediante soldadura a medida que se empujan. El espacio anular entre las tuberías nuevas y viejas se sellan con cemento/hormigón. Las principales desventajas de este método son la gran reducción del tamaño y la necesidad de un espacio de trabajo grande en la entrada.

14.5 Bocas/Cámaras de Inspección

Un elemento clave en el diseño de una red pluvial que se encuentra enterrada, es contar con un buen sistema de acceso a la misma. La forma clásica resulta a través de cámaras de acceso o inspección, convenientemente distribuidas en la red.

14.5.1 Ubicación y espaciamiento

Las Cámaras de acceso para inspección se deben ubicar en:



- a) Intersecciones de conductos pluviales,
- b) Uniones entre conductos de diferentes tamaños,
- c) Donde un conducto cambia su dirección o pendiente,
- d) En tramos rectos largos en los siguientes intervalos:

<u>Diámetro de la tubería [mm]</u>	<u>Intervalos máximos [m]</u>
≤ 700	80*
$> 700 \text{ y } \leq 1110$	100
> 1110	120

*Para conductos de tamaño menor o igual a 700 mm, el intervalo máximo debe reducirse a 60 m si:

El flujo transportado por la tubería puede causar obstrucciones frecuentes;

Las tapas de las bocas de inspección se encuentran en una calle transitada tal que la abertura de 2 tapas de bocas de inspección adyacentes al mismo tiempo puede implicar una dificultad en el tráfico;

El conducto está ubicado en un sitio con caminos estrechos los cuales son inaccesibles para equipos de limpieza a chorro a presión standards.

Si hubiese alguna duda en el intervalo máximo a ser adoptado para cualquier circunstancia especial, debe consultarse a la división de hidráulica respectiva.

Además, las bocas de inspección deben, donde sea posible, ser posicionadas de manera que la interrupción al tráfico sea mínima cuando sus tapas sean abiertas bajo circunstancias normales de operación.

14.5.2 Aberturas de acceso

Las aberturas de acceso generalmente tienen dos finalidades, una para el acceso de hombre para inspecciones y la otra para propósitos de limpieza/mantenimiento. En general estos accesos deben colocarse a lo largo del eje del conducto pluvial para facilitar la limpieza. Una abertura para acceso de hombre no debe ser menor de 600 mm de diámetro.., Durante el desarrollo de los respectivos proyectos ejecutivos debe evaluarse la ubicación de los accesos, teniendo en cuenta su finalidad y considerarse eventualmente aperturas de mayor tamaño.

14.5.3 Galerías de acceso – cuerpo de la cámara

Las galerías de acceso deben ser lo suficientemente amplias para que una persona pueda descender con comodidad y seguridad. El tamaño mínimo de una galería de acceso debería ser de 1.2m de diámetro. Si las galerías fueran rectangulares, la dimensión mínima debería ser del orden de 750mm x 900mm, orientada de tal forma que se proporcionen escaleras metálicas o tipo gato en el lado con la dimensión más pequeña.



14.5.4 Invertidos y cojinetes

Los invertidos y cojinetes de las bocas de inspección se deben formar cuidadosamente. Las acometidas de los conductos deben cortarse y no proyectarse en las cámaras de inspección. Los invertidos deben estar curvados con el radio de invertido de los conductos y deben coincidir con las secciones transversales, niveles y gradientes de los respectivos conductos. Los cojinetes deberían ser una superficie plana que se incline suavemente hacia abajo hacia el conducto. Una pendiente adecuada de los cojinetes es 1 en 12.

14.5.5 Tapas

Las tapas de la boca de inspección deben ser lo suficientemente fuertes como para soportar la carga viva del vehículo más pesado que probablemente pase (según la norma de tránsito vigente), y debe ser duradera especialmente bajo un ambiente corrosivo. Normalmente se utilizan tapas de F°F°. Las tapas de boca de inspección no deben oscilar cuando se colocan inicialmente en posición, o desarrollar un balanceo con el desgaste.

14.5.6 Escaleras metálicas

Las escaleras tipo peldaños empotrados deben fijarse firmemente en posición en las bocas de inspección, y deben ser igualmente espaciados y escalonados sobre una línea vertical en 300 mm. Las escaleras tipo gato deben usarse en cámaras de inspección profundas o en aquellas cámaras donde se ingresa con frecuencia. Los peldaños y escaleras deben comenzar a no más de 600 mm por debajo del nivel de la tapa y continuar hasta la plataforma o cojinetes.

La escalera, estando constantemente en una atmósfera húmeda y propensa a la corrosión, debe estar hecha o protegida con materiales resistentes a la corrosión, por ejemplo, hierro galvanizado, plástico reforzado con fibra de vidrio, acero recubierto de plástico o acero inoxidable.



Referencias bibliográficas

- Stormwater Drainage Manual. Planning, Design and Management. DRAINAGE SERVICES DEPARTMENT. Government of the Hong Kong. Special Administrative Region. Fifth Edition, January 2018.
- Universidad Politécnica de Valencia. Estrategies of Urban Flood Risk Management. 2017
- San Francisco Stormwater Management Requirements and Design Guidelines, 2016.
- Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1 EPA- 600/R-14/413b, September 2015
- Australian Disaster Resilience Guideline 7-3: Technical flood risk management guideline: Flood hazard, 2014.
- Urban Drainage Design Manual. Hydraulic Engineering Circular No. 22, Third Edition. Publication No. FHWA-NHI-10-009 September 2009 (Revised August 2013).
- Tesis Inundaciones en zonas urbanas. Medidas Preventivas y Correctivas, Acciones Estructurales y No estructurales. Univesidad Nacional Autónoma de México. . Rodriguez Vázquez, Héctor Giovanni (2012),
- HIDROLOGÍA URBANA. Manuel Gómez Valentín. Barcelona, 2007
- New Jersey Department of Transportation Drainage Design Manual (2006),
-
- Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels. Hydraulic Engineering Circular No. 14, Third Edition. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration Publicacion No. FHWA-NHI-06-086, July 2006
- Plan Director de Ordenamiento Hidráulico de la ciudad de Buenos Aires. Halcrow – latasa - Latinoconsult (PDOH, 2006)
- Hydraulic Design of Highway Culverts. Hydraulic Design Series Number 5. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Publication No. FHWA-NHI-01-020, September 2001 (Revised May 2005).
-
- Manual de Drenagem Urbana. Prefeitura Municipal de Porto Alegre DEP –. Instituto de Pesquisas Hidráulicas Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2005
- Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels. Federal Highway Administration. Hydraulic Engineering Circular No. 14, Third Edition. 2006
- Drenagem Urbana, Tucci y otros, 1995.
- Témez P., J.R. (1992). Control del desarrollo urbano en las zonas inundables. En: Inundaciones y redes de drenaje urbano, J. Dolz, M. Gómez, J.P.Martínin (editores), Monografías del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos No. 10, Madrid, pp.105-115.
- Abt, S.R., Wittler, R.J., Taylor, A. (1989). Predicting Human Instability in Flood Flows. Proceedings of the 1989 National Conference on Hydraulic Engineering, ASCE, New York, pp. 70-76.
- River Training Technique. Fundamentals, Design and Applications. Pilarczyk y otros (1989).



-
- Apuntes de Hidrología Urbana”, Maza J. 1988.
- Urban Hydrology for Small Watersheds Natural Resources Conservation Service (USDA). TR-55, 1986

Anexo I

Tormentas de Diseño

Tabla 1. Tormentas de diseño duración 1 hora

duración:	2	Hs					
Recurrencia (años)	2	5	10	20	50	100	200
pp. Total (mm)	40	54	64	75	91	104	119
t(hs)	Precipitación (mm)						
0.00	0	0	0	0	0	0	0
0.10	6.0	8.1	9.6	11.3	13.7	15.6	17.8
0.20	9.2	12.4	14.8	17.3	21.0	24.0	27.3
0.30	12.8	17.2	20.6	24.1	29.2	33.4	38.0
0.40	3.6	4.9	5.8	6.8	8.2	9.4	10.7
0.50	2.8	3.8	4.5	5.3	6.4	7.3	8.3
0.60	2.0	2.7	3.2	3.8	4.6	5.2	5.9
0.70	1.6	2.2	2.6	3.0	3.6	4.2	4.7
0.80	0.8	1.1	1.3	1.5	1.8	2.1	2.4
0.90	0.8	1.1	1.3	1.5	1.8	2.1	2.4
1	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9	1.0	1.2

Tabla 15. Tormentas de diseño duración 2 horas

duración:	2	Hs					
Recurrencia (años)	2	5	10	20	50	100	200
pp. Total (mm)	51	70	83	97	115	130	146
t(hs)	Precipitación (mm)						
0.00	0	0	0	0	0	0	0
0.20	7.7	10.5	12.5	14.5	17.3	19.5	21.8
0.40	11.8	16.1	19.2	22.3	26.5	29.9	33.5
0.60	16.4	22.4	26.7	31.0	36.9	41.6	46.6
0.80	4.6	6.3	7.5	8.7	10.4	11.7	13.1
1.00	3.6	4.9	5.8	6.8	8.1	9.1	10.2
1.20	2.6	3.5	4.2	4.8	5.8	6.5	7.3
1.40	2.1	2.8	3.3	3.9	4.6	5.2	5.8
1.60	1.0	1.4	1.7	1.9	2.3	2.6	2.9
1.80	1.0	1.4	1.7	1.9	2.3	2.6	2.9
2	0.5	0.7	0.8	1.0	1.2	1.3	1.5

Tabla 16. Tormentas de diseño duración 3 horas

duración:	3	Hs					
Recurrencia (años)	2	5	10	20	50	100	200
pp. Total (mm)	57.9	77.6	91.1	104.6	122.6	136.6	151
t(hs)	Precipitación (mm)						
0	0	0	0	0	0	0	0
0.3	8.7	11.6	13.7	15.7	18.4	20.5	22.7
0.6	13.3	17.8	21.0	24.1	28.2	31.4	34.7
0.9	18.5	24.8	29.2	33.5	39.2	43.7	48.3
1.2	5.2	7.0	8.2	9.4	11.0	12.3	13.6
1.5	4.1	5.4	6.4	7.3	8.6	9.6	10.6
1.8	2.9	3.9	4.6	5.2	6.1	6.8	7.6
2.1	2.3	3.1	3.6	4.2	4.9	5.5	6.0
2.4	1.2	1.6	1.8	2.1	2.5	2.7	3.0
2.7	1.2	1.6	1.8	2.1	2.5	2.7	3.0
3	0.6	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.5

Tabla 17. Tormentas de diseño duración 6 horas

duración:	6	Hs					
Recurrencia (años)	2	5	10	20	50	100	200
pp. Total (mm)	68	90	104	117	133	145	156
t(hs)		Precipitación (mm)					
0	0	0	0	0	0	0	0
0.6	10.2	13.5	15.6	17.6	20.0	21.7	23.3
1.2	15.7	20.7	23.9	26.9	30.6	33.3	35.8
1.8	21.8	28.9	33.3	37.4	42.6	46.3	49.8
2.4	6.1	8.1	9.4	10.5	12.0	13.0	14.0
3	4.8	6.3	7.3	8.2	9.3	10.1	10.9
3.6	3.4	4.5	5.2	5.9	6.7	7.2	7.8
4.2	2.7	3.6	4.2	4.7	5.3	5.8	6.2
4.8	1.4	1.8	2.1	2.3	2.7	2.9	3.1
5.4	1.4	1.8	2.1	2.3	2.7	2.9	3.1
6	0.7	0.9	1.0	1.2	1.3	1.4	1.6

Tabla 5. Tormentas de diseño duración 12 horas

duración:	6	Hs					
Recurrencia (años)	2	5	10	20	50	100	200
pp. Total (mm)	83	109	127	144	167	184	201
t(hs)		Precipitación (mm)					
0	0	0	0	0	0	0	0
1.2	12.4	16.4	19.0	21.6	25.0	27.5	30.1
2.4	19.0	25.1	29.2	33.1	38.3	42.2	46.2
3.6	26.4	34.9	40.6	46.1	53.3	58.7	64.2
4.8	7.4	9.8	11.4	13.0	15.0	16.5	18.1
6	5.8	7.6	8.9	10.1	11.7	12.8	14.0
7.2	4.1	5.5	6.3	7.2	8.3	9.2	10.0
8.4	3.3	4.4	5.1	5.8	6.7	7.3	8.0
9.6	1.7	2.2	2.5	2.9	3.3	3.7	4.0
10.8	1.7	2.2	2.5	2.9	3.3	3.7	4.0
12	0.8	1.1	1.3	1.4	1.7	1.8	2.0

