

MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LOS RECURSOS HÍDRICOS

“Evaluación del desempeño de un dispositivo de detención extendida de espectro completo en distintos escenarios de cuenca urbana del Noroeste Argentino”



Ing. Francisco Javier RAMOS VERNIERI

Director: Dr. Ing. Raúl A. PEDRAZA

Co-Director: Ing. Juan B. SCIORTINO

Marzo de 2013

Certificación del Jurado de Tesis y del director de Tesis

DECLARACIÓN DEL AUTOR

Esta Tesis ha sido remitida como parte de los requisitos para la obtención del grado académico de Magíster en Ingeniería de los Recursos Hídricos de la Universidad Nacional del Litoral y ha sido depositada en la Biblioteca de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas para que esté a disposición de sus lectores bajo las condiciones estipuladas por el Reglamento de la mencionada Biblioteca.

Citaciones breves de esta Tesis son permitidas sin la necesidad de un permiso especial, en la suposición de que la fuente sea correctamente citada. Solicitudes de permiso para una citación extendida o para la reproducción parcial o total de este manuscrito serán exigidas por el portador legal del derecho de propiedad intelectual de la obra.

Francisco Javier RAMOS VERNIERI

AGRADECIMIENTOS

A mi familia por el apoyo y los tiempos brindados, por estar cuando lo necesite.

Al Dr. Raul Pedraza, por su tiempo y dedicación, por las enseñanzas y por demostrarme que no solo es un gran profesional sino también una gran persona.

Al Ing. Juan Sciortino por la presencia permanente, los consejos y enseñanzas.

A la Universidad Nacional de Salta y todos mis profesores que cultivaron en mi el deseo del conocimiento y me brindaron las herramientas necesarias para afrontar los desafíos de la profesión.

A la Universidad Nacional del Litoral por abrirme las puertas y recibirme cordial y afectuosamente.

DEDICATORIA

A mi esposa e hijos que son mi inspiración, fortaleza y luz

A mis padres porque me forjaron desde pequeño en el caminar hacia mis objetivos sin importar las dificultades.

INDICE GENERAL

INDICE DE FIGURAS	iii
INDICE DE TABLAS	viii
RESUMEN	x
ABSTRACT.....	xi
Capítulo 1: Introducción y motivación de la Tesis	1
Capítulo 2: Objetivos de la Tesis	5
Capítulo 3: Estado del arte de la gestión del agua pluvial urbana	6
3.1 Evolución histórica de la gestión del agua pluvial urbana.....	6
3.2 Dispositivos de detención	12
3.3. Corrientes de opinión y tendencia actual de las BMPs.....	19
3.3.1 Controles en la fuente	19
3.3.2 Controles regionales	20
3.3.3 Controles de micro escala basados en el paisaje	21
3.3.4 Integración de enfoques	22
3.4 Recurrencias de diseño de las BMPs y beneficios asumidos.....	24
3.4.1 Espectro de frecuencia de la lluvia	24
3.4.2 Tormentas de diseño y beneficios asumidos	27
3.4.3 Simulación continua	29
3.5 Dispositivos de detención de espectro completo	30
3.5.1 Antecedentes	30
3.5.2 Dispositivos de detención de espectro completo	31
3.6 Los dispositivos de detención/retención en el NOA.....	34
Capítulo 4: El modelo hidrológico-hidráulico aplicado	37
4.1 Introducción.....	37
4.2 Descripción general del modelo	37
4.2.1 Modelo conceptual del SWMM	37
4.2.2 Esquematisaciones y ecuaciones aplicadas en los principales módulos	41
Capítulo 5: La cuenca urbana experimental Caseros.....	55
5.1 Introducción.....	55
5.2 Principales características físicas y climáticas de la región NOA	55
5.3 Principales características de la ciudad de Salta y su conurbano.....	58
5.3.1 Unidades geoambientales	59
5.3.2 Suelos	62

5.3.3 Clima	63
5.3.4 Hidrografía	66
5.4 Evolución histórica de las urbanizaciones en el NOA.....	69
5.5 La cuenca experimental Caseros	71
5.5.1. Principales características de la cuenca	71
5.5.2 Implementación y operación de la cuenca	77
Capítulo 6: Implementación y calibración del modelo SWMM.....	84
6.1 Implementación del modelo a la cuenca experimental	84
6.1.1 Desagregación de la cuenca	84
6.1.2 Esquema topológico y parámetros físicos	85
6.2 Calibración y verificación del modelo.....	87
6.3 Efectos de la variabilidad espacial de la impermeabilidad y pendiente.....	92
Capítulo 7: Diseño de FSDs para distintos escenarios de cuenca.....	97
7.1 Diseño de FSD propuesto	97
7.2 Procedimiento de diseño propuesto	99
7.3 Esquema topológico y escenarios considerados	101
7.4 Determinación de las crecidas de diseño	104
7.5 Efectos hidrológicos de la urbanización para los distintos escenarios	107
7.6 Efectos de la variabilidad espacial de la impermeabilidad y pendiente.....	113
7.7 Cálculo del EURV para distintos escenarios y recurrencias.....	116
7.8 Diseño de FSDs para distintos escenarios de cuenca	120
Capítulo 8: Análisis de regresión múltiple para la estimación de parámetros de diseño de FSDs.....	133
8.1 Introducción.....	133
8.2 Ajuste de caudales máximos de salida admisibles.....	133
8.3 Ajuste de volúmenes de almacenamiento requerido.....	136
8.4 Aplicación de las ecuaciones de regresión a la cuenca experimental.....	139
Capítulo 9: Conclusiones y recomendaciones	141
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	144
LISTADO DE SÍMBOLOS Y ACRÓNIMOS	155
ANEXOS	160

INDICE DE FIGURAS

Figura 3.1: Hidrogramas del predesarrollo y pos-desarrollo controlado y no controlado.....	12
Figura 3.2: Variación de la tasa de remoción en función del tiempo de detención para contaminantes seleccionados (Schueler, 1987).....	13
Figura 3.3: (a) Depósito de detención local conectado a una boca de tormenta. (b) Croquis del cabezal regulador.	17
Figura 3.4: Dispositivo de detención construido en espacio público.	18
Figura 3.5: Dispositivo de detención regional en Barcelona durante etapa constructiva.....	18
Figura 3.6: Uso combinado de dispositivos locales y regionales (ASCE, 1992).....	24
Figura 3.7: Clases de frecuencias del RFS definidas para Maryland (CRC, 1996).	25
Figura 3.8: Degradación típica de un curso de agua en el área de Denver después de un proceso de urbanización (Wulliman and Urbonas, 2005).	31
Figura 3.9: Corte esquemático de las estructuras de evacuación de un FSD (Urbonas and Wulliman, 2007).	33
Figura 3.10: Fosa impermeabilizada en zona rural del NOA durante la etapa constructiva.	35
Figura 3.11: Micro-represa con suelo - cemento.....	36
Figura 4.1: Objetos típicos utilizados para modelar un sistema simple de drenaje urbano.....	40
Figura 4.2: Subáreas de una subcuenca.....	41
Figura 4.3: Esquema de reservorio no lineal.....	42
Figura 4.4: Idealización de una subcuenca como un único plano.	44
Figura 4.5: Idealización de una subcuenca como dos planos simétricos.	44
Figura 4.6: Idealización de una subcuenca como dos planos asimétricos.....	45
Figura 4.7: Representación del sistema de drenaje en el módulo Transporte.	46
Figura 4.8: Funciones de bombeo tipo 1 a 4 disponibles en SWMM.	54
Figura 5.1: Ubicación de la región NOA.	55
Figura 5.2: Precipitaciones medias anuales del NOA (Fuente: Bianchi y Volante, 2006).	57
Figura 5.3: Ubicación de la ciudad de Salta sobre imagen satelital (fuente: GeoINTA).....	58
Figura 5.4: Vista del conglomerado Gran Salta sobre imagen satelital (fuente: GeoINTA).	59

Figura 5.5: Unidades geoambientales del área de influencia del conglomerado Gran Salta (Marcuzzi et al., 1996).	60
Figura 5.6: Suelos del área de influencia del conglomerado Gran Salta (Marcuzzi et al., 1996). ...	62
Figura 5.7: Precipitaciones mensuales en la ciudad de Salta (período 1971 – 1995).	64
Figura 5.8: Temperaturas mínimas, medias y máximas mensuales de la Ciudad de Salta (período 1961 – 1990).	65
Figura 5.9: Zonas climáticas del sector Norte del Valle de Lerma (Marcuzzi et al., 1996).....	66
Figura 5.10: Red hidrográfica del sector Norte del Valle de Lerma (Marcuzzi et al., 1996).....	67
Figura 5.11: Hidrograma medio anual del río Mojotoro en El Angosto (SSRH, 2011).....	68
Figura 5.12: Hidrograma medio anual del río Arenales en Potrero de Díaz (SSRH, 2011).	69
Figura 5.13: Límites de la cuenca experimental Caseros.....	72
Figura 5.14: Foto aérea de la cuenca experimental Caseros.	72
Figura 5.15: Canal Esteco en calle Alvarado. Vista hacia el Norte.	73
Figura 5.16: Anegamiento de calle Caseros en intersección con el terraplén del ferrocarril.....	74
Figura 5.17: Canal de cruce pluvial bajo ferrocarril sobre calle España.....	74
Figura 5.18: a) Anegamiento originado por la tormenta del 24/12/06. b) El mismo lugar sin anegamiento.	75
Figura 5.19: Vista de una compuerta manual implementada en un acceso a vivienda.	75
Figura 5.20: Boca de tormenta existente en la intersección de las calles Caseros y Alvear. a) Vista de la boca inundada. b) Vista de la boca parcialmente obstruida con basura.	76
Figura 5.21: Boca de tormenta existente en la intersección de las calles Belgrano y Alvear.	77
Figura 5.22: Medición del rastro del nivel máximo de una crecida sobre una pared, con una altura sobre la vereda de aproximadamente de 0.50 m.	78
Figura 5.23: Rastro de una crecida sobre el frente de un local comercial.....	78
Figura 5.24: Ejecución de un aforo líquido en la sección de control.	79
Figura 5.25: Sección transversal del canal Esteco en la estación de aforo.	79
Figura 5.26: Vistas del cabezal y hélice del velocímetro utilizado.....	80
Figura 5.27: Evento precipitación-escorrentía del 29/10/2007.	81
Figura 5.28: Evento precipitación-escorrentía del 27/01/2008.	81
Figura 5.29: Evento precipitación-escorrentía del 07/02/2008.	82
Figura 5.30: Evento precipitación-escorrentía del 19/02/2008.	82

Figura 5.31: Evento precipitación-escorrentía del 22/03/2008.	83
Figura 6.1: Desagregación de la cuenca experimental.	84
Figura 6.2: Esquema topológico para la aplicación del modelo.	85
Figura 6.3: Hidrogramas observado y simulado del evento 29/10/07.	90
Figura 6.4: Hidrogramas observado y simulado del evento 27/01/08.	90
Figura 6.5: Hidrogramas observado y simulado del evento 22/03/08.	91
Figura 6.6: Hidrogramas observado y simulado del evento 07/02/08.	91
Figura 6.7: Hidrogramas observado y simulado del evento 19/02/08.	92
Figura 6.8: Hidrogramas simulados del evento 29/10/07 para las distribuciones UN y NU.	94
Figura 6.9: Hidrogramas simulados del evento 27/01/08/ para las distribuciones UN y NU.	94
Figura 6.10: Hidrogramas simulados del evento 07/02/08 para las distribuciones UN y NU.	95
Figura 6.11: Hidrogramas simulados del evento 19/02/08 para las distribuciones UN y NU.	95
Figura 6.12: Hidrogramas simulados del evento 22/03/08 para las distribuciones UN y NU.	96
Figura 7.1: Esquema longitudinal del FSD propuesto.	97
Figura 7.2: Esquema transversal de las estructuras de evacuación del FSD propuesto.	98
Figura 7.3: Cálculo preliminar del volumen de almacenamiento requerido para controlar las crecidas de 10 y 100 años.	100
Figura 7.4: Esquema topológico para modelación de la condición POSCO.	102
Figura 7.5: Relaciones IDF de la ciudad de Salta.	105
Figura 7.6: Tormentas de diseño adoptadas.	106
Figura 7.7: Esquema topológico para modelación de las condiciones PRE y POSNC.	107
Figura 7.8: Caudales máximos para POSNC versus caudales máximos para PRE.	108
Figura 7.9: Escorrentías simuladas para las condiciones PRE y POSNC.	110
Figura 7.10: Caudales máximos simulados para condición PRE y distribuciones UN y NU.	113
Figura 7.11: Caudales máximos simulados para condición POSNC y distribuciones UN y NU. .	114
Figura 7.12: Escorrentías simuladas para la condición PRE con distribuciones UN y NU.	115
Figura 7.13: Escorrentías simuladas para la condición POSNC con distribuciones UN y NU.	115
Figura 7.14: Valores de EURV para $\bar{S}=0.5\%$ y $\bar{CN}=83$	117
Figura 7.15: Valores de EURV para $\bar{S}=2.5\%$ y $\bar{CN}=83$	117

Figura 7.16: Valores de EURV para $\bar{S}=5.0\%$ y $\overline{CN}=83$	118
Figura 7.17: Valores de EURV para $\bar{S}=0.5\%$ y $\overline{CN}=87$	118
Figura 7.18: Valores de EURV para $\bar{S}=2.5\%$ y $\overline{CN}=87$	119
Figura 7.19: Valores de EURV para $\bar{S}=5.0\%$ y $\overline{CN}=87$	119
Figura 7.20: Hidrogramas simulados para Escenario 1.....	122
Figura 7.21: Hidrogramas simulados para Escenario 2.....	123
Figura 7.22: Hidrogramas simulados para Escenario 3.....	123
Figura 7.23: Hidrogramas simulados para Escenario 4.....	124
Figura 7.24: Hidrogramas simulados para Escenario 5.....	124
Figura 7.25: Hidrogramas simulados para Escenario 6.....	125
Figura 7.26: Hidrogramas simulados para Escenario 7.....	125
Figura 7.27: Hidrogramas simulados para Escenario 8.....	126
Figura 7.28: Hidrogramas simulados para Escenario 9.....	126
Figura 7.29: Hidrogramas simulados para Escenario 10.....	127
Figura 7.30: Hidrogramas simulados para Escenario 11.....	127
Figura 7.31: Hidrogramas simulados para Escenario 12.....	128
Figura 7.32: Hidrogramas simulados para Escenario 13.....	128
Figura 7.33: Hidrogramas simulados para Escenario 14.....	129
Figura 7.34: Hidrogramas simulados para Escenario 15.....	129
Figura 7.35: Hidrogramas simulados para Escenario 16.....	130
Figura 7.36: Hidrogramas simulados para Escenario 17.....	130
Figura 7.37: Hidrogramas simulados para Escenario 18.....	131
Figura 7.38: Hidrogramas simulados para la cuenca experimental hasta U8.	132
Figura 8.1: Ajustes de caudales máximos de salida admisibles.....	135
Figura 8.2: Caudales máximos de salida admisibles obtenidos por simulación versus caudales obtenidos por regresión lineal múltiple.....	136
Figura 8.3: Ajustes de volúmenes de almacenamiento requerido para Grupo B (CN = 83).....	138
Figura 8.4: Ajustes de volúmenes de almacenamiento requerido para Grupo C (CN = 87).....	138

Figura 8.5: Volúmenes de almacenamiento requerido obtenidos por simulación versus volúmenes obtenidos por regresión lineal múltiple..... 139

INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Porcentajes de remoción de contaminantes para distintos tipos de cuenco diseñados para control de la calidad de agua.	10
Tabla 3.2: Determinación de la altura de lluvia de percentil 80 en el área de Denver (adaptado de Urbonas et al., 1989).	14
Tabla 3.3: Frecuencias de la tormenta de diseño y beneficios asumidos.	28
Tabla 4.1: Módulos y objetos utilizados por SWMM.	38
Tabla 4.2: Valores del coeficiente de sumergencia en función del coeficiente C_{ratio}	53
Tabla 5.1: Parámetros de los eventos precipitación-escorrentía observados.	80
Tabla 6.1: Datos geométricos y de cobertura de subcuencas.	85
Tabla 6.2: Cotas superficial y de fondo de nodos.	86
Tabla 6.3: Datos geométricos de tramos de canal/conducto.	87
Tabla 6.4: Parámetros de calibración obtenidos.	89
Tabla 6.5: Estadísticos de calibración y verificación obtenidos.	89
Tabla 6.6: Caudales máximos y volúmenes de escorrentía obtenidos para distribuciones NU y UN de impermeabilidad y pendiente	93
Tabla 7.1: Escenarios de cuenca considerados.	103
Tabla 7.2: Relaciones IDF de la ciudad de Salta.	104
Tabla 7.3: Tormentas de diseño.	106
Tabla 7.4: Caudales máximos obtenidos para las condiciones PRE y POSNC, distintos escenarios y recurrencias.	108
Tabla 7.5: Escorrentías obtenidas para las condiciones PRE y POSNC, distintos escenarios y recurrencias.	110
Tabla 7.6: Caudales máximos obtenidos para las condiciones PRE y POSNC de la cuenca experimental hasta U8 y distintas recurrencias.	112
Tabla 7.7: Escorrentías obtenidas para las condiciones PRE y POSNC de la cuenca experimental hasta U8 y distintas recurrencias.	112
Tabla 7.8: Valores de EURV obtenidos para los distintos escenarios y recurrencias.	116
Tabla 7.9: Valores de EURV obtenidos para la cuenca experimental hasta U8 y distintas recurrencias.	120
Tabla 7.10: Parámetros de diseño de los FSDs obtenidos para los distintos escenarios.	120

Tabla 7.11: Dimensiones de orificios, secciones de paso y tiempos de drenaje obtenidos para los distintos escenarios.	121
Tabla 7.12: Parámetros de diseño del FSD obtenidos para la cuenca experimental.	131
Tabla 7.13: Dimensiones de los orificios, secciones de paso y tiempo de drenaje obtenidos para la cuenca experimental.....	132
Tabla 8.1: Caudales máximos de salida admisibles obtenidos por simulación y con regresiones lineal y no lineal.	134
Tabla 8.2: Coeficientes de las ecuaciones de regresión de caudales máximos de salida admisibles.	134
Tabla 8.3: Volúmenes de almacenamiento requerido obtenidos por simulación y con regresiones lineal y no lineal.	137
Tabla 8.4: Coeficientes de ecuaciones de regresión de volúmenes de almacenamiento requerido.	137
Tabla 8.5: Parámetros diseño del FSD obtenidos para la cuenca experimental.	140

RESUMEN

Esta Tesis investiga el desempeño de un diseño avanzado de dispositivo de detención extendida de espectro completo (FSD) en distintos escenarios de cuenca urbana del Noroeste Argentino. El dispositivo propuesto tiene como objetivos el control de crecidas, la mejora de la calidad del agua y la mitigación de los efectos erosivos del agua pluvial en los cuerpos de agua receptores. Consta de 3 niveles de control, mantiene los caudales máximos del posdesarrollo en valores similares a los del predesarrollo para las crecidas de 2, 10 y 100 años de recurrencia y verifica un tiempo de drenaje mínimo admisible de 40 horas para el volumen de escorrentía urbana en exceso de 2 años. Se propone, además, un procedimiento de diseño del FSD basado en la aplicación interactiva de una planilla de cálculo, para el dimensionamiento preliminar automático de los dispositivos de evacuación del FSD, y del modelo SWMM 5.0 para el diseño final del dispositivo.

El procedimiento fue aplicado al diseño de 19 FSDs, uno de ellos para la cuenca urbana experimental Caseros (ciudad de Salta, Prov. de Salta) y los restantes para 18 escenarios de cuenca, que resultaron de combinar: 3 impermeabilidades (30%, 50 % y 80 %), 3 pendientes (0.5%, 2.5 % y 5.0 %) y 2 grupos hidrológicos de suelos (B y C) del método del Número de Curva. A tal efecto, se implementó el modelo a la cuenca y se calibró y verificó el mismo en base a 5 eventos precipitación-escorrentía observados.

Para cada aplicación del procedimiento, se evaluaron los efectos hidrológicos de la urbanización. Se encontró que tanto los caudales máximos como las escorrentías aumentan sensiblemente con la urbanización; los aumentos relativos son más significativos para las tormentas de menor recurrencia y los efectos son mayores a medida que disminuye la pendiente y el potencial de escurrimiento del suelo y aumenta la impermeabilidad del posdesarrollo. Para la crecida de 2 años de recurrencia, los caudales máximos aumentaron hasta el 958% y las escorrentías hasta el 327% entre los distintos escenarios. Para la cuenca experimental, los aumentos fueron del 708 % y 234%, respectivamente.

El desempeño del dispositivo propuesto resultó satisfactorio en los distintos escenarios considerados. Se encontró que el volumen de almacenamiento requerido para controlar la crecida de una recurrencia dada aumenta principalmente con la impermeabilidad del posdesarrollo y en menor medida con la disminución de la pendiente de la cuenca.

A partir a los resultados obtenidos, se realizó un análisis de regresión múltiple y se ajustaron ecuaciones que permiten estimar los caudales máximos de salida admisibles del FSD y los volúmenes de almacenamiento requerido para controlar las crecidas de 2, 10 y 100 años de recurrencia, en base a características físicas y de cobertura de la cuenca de aplicación, para una superficie de aportes de referencia de aproximadamente 100 ha. Las ecuaciones de regresión obtenidas fueron aplicadas a la cuenca experimental, obteniéndose resultados satisfactorios, con diferencias relativas en valor absoluto inferiores a 10% respecto a los parámetros de diseño determinados con el procedimiento propuesto.

Las ecuaciones obtenidas pueden ser aplicadas a otras cuencas urbanas de la región que carezcan de suficiente información para la implementación y calibración del modelo, para estimar los parámetros de diseño de un FSD. La aplicabilidad de estas ecuaciones está sujeta a las siguientes condiciones: los valores medios areales de impermeabilidad, pendiente y número de curva de la cuenca de aplicación deben estar dentro de los rangos de variación considerados para estos parámetros, la distribución espacial de los mismos debe ser relativamente uniforme y la curva IDF utilizada en esta Tesis debe ser representativa de las lluvias críticas de dicha cuenca.

ABSTRACT

This thesis is about the performance of an advanced design of extended full spectrum detention (FSD) in different scenarios of urban catchment of Northwestern Argentina. The proposed device aims at flood controlling, at improving water quality and mitigation of erosive effects of storms on the receiving water bodies. It has 3 control levels it maintains maximums post-development flows in similar values to those of predevelopment, to flooding of 2, 10 and 100 years of recurrence and verifies a minimum permissible drain time of 40 hours for the excess urban runoff volume of 2 years. We propose, in addition, a design procedure of FSD based on interactive application of a calculation sheet for automated preliminary sizing of evacuation devices of FSD, and model SWMM 5.0 for the final design.

The procedure was applied to the design of 19 FSDs, one for Caseros experimental urban catchment (Salta, City Salta) and the remaining 18 basin scenarios, resulting from combining: 3 imperviousness (30%, 50% and 80%), 3 slopes (0.5%, 2.5% and 5.0%) and 2 hydrological groups of soils (B and C) of the curve number method. For this purpose, the model was implemented to the basin and it was calibrated/verified on 5 observed rainfall-runoff events.

For each application of procedure, the hydrological effects of urbanization were evaluated. It was found that both the peak flows and runoff increases sensitively with urbanization; relative increases are most significant for the storms of lower recurrence and the effects are greater as the slope and soil runoff potential decreases and the impermeability of the post-development increase. For the flood of 2-year of recurrence, maximums flows increased to 958% and runoff up 327% between the different scenarios. For the experimental basin, the increases were of the 708-234%, respectively.

The performance of proposed device is satisfactory for all scenarios considered. It was found that the volume of storage required to control the flood of a given recurrence increases mainly with the impermeability of the post-development and secondarily with the decrease of the catchment slope.

From the results obtained, a multiple regression analysis was performed. Equations were fitted to estimate the allowable maximum output flows of FSD and storage volumes required to control the flooding of 2, 10, and 100 years of recurrence, based on physical characteristics and coverage of the basin of application, for a surface of reference of about 100 ha. Regression equations obtained were applied to the experimental basin. The results were satisfactory, with relative differences in absolute value less than 10% compared to the design parameters determined with the proposed procedure.

The equations can be applied to other urban catchments of the region that lack the sufficient information for the implementation and calibration of the model, to estimate the design parameters of an FSD. The applicability of these equations is limited to the following conditions: areal mean values of imperviousness, slope and curve number should be within the ranges of variation considered for these parameters, the spatial distribution of the same should be relatively uniform and IDF curve used in this thesis should be representative of the critical rains of the catchment.

Capítulo 1: Introducción y motivación de la Tesis

La urbanización es un fenómeno reciente en la historia del planeta. En el año 1800 sólo el 1% de la población vivía en ciudades. Desde mediados del siglo XVIII, por efecto de la revolución industrial, la urbanización se incrementó a nivel mundial a un ritmo cada vez más acelerado (Tucci, 2007).

El mundo empezó a experimentar tasas de urbanización sin precedentes a mediados del siglo XX. El porcentaje de población urbana pasó del 29 % en 1950 a un 49 % en 2007. En 2008 la población urbana mundial superó el 50 %, una tendencia que se espera que continúe hasta 2050, año para el cual el 70 % de la población mundial vivirá en áreas urbanas. La población de América Latina es urbana en un 78%, porcentaje similar al de Europa, América del Norte y Japón, que varían entre el 72% y 81%. Se espera que la población urbana de América Latina alcance el 89% en el año 2050 (ONU, 2009). Argentina posee el 89 % de su población localizada en áreas urbanas (INDEC, 2001), hecho que la ubica entre los países que detentan la concentración urbana más alta de América Latina.

Los efectos hidrológicos de la urbanización han sido bien documentados en la literatura (Dietz, 2007). Los procesos de urbanización impactan fuertemente sobre el medio natural, ya que generan un aumento de la cobertura impermeable de los suelos y de la capacidad de drenaje. Estas modificaciones originan importantes cambios en el comportamiento hidrológico de las cuencas con respecto a las condiciones previas al desarrollo. Los principales efectos hidrológicos de la urbanización son los siguientes (ASCE, 1992; U.S. EPA, 1983, 2002, 2004):

- a) *Aumenta el escurrimiento total*: en condiciones de predesarrollo de la cuenca, las pérdidas de escurrimiento totales suelen ser significativas con respecto a la precipitación. En condiciones de posdesarrollo, el incremento de la superficie impermeable origina una reducción de las pérdidas de escurrimiento, por lo que disminuyen los escurrimientos subsuperficial y subterráneo y aumenta el escurrimiento superficial (Waananen, 1969; Hollis, 1977; Jennings and Jarnagin, 2002).
- b) *La distribución temporal del escurrimiento es más rápida*: la incorporación de cunetas, conductos y canales aumenta la velocidad del flujo, originando tiempos al pico y de base más cortos en los hidrogramas de crecida (Leopold, 1968).

c) *Los caudales y niveles máximos son mayores*: los caudales máximos aumentan con la urbanización, como consecuencia de un mayor volumen escurrido en un tiempo más corto. Adicionalmente, la ocupación del valle de inundación puede disminuir su capacidad de conducción y originar un aumento adicional de los niveles máximos.

d) *Disminuye la calidad de agua de los cuerpos receptores*: esta contaminación se debe fundamentalmente al lavado y arrastre de contaminantes acumulados sobre las superficies impermeables, que produce el agua pluvial (Bannerman et al. 1993; Makepeace et al., 1995; Arnold et al. 1996; Ellis and Marsalek, 1996; Brabec et al., 2002).

e) *Se modifica la geomorfología de los cursos receptores*: la urbanización rompe el equilibrio geomorfológico de los cursos naturales receptores, ya que origina un aumento de la escorrentía y de la velocidad del flujo y una reducción de la carga de sedimentos, por lo que se generan procesos de erosión (Hammer, 1972; Arnold et al., 1982; Roberts, 1989; Booth, 1990; Trimble, 1995, 1997; Bledsoe and Watson, 2001).

La documentación más temprana del aumento de escorrentía desde las áreas urbanas data de finales del siglo XIX (Kuichling, 1889) y la escorrentía urbana continúa siendo la principal causa de deterioro de los cuerpos receptores en muchos países (Dietz, 2007).

Debido a la falta de una adecuada planificación de las urbanizaciones, particularmente en las regiones menos desarrolladas, muchas obras de infraestructura relacionadas con el agua, como obras de abastecimiento, sanitarias y de drenaje pluvial, resultan frecuentemente insuficientes, originado serios problemas como inundaciones y enfermedades, con un deterioro de la calidad de vida de sus habitantes y del medio ambiente.

La problemática de las inundaciones urbanas afecta directa o indirectamente la vida y las actividades de millones de personas en todo el mundo. Gran parte del presupuesto de obras de los organismos públicos se destina a la construcción, mantenimiento, operación y rehabilitación de sistemas de drenaje urbano. A estos costos deben adicionarse los daños anuales por inundación de viviendas e infraestructura, deterioro de la calidad de vida e incluso durante eventos críticos, pérdida de vidas humanas.

En los últimos 20 años, las ciudades del Noroeste Argentino (NOA) han incrementado considerablemente su población, con una tendencia de crecimiento urbano constante, pero sin una planificación acorde al medio físico donde se insertan.

Una característica del crecimiento urbano es la alta tasa de construcción de edificios de departamentos en las zonas consolidadas de las ciudades, que son las que cuentan con una mejor infraestructura de servicios. Estos edificios, en general, reemplazan viviendas

antiguas que poseían grandes espacios verdes, como jardines y patios internos parquizados. Esto origina un considerable aumento de la cobertura impermeable de las cuencas, con el consiguiente aumento de escorrentía superficial.

El aumento de escorrentía no ha sido acompañado por un adecuado reacondicionamiento y mantenimiento de los desagües principales y éstos ven superada su capacidad de conducción aún para lluvias frecuentes. Muchos tramos de los sistemas de conductos subterráneos colapsan y el agua excedente escurre superficialmente por las calles colectoras, que se transforman en verdaderos canales, con flujos a alta velocidad por las pendientes que poseen. En consecuencia, varias localidades del NOA sufren con frecuencia inundaciones de origen pluvial, con severos perjuicios sobre el medio socio-económico.

Existen factores que condicionan y en algunos casos imposibilitan la ampliación de los conductos pluviales existentes, como el limitado ancho de las calles y las interferencias con otros servicios existentes.

Teniendo en cuenta estos condicionantes, así como el deterioro de la calidad del agua que evidencian algunos cuerpos de agua receptores, se considera necesario incorporar dispositivos de detención extendida en urbanizaciones de la región, ya que aún no se han implementado dispositivos de este tipo.

Esta Tesis investiga el desempeño de un diseño avanzado de dispositivo de detención extendida de espectro completo (FSD) en distintos escenarios de cuenca urbana del NOA. El dispositivo propuesto tiene como objetivos la mejora de la calidad del agua, el control de crecidas y la mitigación de los efectos erosivos del agua pluvial en los cuerpos de agua receptores. Se propone, además, un procedimiento de diseño del FSD basado en la aplicación interactiva de una planilla de cálculo, para el dimensionamiento preliminar automático de los dispositivos de evacuación del FSD, y del modelo SWMM 5.0 para el diseño final del dispositivo.

El procedimiento propuesto fue aplicado al diseño de 19 FSDs, uno de ellos para la cuenca urbana experimental Caseros (ciudad de Salta, Prov. de Salta) y los restantes para 18 escenarios de cuenca, que resultaron de combinar: 3 impermeabilidades, 3 pendientes y 2 grupos hidrológicos de suelos del método del Número de Curva (SCS, 1984). A tal efecto, se implementó el modelo SWMM 5.0 a la cuenca Caseros y se calibró y verificó el mismo en base a 5 eventos precipitación-escorrentía observados.

A partir a los resultados obtenidos, se realizó un análisis de regresión múltiple y se ajustaron ecuaciones que permiten estimar los caudales máximos de salida admisibles del

FSD y los volúmenes de almacenamiento requerido para controlar las crecidas de 2, 10 y 100 años de recurrencia, en base a características físicas y de cobertura de la cuenca de aplicación, para una superficie de aportes de referencia de aproximadamente 100 ha.

En el Capítulo 2 se presentan los objetivos generales y particulares de la Tesis.

En el Capítulo 3 se reseña el estado del arte de la gestión del agua pluvial urbana.

En el Capítulo 4 se describen las principales características del modelo SWMM.

En el Capítulo 5 se presentan las características físicas y climáticas de la región NOA y de la ciudad de Salta, así como las tareas realizadas para la implementación y operación de la cuenca urbana experimental Caseros.

En el Capítulo 6 se describen las tareas de implementación, calibración y verificación del modelo a la cuenca experimental. Se incluye un análisis de los efectos de la variabilidad espacial de la impermeabilidad y pendiente en la cuenca experimental sobre los hidrogramas simulados.

En el Capítulo 7 se describen el dispositivo FSD y el procedimiento de diseño propuestos y se presentan los resultados obtenidos al aplicar este procedimiento a la cuenca experimental y a 18 escenarios de cuenca. Se analizan los efectos de la urbanización sobre los caudales máximos y la escorrentía, los efectos de la variabilidad espacial de la impermeabilidad y pendiente sobre los caudales máximos y escorrentías simuladas y el desempeño del dispositivo propuesto en los distintos escenarios.

En el Capítulo 8 se presenta un análisis de regresión múltiple para la estimación de parámetros de diseño de FSDs en base a características físicas y de cobertura de la cuenca. Se incluye el ajuste de ecuaciones para la estimación de los caudales máximos de salida admisibles y de los volúmenes de almacenamiento requerido para controlar las crecidas de 2, 10 y 100 años de recurrencia, así como una aplicación de estas ecuaciones a la cuenca experimental.

En el Capítulo 9 se presentan las principales conclusiones de esta Tesis y se formulan recomendaciones sobre investigaciones futuras en la temática.

Finalmente, en el Anexo 1 se presentan las salidas impresas del modelo para los eventos de calibración y verificación y en el Anexo 2, una copia en soporte digital de los archivos de entrada/salida del modelo y de las planillas de cálculo utilizadas para el diseño de los FSDs.

Capítulo 2: Objetivos de la Tesis

El objetivo general de esta Tesis es investigar el desempeño de un diseño avanzado de dispositivo de detención extendida de espectro completo en la cuenca urbana experimental Caseros (ciudad de Salta, Prov. de Salta) y en 18 escenarios de cuenca, que resultan de combinar distintas impermeabilidades, pendientes y grupos hidrológicos de suelos. A tal efecto, se aplica un procedimiento propuesto de diseño del FSD, basado en la aplicación interactiva de una planilla de cálculo y del modelo SWMM 5.0.

Los objetivos particulares son los siguientes:

- a) Evaluar los efectos de la urbanización sobre el caudal máximo y la escurrimiento para cada escenario considerado y distintas recurrencias de interés.
- b) Evaluar la incidencia de la variabilidad espacial de la impermeabilidad y la pendiente en la cuenca experimental sobre los caudales máximos y escurrimientos simulados.
- c) Evaluar el desempeño del dispositivo propuesto en los distintos escenarios.
- d) Ajustar ecuaciones de regresión múltiple que permitan estimar los principales parámetros de diseño de un FSD en función de parámetros físicos y de cobertura de la cuenca de aplicación.

Las ecuaciones obtenidas pueden ser aplicadas a otras cuencas urbanas de la región que carezcan de suficiente información para la implementación y calibración del modelo, para estimar los principales parámetros de diseño de un FSD.

Capítulo 3: Estado del arte de la gestión del agua pluvial urbana

3.1 Evolución histórica de la gestión del agua pluvial urbana

Hasta mediados del siglo XX, las medidas implementadas para solucionar los inconvenientes de las inundaciones urbanas de origen pluvial fueron principalmente estructurales, consistentes en la ejecución de obras de drenaje, como sumideros, cunetas, conductos y canales. El concepto tradicional de *drenaje urbano* se basó en un conjunto de medidas destinadas a remover las aguas pluviales de las áreas a sanear, de la forma más eficiente posible.

Si bien estas medidas son necesarias para la solución de muchos problemas, en casos complejos suelen tener un costo elevado y no son suficientes por sí solas para obtener una solución sustentable en el tiempo.

Debido a los inconvenientes y carencias de los métodos tradicionales, a comienzos de los 1960s, se introdujo en los países desarrollados un cambio de paradigma y se impuso un enfoque sistémico y ambientalista en la hidrología urbana, que continúa hasta la actualidad. Se instaló una concepción más integrada de los procesos: el drenaje del agua pluvial pasó a ser concebido y tratado como una parte de un concepto más amplio: la *gestión del agua pluvial urbana* (“Urban Stormwater Management”) (ASCE, 1992). Se trata de un conjunto planificado de medidas estructurales y no estructurales destinadas a administrar el agua pluvial urbana de una manera integral, racional y sustentable.

La ventaja del concepto de gestión es que el drenaje urbano es concebido como un subconjunto de la gestión, que puede ser interrelacionado con otras funciones, tales como regulación de crecidas, recarga de acuíferos, abastecimiento de agua, creación de espacios abiertos para usos recreativos y otros. El abordaje de estos problemas se comenzó a realizar de manera interdisciplinaria, ya que involucra aspectos técnicos, ambientales, institucionales, legales, económicos y sociales.

Comenzaron a difundirse cambios en las prácticas de gestión del agua pluvial urbana y en EUA se difundieron las denominadas “*Prácticas de Mejor Manejo*” (“Best Management Practices, BMPs”).

La tecnología de la gestión del agua pluvial urbana y el uso de las BMPs han evolucionado considerablemente desde su introducción (U.S. EPA, 2004).

Históricamente, la tecnología se enfocó más en las BMPs de tratamiento, especialmente en los *dispositivos de detención y retención* para el *control de crecidas*; es decir, para regular los caudales máximos y la escorrentía producida.

La detención del agua pluvial urbana comenzó a aparecer como una práctica de gestión a finales de los 1960s en EUA, y fue seguida unos pocos años más tarde en Europa y Australia, para controlar los caudales máximos de las nuevas urbanizaciones.

Las BMPs tipo cuenco, como los dispositivos de detención, de retención, humedales construidos y depósitos de infiltración son las más extensamente usadas. La regulación de caudales en cuencas urbanas, que no era ampliamente usada antes, desde principios de los 1970s pasó a ser una práctica común en urbanizaciones de países desarrollados y su uso se incorporó en planes directores de drenaje urbano.

Posteriormente, se iniciaron varias actividades para caracterizar y cuantificar los impactos del agua pluvial en la *calidad del agua* de los cuerpos receptores y las BMPs fueron adaptadas para la remoción de contaminantes.

Las superficies impermeables acumulan contaminantes depositados desde la atmósfera, liberados desde vehículos o movilizados por vientos desde las zonas adyacentes. Durante las tormentas, estos contaminantes son rápidamente lavados y conducidos aguas abajo (U.S. EPA, 2004).

La escorrentía urbana tiene elevadas concentraciones de fósforo y nitrógeno, que son aportados a arroyos, lagos, embalses y estuarios. El exceso de nutrientes, especialmente nitrógeno, ha sido documentado como un factor importante en la disminución de la biodiversidad en zonas de estuarios. El exceso de nutrientes promueve el crecimiento de algas, que bloquea la luz solar y agota el oxígeno en las aguas profundas. Los residuos urbanos se han identificado como una fuente clave y controlable para mitigar estos efectos.

Las fuentes de sedimentos incluyen el lavado de partículas que se depositan en las superficies impermeables y la erosión de las orillas de los arroyos y sitios de construcción, estos sedimentos suspendidos y depositados pueden tener efectos adversos en la vida acuática en ríos, lagos y estuarios. Es importante destacar que los sedimentos también transportan otros contaminantes adjuntos.

La materia orgánica, lavada de superficies impermeables durante las tormentas, puede presentar un problema en las aguas que se mueven más lentamente aguas abajo. A medida que se descompone, se puede agotar el oxígeno disuelto en lagos y zonas de marea.

Los niveles de bacterias del agua pluvial suelen exceder los estándares de salud pública para la recreación en contacto con el agua. En consecuencia, la escorrentía pluvial puede conducir a la clausura de playas adyacentes como balnearios y puede aumentar el costo del tratamiento del agua potable en los embalses de abastecimiento de agua.

El aceite y la grasa escapados de los vehículos contienen una amplia gama de compuestos de hidrocarburos, algunos de los cuales pueden ser tóxicos para la vida acuática en concentraciones bajas.

Metales pesados, como el cadmio, cobre, plomo y zinc, se encuentran frecuentemente en la escorrentía urbana. Estos metales pueden ser tóxicos para la vida acuática en determinadas concentraciones y también pueden acumularse en los sedimentos de los ríos, lagos y estuarios.

Una cantidad variable de insecticidas y herbicidas utilizados en zonas rurales adyacentes han sido detectados en los caudales urbanos, en concentraciones que se aproximan o superan los umbrales de toxicidad para la vida acuática.

Las superficies impermeables pueden aumentar la temperatura de las aguas de los cuerpos receptores, afectando negativamente la vida acuática de especies que requieren condiciones de agua fría y fresca, como por ejemplo la trucha.

Finalmente, cantidades considerables de basura y desperdicios se lavan a través de las redes de drenaje de aguas pluviales y se acumulan en los ríos y lagos, deteriorando el ambiente.

El uso de la detención para controlar la calidad del agua comenzó a ser usada a principios de los 1980s, con los denominados *dispositivos de detención extendida* (U.S. EPA, 2004). Mientras los dispositivos de detención típicos eran diseñados para vaciarse dentro de las 6 a 12 horas posteriores a una tormenta, los dispositivos de detención extendida fueron diseñados para prolongar el tiempo de vaciado, por ejemplo hasta 24 o 48 horas. Tiempos de drenaje más largos tienden a resultar en una mejora de la calidad de agua, debido a que una cantidad adicional de sólidos suspendidos son removidos y se limita la erosión aguas abajo. A finales de los 1980 se dispuso de suficientes datos experimentales para diseñar dispositivos de detención para propósitos de calidad de agua con razonable confianza en su desempeño (U.S. EPA, 2004.b).

El principal proceso aplicado por estos dispositivos para la mejora de la calidad del agua pluvial es la sedimentación, que ocurre cuando las partículas en suspensión tienen una densidad mayor que la del líquido circundante. El proceso de sedimentación se determina por el tamaño de partícula y la velocidad de sedimentación, la turbulencia o longitud de

circulación en el reservorio, la tasa del caudal máximo y el volumen de agua (Stahre y Urbonas, 1990). Los sedimentos suspendidos (SS) se eliminan principalmente a través de la sedimentación. Además, debido a que muchos otros contaminantes, incluyendo nitrógeno, fósforo, metales y bacterias están unidos o adsorbidos a las partículas del suelo, estos contaminantes también se eliminan de la columna de agua por acción gravitacional.

Para eliminar eficazmente los sedimentos de las aguas pluviales, hay varios factores que se deben considerar durante el proceso de diseño de un dispositivo de detención: las características de la estructura, el tiempo de detención, la intensidad de la tormenta y la duración y el período de retorno de las tormentas. Resultados de investigaciones antecedentes (EPA, 2004.b) indican que los cuencos de retención con una reserva permanente de agua tienen un porcentaje de remoción de SS de aproximadamente 70-85% (Wotzka and Oberts, 1988; Yousef et al., 1986; Cullum, 1985; Driscoll, 1983; Driscoll et al, 1986; MWCOG, 1983; OWML, 1983; Holler, 1989; Martin, 1988; Dorman et al., 1989; City of Austin, 1990) y los cuencos detención extendida tienen un porcentaje de remoción similar, de 50-80% (MWCOG, 1983, Ciudad de Austin, 1990; OWML, 1987). Algunos investigadores han encontrado, sin embargo, que los cuencos de detención tendrán una menor eficiencia de remoción de sedimentos en el largo plazo que los cuencos de retención, debido a que en los primeros existe una oportunidad para los nuevos flujos de tormenta de volver a suspender los sedimentos depositados en el lecho del cuenco de las tormentas anteriores.

Los cuencos de retención pueden ser más eficientes que los cuencos de detención extendida para el control de nutrientes en las aguas pluviales urbanas. Mientras que los cuencos de detención se basan básicamente en procesos de sedimentación de sólidos, los cuencos de retención eliminan nutrientes disueltos a través de varios procesos físicos, químicos y biológicos en el cuerpo de agua permanente: sedimentación, absorción biológica, volatilización, infiltración hacia la reserva subterránea y adsorción. La Tabla 3.1 muestra una comparación de porcentajes de remoción de contaminantes entre cuencos de retención, de detención extendida y de infiltración, a partir de datos de U.S. EPA (1983), Stahre and Urbonas (1990) y ASCE (2001).

Tabla 3.1: Porcentajes de remoción de contaminantes para distintos tipos de cuenco diseñados para control de la calidad de agua.

Type of Pond	TSS	Nitrogen	Phosphorus	Lead	Zinc	BOD
Dry, Extended Detention	50 - 80	0 (Dissolved) 10 - 30 (Total)	0 (Dissolved) 10 - 50 (Total)	35 - 80	35 - 70	20 - 40
Wet / Retention	70 - 85	50 - 70 (Dissolved) 30 - 40 (Total)	50 - 70 (Dissolved) 50 - 65 (Total)	25 - 85	25 - 85	20 - 40
Infiltration	60 - 98	60 - 98 (Total)	60 - 98 (Total)	60 - 98	6 - 98	N/A

Source: [U.S. EPA (1983); Stahre and Urbonas (1990); ASCE (2001)]

En adición, los porcentajes de remoción de hidrocarburos son similares a los SS totales. Resultados más recientes (Strecker et al., 2002) indican que las diferencias de rendimiento entre los cuencos de detención y de retención pueden no ser estadísticamente significativas.

Más recientemente, en respuesta al creciente conocimiento y comprensión de la variedad de impactos ambientales asociados con cambios de uso del suelo, especialmente con la urbanización, las BMPs han empezado a ser diseñadas para la *protección y restauración de cuerpos de agua receptores, para la recarga de agua subterránea, irrigación, abastecimiento de humedales y para la protección del hábitat y biota ribereños*. A partir de la década del '90, se han difundido nuevos enfoques de técnicas de ingeniería y de planeamiento del uso del suelo para mejorar los resultados ambientales, económicos, sociales y culturales. Los mismos se denominan "*Desarrollo de Bajo Impacto*" ("Low Impact Development, LID") en EUA, "*Sistemas de Drenaje Urbano Sustentable*" ("Sustainable Urban Drainage Systems, SUDS") en Reino Unido, "*Diseño Urbano Sensible al Agua*" ("Water Sensitive Urban Design, WSUD") en Australia y "*Diseño y Desarrollo Urbano de Bajo Impacto*" ("Low Impact Urban Design and Development, LIUDD") en Nueva Zelanda.

Las prácticas LID se orientan particularmente al control local de pequeña escala de las fuentes de agua pluvial, conservando y usando las características naturales de un sitio, para replicar el régimen hidrológico del predesarrollo, a través de la infiltración, almacenamiento, evaporación y detención de la escorrentía cerca de su fuente. La meta general es la preservación de la hidrología del predesarrollo de un sitio; esto es, mantener los caudales máximos y la escorrentía del posdesarrollo en niveles similares al predesarrollo. Si bien existen algunos antecedentes de prácticas de este tipo en nuestro país (Depettris y Pilar, 2001; Bravo y Pilar, 2003), las mismas no están aún difundidas.

El propósito es preservar tanto como sea posible el sitio en una condición inalterada y donde la alteración sea necesaria, reducir los impactos sobre los suelos, vegetación y sistemas acuáticos del sitio (Dietz, 2007).

El concepto de LID surgió en 1990 en el Condado de George Prince (PGC), Maryland (Prince George's County, 1999), como una alternativa superadora de prácticas tales como dispositivos de detención y retención, local o regional. Bajo la consigna de que es menos costoso prevenir la escorrentía que tratarla, algunas municipalidades de EUA se están orientando a estas prácticas.

Los dispositivos LIDs incluyen medidas estructurales como *celdas de bioretención, tanques de agua de lluvia, techos "verdes", pavimentos permeables, zanjas vegetadas y filtros prefabricados*. Las principales medidas de control se localizan en lotes, estacionamientos, parques y paseos públicos. También incluyen medidas no estructurales, tales como normativas sobre caminos y edificios para minimizar la impermeabilidad y maximizar el uso de suelos permeables y vegetación, de reducción de fuentes de contaminantes, y programas de educación de la comunidad.

El drenaje sostenible se concibe como un *tren o cadena*. Como tal, debe cumplir unos objetivos globales a partir de los resultados parciales correspondientes a cada eslabón o sistema individual. Para llegar a una solución final el proceso es cíclico de prueba error, encadenando distintas prácticas LIDs hasta ajustarse a los diferentes condicionantes impuestos. Las características finales exigidas constituyen el criterio de diseño (U.S. EPA, 2000).

En síntesis, las BMPs pueden agruparse en 2 categorías principales que incluyen: a) BMPs para control de la fuente y b) BMPs de tratamiento. Las primeras, son prácticas que previenen la contaminación por reducción de contaminantes potenciales en sus fuentes, antes de que ellos tomen contacto con el agua pluvial. Ejemplos de estas prácticas son las áreas impermeables desconectadas, techos "verdes" y limpieza de calles.

Las segundas, son prácticas para controlar el agua pluvial y/o remover los contaminantes desde la misma. Ejemplos de estas prácticas son los dispositivos de detención y retención, pavimentos permeables, celdas de bioretención, humedales, zanjas vegetadas, filtros, tanques de agua de lluvia, pozos, zanjas y depósitos de infiltración y filtros. Los dos principales agrupamientos de las BMPs de tratamiento son los cuencos y los biofiltros vegetativos.

Se describen a continuación las principales características de los dispositivos de detención.

3.2 Dispositivos de detención

Los *dispositivos de detención* o secos son depósitos que permiten el almacenamiento temporario del agua pluvial, la cual es liberada a una tasa regulada a través de estructuras de descarga, en general, sin control de compuertas. De este modo, es posible atenuar el hidrograma de entrada, disminuyendo y atrasando el pico.

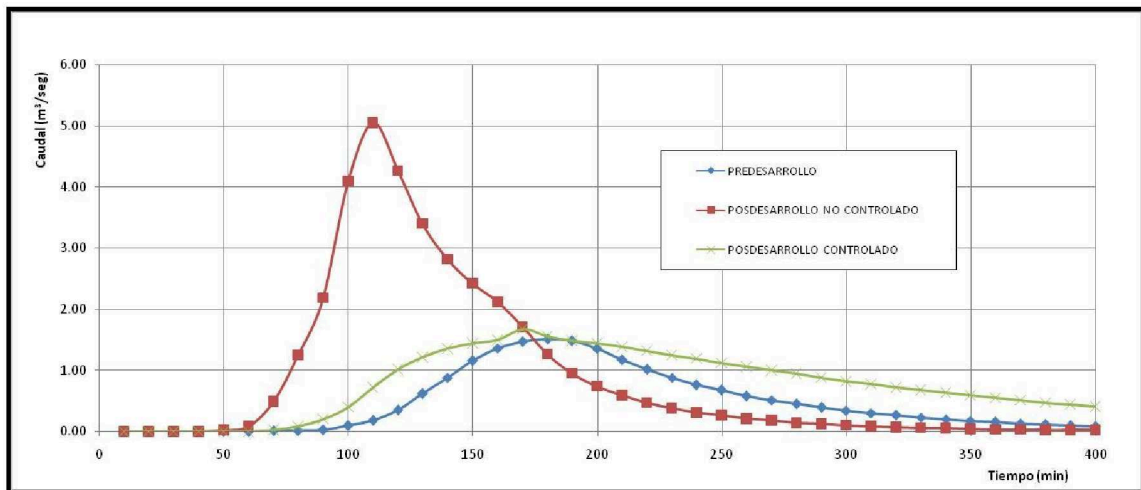


Figura 3.1: Hidrogramas del predesarrollo y pos-desarrollo controlado y no controlado.

Uno de los objetivos fundamentales de la gestión del agua pluvial es *mantener el caudal máximo del posdesarrollo aproximadamente igual al del predesarrollo*, para una tormenta de diseño de una duración y recurrencia dadas.

La Figura 3.1 muestra los hidrogramas correspondientes a las condiciones de predesarrollo y de posdesarrollo no controlado; es decir sin dispositivo de detención y el hidrograma de posdesarrollo controlado con un dispositivo de este tipo.

El hidrograma del posdesarrollo no controlado se caracteriza por tener un mayor volumen de escurrimiento y una forma más empuntada que el hidrograma del predesarrollo. Por lo tanto, el control de caudales máximos requiere de la provisión de depósitos, superficiales o subterráneos, para almacenar temporalmente el volumen adicional de agua, que luego es liberado a través a de dispositivos de descarga a una tasa admisible.

La regulación de caudales de crecida permite reducir la magnitud y frecuencia de los anegamientos, así como los costos de los sistemas de drenaje, por reducción de las dimensiones requeridas para las conducciones aguas abajo.

Adicionalmente, los dispositivos de detención “extendida”, que liberan el agua almacenada en un período mayor de 12 a 36 horas, permiten además mejorar la calidad del

agua pluvial (ASCE, 1992). Estudios de laboratorio y de campo indican que la sedimentación significativa de contaminantes urbanos se produce en las primeras 6 a 12 horas de detención. La Figura 3.2 muestra la variación de la tasa de remoción en función del tiempo de drenaje para contaminantes seleccionados, como Plomo, Sedimentos Suspendedos, Fósforo Total, Zinc, Demanda Química de Oxígeno y Nitrógeno Total.

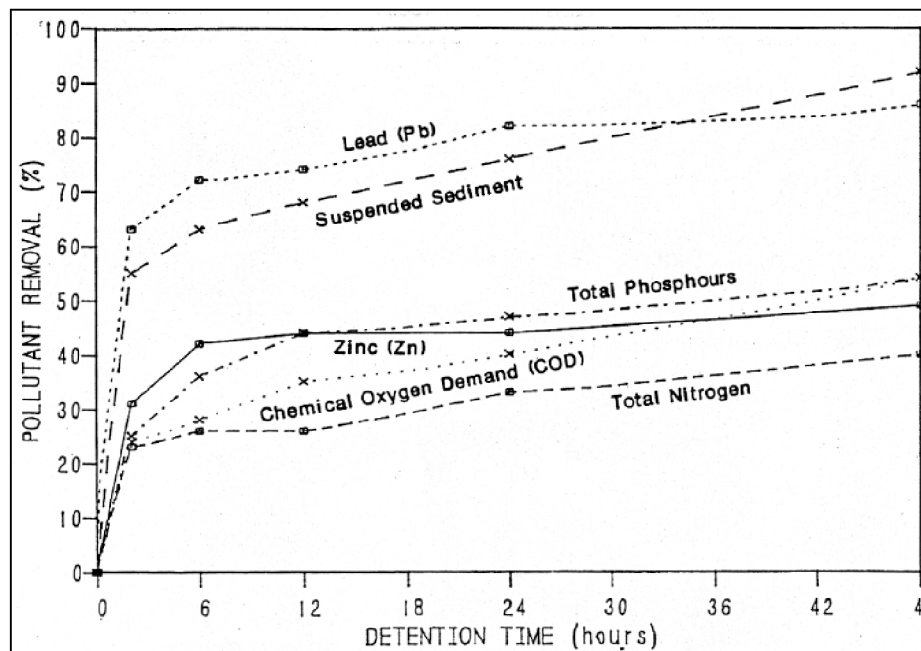


Figura 3.2: Variación de la tasa de remoción en función del tiempo de detención para contaminantes seleccionados (Schueler, 1987).

Se observa que para un tiempo de drenaje de 40 horas, se alcanza una remoción del 80% de los SS. El requerimiento de detención para el diseño de un cuenco de detención extendida es mayor al tiempo mínimo de 6 a 12 horas. El tiempo adicional es necesario para permitir condiciones ideales para desarrollar la sedimentación dentro del dispositivo. Además, el tiempo adicional permite el asentamiento de tamaños de partícula más pequeños y nutrientes.

El tiempo de drenaje típico de los cuencos de detención en EUA es de 6 a 48 horas. Cuanto más largo el tiempo de drenaje, más tiempo tienen las partículas de sedimentar antes de tener que el agua pluvial sea descargada a los cuerpos receptores. El tiempo de drenaje debe ser lo suficientemente largo como para que las partículas deseadas sedimenten desde el agua pluvial. Sin embargo, el volumen total de almacenamiento también debe estar disponible para la próxima crecida del agua pluvial. Así pues, un período de aproximadamente 2 días para el almacenamiento temporal y el tratamiento de las aguas pluviales es el período máximo típico ya que parece equilibrar las metas de

eliminación de contaminantes con el intervalo entre tormentas durante la temporada de lluvias en muchas localidades (U.S. EPA, 2004).

Grizzard et al. (1986) evaluaron la eficiencia de los dispositivos de detención extendida a través de un estudio de campo en el área de Washington DC y concluyeron que un tiempo de drenaje promedio de 24 horas para el *Volumen de Captura de Calidad de Agua (WQCV)* es eficaz para la mejora de la calidad del agua. En general, esto equivale a un *tiempo de drenaje de 40 horas* para la esorrentía almacenada hasta el borde del dispositivo (U.S. EPA, 2004; UDFCD, 2011). Los cuencos de retención y los humedales construidos admiten tiempos de drenaje más reducidos, de 12 y 24 horas, respectivamente, debido a que el tiempo de residencia del efluente se aumenta debido a la mezcla del agua de entrada con el agua almacenada en la piscina permanente (Messamer, 2011).

Para Colorado (EUA), se recomienda adoptar como WQCV a la esorrentía generada por una tormenta de 0.6 plg (15.2 mm) de altura de lluvia, correspondiente al percentil 80 de la curva de frecuencia acumulada de las tormentas que producen esorrentía (UDFCD, 2011). El valor de lluvia se obtuvo por medio de un análisis estadístico de la cantidad media anual de tormentas por intervalos de clase de altura de lluvia, para 36 años de registro (1948-1984) de la estación Denver Stapleton (Urbonas et al., 1989) (Tabla N° 3.2). Para este análisis se usó un período de separación entre tormentas de 6 horas.

Tabla 3.2: Determinación de la altura de lluvia de percentil 80 en el área de Denver (adaptado de Urbonas et al., 1989).

Total Rainfall Depth (inches)	Average Annual Number of Storm Events	Percent of Total Storm Events	Percentile of Runoff-producing Storms
0.0 to 0.1	46	61.07%	0.00%
0.1 to 0.5	22	29.21%	75.04%
≤ 0.6	69	91.61%	80.00%
0.5 to 1.0	4.7	6.24%	91.07%
1.0 to 1.5	1.5	1.99%	96.19%
1.5 to 2.0	0.6	0.80%	98.23%
2.0 to 3.0	0.3	0.40%	99.26%
3.0 to 4.0	0.19	0.25%	99.90%
4.0 to 5.0	0.028	0.04%	100.00%
> 5.0	0	0.00%	100.00%
TOTAL:	75	100%	100%

Se observa que del total de tormentas anuales (75), 46 (61%) tienen menos de 0,1 pulgadas de precipitación. Estas tormentas no producen prácticamente escurrimiento, por

lo que tienen poca influencia para el WQCV. De las 29 tormentas que generan escurrimiento, 22 (75%) tienen alturas de lluvia entre 0.1 y 0.5 pulgadas. Urbonas et al. (1989) identificaron la escorrentía producida a partir de un evento de precipitación de 0.6 pulgadas, correspondiente a la tormenta de percentil 80, como el objetivo para la WQCV. El WQCV para una cuenca dada variará en función de la impermeabilidad de la cuenca y el tiempo de drenaje de la BMP, pero suponiendo 0.1 pulgadas de almacenamiento en depresión para las áreas impermeables, el volumen de captura máxima requerida es de aproximadamente 0.5 pulgadas sobre el área de la cuenca. Los autores concluyeron que si el volumen de la escorrentía producida por estas tormentas puede ser detenido y tratado eficientemente, la calidad del agua puede ser mejorada significativamente. *La captura y tratamiento adecuado de este volumen permite remover entre el 80 y el 90% de la carga anual de sólidos suspendidos totales*, mientras que si se duplica el volumen de captura, la tasa de remoción aumenta sólo entre un 1 a un 2%.

Adicionalmente, la detención extendida permite reducir el volumen de escorrentía superficial anual por efecto de la evaporación e infiltración, como fue encontrado por Strecker et al. (2004) a partir de datos de la Base de Datos Internacional de BMPs¹.

De acuerdo al tamaño del área de aportes, los dispositivos de detención pueden distinguirse en 2 tipos:

a) *En la fuente o local* (“on site”), cuando el área de aportes es de pocas hectáreas, usualmente diseñados para controlar las tormentas intensas y de corta duración.

b) *Regional* (“downstream storage”), cuando el área de aportes es de decenas a pocos cientos de hectáreas.

La *capacidad de almacenamiento requerida* por un dispositivo de detención extendida está relacionada con el área de aportes. El área contribuyente es un parámetro importante tanto para dispositivos regionales como locales.

A nivel local, existe un área mínima relacionada con la posibilidad para drenar el WQCV en el tiempo de drenaje requerido. Por ejemplo, es técnicamente posible almacenar el WQCV en un dispositivo de detención extendida para servir un área de 0.2 ha; sin embargo el dimensionamiento de los dispositivos de descarga para liberar este volumen en un tiempo de drenaje de 40 horas es prácticamente imposible debido a los orificios muy

¹ International Stormwater Best Management Practices Database. Proyecto iniciado en 1996 por convenio entre la American Society of Civil Engineers (ASCE) y la U.S. Environmental Protection Agency (USEPA), con el patrocinio de la Water Environment Research Foundation (WERF), ASCE Environmental and Water Resources Institute (EWRI), USEPA, Federal Highway Administration (FHWA) and the American Public Works Association (APWA). <http://www.bmpdatabase.org>

pequeños que serían requeridos. Para este tamaño de cuenca, son más apropiadas otras BMP basadas en la infiltración, como celdas de bioretención.

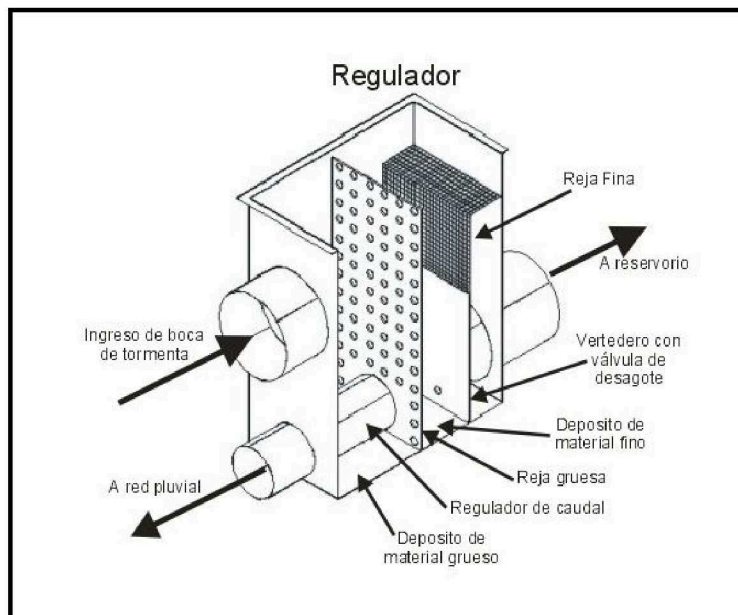
En el extremo opuesto del espectro, debe existir un límite para el área de drenaje máxima de un dispositivo regional para asegurar un adecuado tratamiento de los eventos de lluvia que pueden producir escorrentía desde sólo una porción del área de drenaje. Si el área de drenaje es demasiado grande, los eventos que producen escorrentía desde sólo una parte del área contribuyente pasarán a través de los dispositivos de salida de la BMP (dimensionados para el área de drenaje completa) sin un adecuado tiempo de drenaje. Como un límite práctico, *el área contribuyente máxima para un dispositivo que pretenda mejorar la calidad del agua no debería superar las 260 ha (1 milla cuadrada) (USDCM, 2011).*

La optimización del *volumen de captura* de una BMP diseñada para una única recurrencia es crítica. Si el volumen de captura es demasiado pequeño, la eficiencia de la BMP se reducirá debido a las tormentas que excederán la capacidad del dispositivo y permitirán que un cierto volumen de escurrimiento omita el tratamiento. Por otro lado, si el volumen de captura de un BMP es demasiado grande, los eventos de escorrentía más pequeños pueden pasar demasiado rápidamente a través del dispositivo, sin proporcionar el tiempo de residencia necesario para el tratamiento.

La Figura 3.3 muestra un ejemplo de dispositivo de detención en la fuente que se conecta a bocas de tormenta (Secchi y Mazzón, 2000). El dispositivo consta de una entrada con sistema de retención de residuos, dos cámaras de almacenamiento interconectadas mediante orificio y vertedero y un orificio regulador de salida con conexión a la red de drenaje. Estos elementos son diseñados a partir de la crecida de diseño, de los porcentajes de laminación y tiempos de desembalse adoptados. El funcionamiento del dispositivo es por gravedad, sin mecanismos internos. El efecto de amortiguamiento se logra optimizando el almacenamiento. El hidrograma de entrada es evacuado totalmente en su rama ascendente hasta que se alcanza el caudal de salida admisible. La porción del hidrograma por encima de ese caudal se almacena en el segundo reservorio, que se encuentra inicialmente vacío y con una capacidad proyectada para cada boca de tormenta.



(a)



(b)

Figura 3.3: (a) Depósito de detención local conectado a una boca de tormenta. (b) Croquis del cabezal regulador.

La Figura 3.4 muestra un dispositivo de detención regional superficial construido en un espacio público. Estos depósitos cuentan con un desagüe en su parte inferior y deben contemplar dispositivos para la captura de sedimentos y residuos arrastrados por el agua. También es conveniente colocar un sistema de pretratamiento para eliminar parte de los sólidos de suspensión, que puede ser una franja filtrante o un simple sistema de decantación, constituido por un pozo relleno de material granular. Es conveniente que las pendientes laterales sean tendidas por seguridad, para permitir la salida en caso de caída al agua, así como el acceso y mantenimiento cuando el depósito esté vacío. Según la zona y

la profundidad del depósito puede ser conveniente colocar vallas de seguridad (CIRIA, 2007).



Figura 3.4: Dispositivo de detención construido en espacio público.

La Figura 3.5 muestra un dispositivo de detención regional subterráneo en la Zona Universitaria de la ciudad de Barcelona (España) durante su etapa constructiva (CLABSA, 2007). El depósito tiene una superficie de 17000 m², una profundidad máxima de 11.5 m y una capacidad total de almacenamiento de 145000 m³. Sobre la cubierta del depósito existe actualmente una playa de estacionamiento. Las compuertas de entrada y salida de agua del dispositivo son accionadas en forma automática desde un centro de control, donde se recibe información del estado del sistema de drenaje en tiempo real, a través de sensores de nivel de agua y de lluvia.

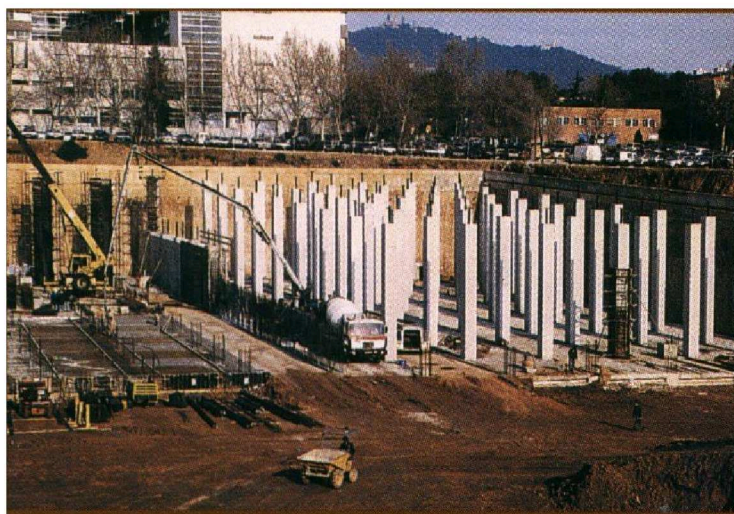


Figura 3.5: Dispositivo de detención regional en Barcelona durante etapa constructiva.

3.3. Corrientes de opinión y tendencia actual de las BMPs

En las últimas décadas han emergido tres corrientes de opinión en la tecnología de gestión del agua pluvial urbana (U.S. EPA, 2004), las cuales se describen sintéticamente a continuación.

3.3.1 Controles en la fuente

Una primera corriente de opinión está a favor de los dispositivos de detención en la fuente. Las prácticas en la fuente son las más difundidas en EUA (U.S. EPA, 2004) y han sido adoptadas en muchos países a través de una legislación apropiada, o a través de un programa global de control de crecidas, como lo descrito por Yoshimoto and Suetsugi (1990) para la cuenca del río Tsurumi, donde fueron construidos cerca de 500 reservorios de 1,3 m³ (Tucci, 2011).

Uno de los principales criterios adoptados por varias ciudades, como Seattle, Denver y Porto Alegre, entre otras, es establecer el caudal máximo que puede entrar al sistema público de drenaje proveniente de loteos, instalaciones comerciales e industriales. Este límite corresponde generalmente al caudal máximo del predesarrollo para un tiempo de retorno dado, generalmente de 10 años de recurrencia. Este caudal es restrictivo y obliga al proyectista a utilizar los dispositivos citados dentro del área a desarrollar, para mantener este caudal aguas abajo.

Si bien este enfoque presenta defectos, a menudo es seleccionado a causa de la facilidad de aplicación e implementación. Para muchas jurisdicciones, el uso de controles locales es percibido como la única alternativa política e institucional práctica, dado que la mayoría de los sitios disponen del área necesaria para incorporar controles locales.

Algunas de las preocupaciones expresadas por investigadores y profesionales respecto a los dispositivos en la fuente son las siguientes (U.S. EPA, 2004):

a) Debido a que muchos dispositivos locales pueden ser instalados dentro de una cuenca urbana, excediendo a veces varios cientos o aún varios miles, llega a ser *difícil de cuantificar en forma confiable los efectos acumulativos sobre los cuerpos de agua receptores*. A menos que los dispositivos locales sean coordinados a escala de cuenca, lo cual típicamente no ocurre, estos no sólo fallan para proporcionar la protección aguas abajo para el caudal máximo, sino que en muchos casos pueden acelerar la tasa de degradación del canal receptor.

b) Muchos dispositivos locales dificultan tener una certeza de la calidad del diseño y construcción, porque son diseñados y construidos por distintos individuos, bajo distintos controles de calidad.

c) Los dispositivos locales pueden ser mantenidos y operados en una variedad de maneras imposible de anticipar o controlar.

Los efectos acumulados de múltiples dispositivos de detención en áreas urbanas fueron investigados por varios autores, como McCuen (1974), Hardt and Burges (1976), Glidden (1981), Urbonas and Wulliman (2007), entre otros. Urbonas and Glidden (1983) investigaron los efectos de dispositivos de detención locales distribuidos aleatoriamente. Encontraron que fue posible controlar razonablemente los caudales máximos del posdesarrollo en los cursos receptores con múltiples dispositivos de detención locales para las tormentas de diseño más grandes. Sin embargo, esto no fue posible para las tormentas de diseño de 2 años y menores. Encontraron que a medida que aumentaba el tamaño de la cuenca y el número de dispositivos locales, los caudales máximos en los cursos receptores excedían los valores de predesarrollo. Se concluyó que esto es el resultado del aumento del volumen de escorrentía del posdesarrollo. Cuando los hidrogramas son liberados individualmente de los dispositivos de detención a tasas bajas de flujo durante períodos prolongados, sus caudales se superponen a otros mientras se trasladan aguas abajo, teniendo como resultado caudales máximos crecientes en los cursos receptores a medida que el tamaño de la cuenca servida por los dispositivos de detención local es más grande.

3.3.2 Controles regionales

La segunda corriente de opinión está a favor de los dispositivos de detención regionales. Actualmente, el enfoque regional de gestión del agua pluvial es utilizado exitosamente por varias áreas metropolitanas de EUA, incluyendo el área Metropolitana de Denver.

Desde esta corriente se sostiene que los controles regionales ofrecen un enfoque más racional que los controles locales y las ventajas siguientes (U.S. EPA, 2004):

- a) Eliminan la incertidumbre de muchos controles locales.
- b) Pueden utilizar dispositivos de evacuación de múltiples niveles para regular y liberar pequeñas crecidas en 12 a 24 horas y vaciar el volumen total de captura de calidad de agua en 24 a 48 horas.
- c) Son percibidos de ser más efectivos en costo, debido a que menos controles son menos caros de construir y mantener que muchos controles locales (Wiegand et al., 1986).
- d) Sirven áreas de drenaje más grandes y los dispositivos de salida son más grandes y más fáciles de diseñar, construir, operar y mantener.
- e) Están generalmente bajo la jurisdicción de una agencia pública y, por lo tanto, es más probable que reciban un mantenimiento continuo.

f) Pueden proveer tratamiento para desarrollos nuevos y existentes, y típicamente captar toda la escorrentía de las calles públicas, la cual a menudo no es recibida por controles locales.

g) Cubren superficies más grandes de suelo, por lo que permiten otros usos compatibles, tales como recreación, hábitat de fauna o espacios abiertos estéticos.

Sin embargo, algunas otras áreas de EUA, como por ejemplo PGC en Maryland, decidieron abandonar el uso de dispositivos regionales debido a que identificaron ciertos defectos de los mismos. Luego de una evaluación de los impactos acumulativos de estos dispositivos, encontraron los siguientes inconvenientes:

a) Fallaron en proporcionar un alivio significativo de inundación para propiedades aguas abajo, y en donde tal alivio fue proporcionado, los controles aguas abajo fueron muy limitados. PGC finalmente adoptó un programa de gestión de suelos inundables, que incluye advertencia temprana de inundación, seguro de inundación, y otras medidas.

b) Maryland está en una región húmeda de EUA, que recibe más de 1000 mm de lluvia anual. Los dispositivos regionales introdujeron problemas ambientales adicionales, de la siguiente manera: i) fueron ubicados en cursos permanentes y su construcción originó impactos en humedales que fueron inaceptables para los organismos de control (ej. obstrucciones para el pasaje de peces); ii) los procesos de erosión generaron aportes de grandes volúmenes de sedimentos a los dispositivos regionales, que aceleraron mucho el programa de mantenimiento e hicieron que la remoción de sedimentos de los cuencos sea muy costosa.

c) Los controles regionales requieren una planificación avanzada y disponibilidad de financiamiento. La falta de financiamiento temprano en el proceso de desarrollo de una cuenca puede impedir la instalación oportuna de estos dispositivos.

3.3.3 Controles de micro escala basados en el paisaje

La tercera corriente de opinión se inclina por las prácticas LID. A diferencia de los dos enfoques previos, que se han usado por más de 40 años, el enfoque LID es reciente y en gran parte desconocido para la mayoría de las jurisdicciones locales (U.S. EPA, 2004).

Sus defensores citan los beneficios siguientes de las técnicas LID (PGC, 1997; EPA, 2000 a,b; Coffman and Clar, 1998; Clar, 2000) :

a) Permiten reducir la escorrentía y asegurar una recarga adecuada de agua subterránea.

b) Mantienen la hidrología a escala local en una situación similar a la del predesarrollo, a través superficies impermeables reducidas, pendientes reducidas, tramos de canales abiertos, desconexión de fases de flujo y celdas de bioretention/infiltración.

c) Incorporan elementos de diseño locales multi-funcionales en el plan de gestión del agua pluvial, cerca de la fuente de impactos, eliminando virtualmente la necesidad de un dispositivo de BMP centralizado.

d) Permiten reducir apreciablemente los costos del desarrollo por medio de un adecuado diseño del sitio, contemplando reducción de calzadas, cordones y cunetas, disminución del uso de conductos y de bocas de tormenta, eliminación o disminución del tamaño de dispositivos de detención. La reducción de la infraestructura de desarrollo del sitio permite reducir los costos de construcción y de mantenimiento.

e) Técnicas tales como celdas de bioretención, pueden ser utilizadas para mejoras de la calidad de agua en nuevos desarrollos y en áreas urbanas existentes (Clar, 2000) y para mejorar el agua suministrada por reservorios, como se ha demostrado en el caso de estudio High Point, NC (Tetra Tech, 2001 y Clar and Coffman, 2001).

Algunos profesionales han encontrado que el enfoque LID es polémico, ya que a veces choca con códigos de edificación municipales y desafía paradigmas convencionales de gestión del agua pluvial (U.S. EPA, 2004). La retención de exceso de agua en cada lote como política requiere que el propietario comprenda adecuadamente los aspectos del diseño; por ejemplo que una depresión en su patio es un depósito de detención para regular caudales durante las lluvias y que no puede ser llenado. Esto puede ser logrado por medio de restricciones de uso. Una crítica reciente del enfoque LID cuestionó el uso del término "bajo impacto" y también criticó la adecuación de los procedimientos hidrológicos de diseño utilizados para justificar la eficacia de las técnicas (Strecker, 2002).

3.3.4 Integración de enfoques

Como se ha expuesto, no existe en la actualidad un consenso claro sobre qué corriente de opinión es el enfoque correcto. Parece que, tal vez, ningún enfoque único es adecuado para todos los casos y que plantear un enfoque único para todos los casos no es la manera de proceder. El enfoque adecuado para una región montañosa semiárida puede ser considerablemente diferente del enfoque en climas húmedos. Además, dentro de un Estado o región específica, el enfoque apropiado para una zona urbana degradada existente puede ser considerablemente diferente del enfoque elegido para proteger un área rural de calidad alta. En última instancia, cada región o municipio deberá identificar sus cuencas, definir sus metas de protección de los recursos hídricos y seleccionar el método o

combinación de métodos que sean apropiados para cumplir con estos objetivos (U.S. EPA, 2004).

Como se ha descrito, el control de caudales máximos es la estrategia tradicional y más extensamente utilizada para controlar los impactos del agua pluvial urbana. Actualmente, es proporcionado por muchos estados y municipios de EUA bajo la regulación del programa NPDES (National Pollutant Discharge Elimination System).

Sin embargo, una evaluación reciente concluyó que las tecnologías basadas únicamente en el control de caudales máximos no son adecuadas para manejar por sí solas la gama de impactos asociados con la escorrentía urbana (Clar and Coffman, 2001). Las estrategias de control de caudal máximo no son capaces de abordar la prevención ni la reducción de varios parámetros hidrológicos, hidráulicos y químicos que influyen en la integridad ecológica de los cuerpos de agua receptores, especialmente con respecto a hábitat y parámetros biológicos. Las limitaciones de estas estrategias pueden ser suplementadas con técnicas de control de volumen, que incluye cunetas vegetadas, zanjas de infiltración y celdas de bioretención en un enfoque de *tren de tratamiento* hasta lograr los objetivos de los requerimientos legales. Por inclusión de estas medidas suplementarias, usando tanto controles distribuidos y/o centralizados, las estrategias de control basadas únicamente en el caudal máximo podrían ser actualizadas para metas de calidad de agua o enfoques de control multi-paramétrico o aún enfoques sensibles ecológicamente.

La tendencia actual en la tecnología de BMPs es hacia el uso de enfoques integrados de gestión, que incluyen uno o más controles de la fuente, así como uno o más tratamientos y se habla de *gestión integrada del agua urbana*. Este nuevo enfoque está movilizado por el creciente interés de mantener la integridad ecológica de los cuerpos de agua receptores (U.S. EPA, 2004).

La Figura 3.6 muestra un esquema de combinación de dispositivos locales y regionales. En forma similar, la incorporación de prácticas LID pueden colaborar para reducir la cantidad y dimensiones de los dispositivos de detención.

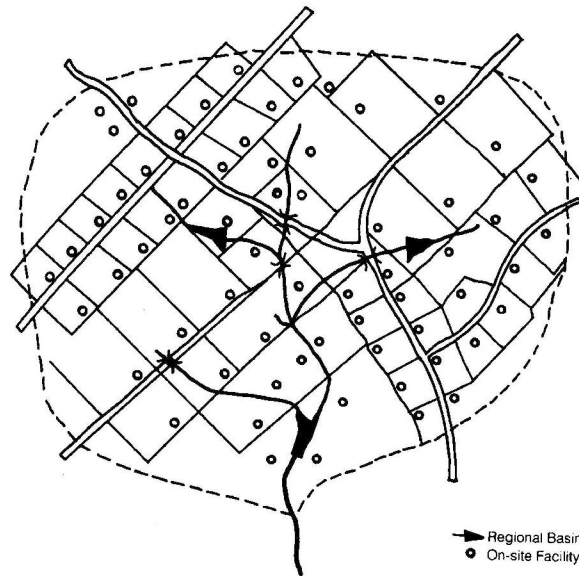


Figura 3.6: Uso combinado de dispositivos locales y regionales (ASCE, 1992).

Bajo un enfoque integrado, no es necesario asignar la función de control de grandes crecidas a los dispositivos locales, sino que éstos deberían complementar a los dispositivos regionales en lo que respecta a la detención de pequeñas crecidas.

3.4 Recurrencias de diseño de las BMPs y beneficios asumidos

La adición de consideraciones de calidad de agua en el diseño de BMPs, ha introducido una nueva dimensión a las consideraciones hidrológicas tradicionales para el diseño de las mismas. Antes de la introducción de consideraciones de calidad de agua, los métodos de diseño hidrológico fueron centrados en la hidrología de crecidas, con foco sobre tormentas, variando típicamente desde 2 años de recurrencia, correspondiente a un evento que ocupa totalmente la capacidad del cauce principal; 10 años, correspondiente a la crecida de diseño del sistema de conductos y de 100 años, correspondiente a una crecida que ocupa la planicie de inundación.

Las consideraciones de calidad de agua crearon un cambio desde los eventos de crecida a los volúmenes anuales de lluvia y las cargas de contaminantes asociadas con estos volúmenes. Este nuevo enfoque ha dado origen a conceptos tales como el espectro de frecuencia de lluvia, hidrología de pequeñas tormentas y primer lavado.

3.4.1 Espectro de frecuencia de la lluvia

El *espectro de frecuencia de la lluvia* (“Rainfall Frequency Spectrum”, RFS), representa la distribución del volumen de lluvia de todas las tormentas que ocurren en un sitio en función del tiempo de retorno (U. S. EPA, 2004). Es una herramienta útil para

colocar en perspectiva los parámetros hidrológicos de diseño relevantes de una BMP, según sean los objetivos de ésta.

El RFS se compone de clases de frecuencias o períodos de retorno. Cuatro clases de frecuencias principales son típicamente definidas para las prácticas de gestión del agua pluvial (Figura 3.7). Las dos clases de lluvias más pequeñas y frecuentes son denominadas tormentas de calidad de agua y los objetivos de control para las mismas son la recarga de agua subterránea, la reducción de la carga de contaminante y hasta cierto punto, la mitigación de la erosión de los cursos receptores. Las dos clases de lluvias más grandes y menos frecuentes son denominadas tormentas de cantidad y los objetivos para las mismas son el control de la erosión de los cursos receptores, el control de la ocupación de las planicies de inundación y el control de crecidas.

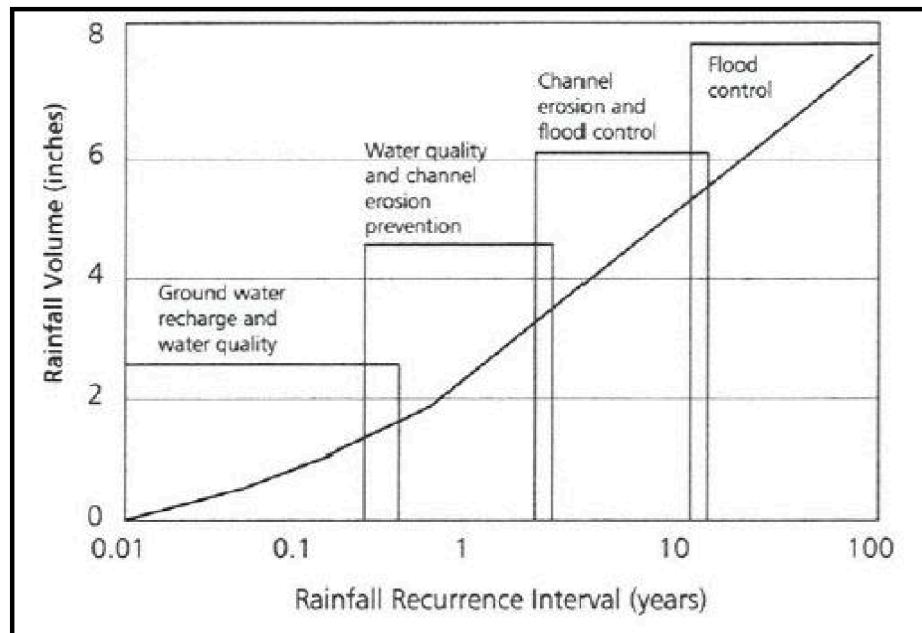


Figura 3.7: Clases de frecuencias del RFS definidas para Maryland (CRC, 1996).

La distribución y la magnitud del RFS varían de región en región y es necesario definir el RFS de cada región de aplicación para establecer los volúmenes de diseño adecuados de las BMPs.

El volumen de escorrentía es la variable hidrológica más importante para la protección de la calidad del agua, porque ésta es función de la captura y el tratamiento de la masa de cargas contaminantes transportadas por el agua. El caudal máximo es la variable hidrológica más importante para el diseño de los sistemas de drenaje y para el control de crecidas (U. S. EPA, 2004).

Los dispositivos de calidad de agua son diseñados para tratar una cantidad especificada o volumen de escorrentía correspondiente a la duración total de una tormenta, a diferencia de acomodar sólo un máximo instantáneo en la porción más severa de una tormenta.

La orientación tradicional para el diseño de dispositivos de detención fueron las tormentas grandes y poco frecuentes, para minimizar las inundaciones y controlar el drenaje. Sin embargo, la mayoría de las tormentas son mucho más pequeñas que las utilizadas tradicionalmente para el diseño. En cualquier área, la mayor parte de las lluvias son pequeñas.

Las *tormentas pequeñas* y más frecuentes, usualmente definidas como de altura de lluvia menor a 25.4 mm, contribuyen la mayor parte de la escorrentía y del lavado de contaminantes desde las superficies urbanas (Pitt, 1987). Dado que la eficiencia de la remoción de contaminantes es una función de la detención de todas las tormentas, para la mejora de la calidad del agua es más apropiado el control y tratamiento de las tormentas pequeñas (Newman et al., 2000). Estas tormentas son, además, responsables de la mayor parte de la recarga de agua subterránea. Por lo tanto, son las que más conciernen a los objetivos de protección de la calidad del agua, control de impactos térmicos en los cuerpos receptores y recarga de agua subterránea. El conjunto de metodologías destinadas a evaluar las crecidas originadas por estas tormentas se denomina *hidrología de pequeñas tormentas*.

Las *tormentas medias*, definidas como tormentas con una recurrencia de seis meses a 2 años, son las dominantes en la conformación del tamaño y la forma de los cursos receptores. Estas tormentas atañen a los objetivos de prevención de procesos de erosión y de degradación acelerados de los cursos receptores. Roesner et al. (2001) afirmaron que un problema de los criterios de diseño tradicionales de los dispositivos de detención, relacionado al control de los caudales de salida, es que no tienen en cuenta los efectos geomorfológicos sobre los cursos receptores. En general, se reconoce que la detención de la escorrentía generada por las tormentas medias, con tasas de liberación de agua prolongadas, permite reducir la energía de la corriente y sus efectos sobre los cursos receptores a niveles manejables.

Las *tormentas grandes* ocurren infrecuentemente y conciernen al control de crecidas que desbordan el cauce principal y ocupan el valle de inundación de los canales naturales de sección compuesta. Aunque estas tormentas pueden contener cargas significativas de contaminantes (Chang et al., 1990), su contribución a la carga de contaminantes media anual es bastante pequeña debido a la infrecuencia de su ocurrencia.

Además, entre tormentas grandes siempre existen períodos largos de recuperación, que permiten a los sistemas limpiarse a sí mismos y recuperar el ambiente acuático.

La cantidad de sólidos y contaminantes que son lavados de las áreas impermeables durante la porción inicial de una tormenta es denominada *primer lavado*. En general, el potencial del primer lavado depende de las características de tormenta, del tamaño de la subcuenca y las características de particionamiento de los contaminantes.

Para tratar la mayoría de las cargas contaminantes del agua pluvial, muchos estados y municipios especifican un volumen de agua asociado al primer lavado como la primera $\frac{1}{2}$ pulgada, 1 pulgada u otra altura de lluvia sobre áreas impermeables o la captura de un volumen de escorrentía en relación a una tormenta del diseño, como la tormenta de 6 meses, de 1 año o de 2 años de recurrencia. La carga del primer lavado es comúnmente tratada utilizando tecnologías de sedimentación y de filtración.

3.4.2 Tormentas de diseño y beneficios asumidos

La tecnología de control de caudales máximos está ligada estrechamente al uso de tormentas de diseño, típicamente sintéticas. La selección de una tormenta de diseño específica generalmente integra varias suposiciones implícitas relacionadas a los impactos del agua pluvial a ser controlados. Estas tormentas son generadas para tener períodos de retorno que son consistentes para cada duración en la tormenta que se analice alrededor de la intensidad de lluvia máxima. Los métodos basados en las relaciones IDF, como los de Bloques Alternados y de Chicago son procedimientos frecuentemente usados para generar tormentas de diseño.

La selección de un período de retorno para la tormenta de diseño es generalmente competencia de la autoridad regulatoria local y puede corresponder para el control del caudal o del volumen de una crecida. En general, los períodos de retorno seleccionados están basados en una percepción de que el control de la tormenta de diseño tendrá como resultado algún beneficio, como el control de crecidas, la mitigación de los procesos de erosión en los cursos receptores o la mejora de la calidad del agua. La Tabla 3.3 muestra las recurrencias usualmente adoptadas para las tormentas de diseño y los beneficios asumidos para cada una de ellas (U. S. EPA, 2004).

Tabla 3.3: Frecuencias de la tormenta de diseño y beneficios asumidos.

Recurrencia o altura de lluvia de la tormenta de diseño	Beneficios asumidos	Comentarios	Referencias
< 12.7 mm (< 1/2 in.)	Destinado a captar el 70-80% del volumen anual de escorrentía, en una tentativa para mejorar la <i>calidad del agua</i> .	Utilizado por muchos municipios de EUA. Algunos estudios han mostrado que captando los primeros 12.7mm de escorrentía, se controla el 70% de la escorrentía anual.	DeWiest and Livingston, 1999.
25.4 mm (1 in.)	Destinado a captar el 90% de volumen anual de escorrentía, en una tentativa para mejorar la <i>calidad del agua</i>	Algunos estudios han mostrado que captando los primeros 25.4 mm de escorrentía se controla el 90% de la escorrentía anual.	MDE, 2000.
1 año	Destinado a captar un volumen suficiente de escorrentía para mejorar la <i>calidad del agua</i> y proporcionar <i>protección al canal aguas abajo</i> .	Utilizado por algunos municipios de EUA para la gestión de la calidad del agua y está basado en la suposición que el evento formador del canal es la tormenta anual (*1).	MDE, 2000.
2 años	Destinado a proporcionar protección contra la erosión acelerada del canal y para protección del hábitat.	Utilizado por muchos municipios (*2).	Leopold et al., 1964; McCuen et al., 1987; MacRae, 1996; Jones, 1997; Maxted and Shaver, 1997.
10 años	Destinado a proporcionar <i>protección contra inundaciones</i> para tormentas de magnitud intermedia, igualando los caudales máximos del pre y posdesarrollo.	Cuando se usa para una detención local, los beneficios de control de crecidas son proporcionados a áreas locales, con una protección limitada para canales más grandes aguas abajo (*3).	Skupien, 2000; Ferguson, 1998; Debo and Reese, 1995.
100 años	Utilizado para el <i>control de crecidas</i> de tormentas mayores; también usada para <i>establecer los límites de 100 años de las planicies de inundación</i> .	Idem anterior.	Skupien, 2000; Ferguson, 1998; Debo and Reese, 1995.

(*1) Maryland lo está utilizando en la actualidad para la protección de canales receptores. Estudios recientes, especialmente obtenidos en regiones húmedas, indican que este control puede ser insuficiente para controlar impactos aguas abajo.

(*2) Monitoreos de campo limitados indican que la estrategia es defectuosa a medida que el volumen de escorrentía aumentado del posdesarrollo resulta en un caudal máximo de salida con tiempos de permanencia mucho más largos que en el predesarrollo. Esto tiene como resultado más erosión del canal, con un aumento del ancho y de la profundidad respecto al estado del predesarrollo, aunque los caudales máximos del pre y del posdesarrollo sean similares.

(*3) En algunos casos existe un potencial incremento de la inundación aguas abajo, debido a erróneas combinaciones de tiempos de concentración local y del sistema. No existe una base geomorfológica para el uso de esta tormenta.

3.4.3 Simulación continua

Una alternativa a la tormenta de diseño es el uso de modelos de simulación continua, en los que la escorrentía y la carga contaminante se modelan con un paso de tiempo diario o menor. Los valores de las variables correspondientes a periodos de retorno de interés se determinan considerando un período de simulación de muchos años, típicamente de 25 a 100 años, y haciendo un análisis de frecuencia de los valores simulados.

Los modelos de simulación continua permiten representar la variabilidad que se produce en los datos de entrada. Además, en el supuesto de que los datos de entrada y algoritmos sean precisos, permiten dar una buena representación de los procesos para eventos de distintas recurrencias, aún de las más bajas (ej. menos de 1 año) (U. S. EPA, 2004). Una ventaja de utilizar modelos de simulación continua con cargas de contaminantes y en particular con BMPs, es que el tiempo entre las llegadas de las tormentas puede tener un impacto significativo en el rendimiento de captura con la BMP.

Las ventajas de utilizar un modelo de simulación continua debe sopesarse frente a la complejidad añadida con este enfoque, dada por el aumento de datos de entrada requeridos y de de la mayor cantidad parámetros de estos modelos.

Los modelos de simulación continua son los más apropiados para grandes cuencas hidrográficas y son una herramienta necesaria para predecir el efecto de los vertidos de muchos BMPs a escala de cuencas. Permiten predecir mejor la acumulación y lavado de contaminantes y el tiempo entre las llegadas de las tormentas, que puede tener un impacto significativo en la capacidad de remoción de contaminantes de la BMP. La simulación

continua es necesaria cuando se aplica un enfoque a escala de cuencas hidrográficas para resolver problemas de hábitat y de calidad del agua de cursos urbanos (Strecker, 2002). Bajo este enfoque, la simulación continua ofrece posibilidades para el diseño y la gestión de las BMP sitio por sitio, lo que no es posible con métodos de análisis más simples y difundidos. Por lo tanto, su aplicación y uso debe fomentarse (U. S. EPA, 2004).

3.5 Dispositivos de detención de espectro completo

3.5.1 Antecedentes

Uno de los objetivos primarios de los dispositivos de detención ha sido durante años el control de los caudales máximos. La mayoría de los dispositivos de detención fueron diseñados históricamente para controlar el caudal máximo generado por una tormenta de diseño de una recurrencia dada. Típicamente, las tormentas de 5, 10, 25, 50 ó 100 años fueron seleccionadas como criterios de control.

Sin embargo, en los últimos años la experiencia está demostrando que el criterio de diseño de estos dispositivos con una única recurrencia es bastante ineficiente, ya que tal diseño suele proveer poco control para otras tormentas de distinta recurrencia (U. S. EPA, 2004). Por ejemplo, un diseño para el control de eventos mayores y poco frecuentes (ej. 50 o 100 años de recurrencia) pueden proveer poca o nula atenuación para los eventos menores más frecuentes.

El Distrito de Drenaje Urbano y Control de Inundaciones (UDFCD) del condado de Boulder, estado de Colorado (EUA), publicó en 1992 el Volumen 3 del manual “Urban Storm Drainage Criteria Manual, USDCM”, que fue actualizado completamente en 1999 (UDFCD, 1992 & 1999). Este manual reconoció oficialmente, por primera vez en el área de Denver, *la necesidad de reducir al máximo como sea posible los volúmenes de escorrentía del agua pluvial y los caudales máximos generados durante la gran cantidad de pequeñas tormentas menores o iguales a 2 años de recurrencia, en lugar de controlar sólo los caudales máximos de las tormentas más grandes, como las de 5 a 100 años de recurrencia*. Como se ha expresado previamente, las tormentas pequeñas y frecuentes son las que generan la mayor parte de la escorrentía desde las cuencas urbanas. Consecuentemente, estas tormentas además generan una porción significativa de la carga anual de contaminantes. Las tormentas más pequeñas no estaban siendo controladas por las prácticas de detención hasta ese momento. El volumen 3 del USDCM recomendó BMPs que incluyan el control del WQCV y un requisito de que este volumen sea liberado en un

período de tiempo prolongado, de 12 a 40h, para proveer una remoción efectiva de contaminantes.

3.5.2 Dispositivos de detención de espectro completo

Si bien las tasas y magnitud de los cambios geomórficos observados en cuerpos de agua efímeros, intermitentes y permanentes disminuyeron algo a partir de la implementación de las BMP recomendadas por USDCM en 1999, Wulliman and Urbonas (2005) plantearon la necesidad de mejorar los controles sobre un amplio espectro de eventos de escorrentía para reducir aún más las tasas de cambios geomórficos. Sostuvieron que era de esperar que la degradación ocurra a tasas reducidas, y posiblemente a niveles menores, si el volumen de escorrentía y el caudal máximo son mantenidos próximos a las condiciones de predesarrollo.

La Figura 3.8 muestra un ejemplo de los efectos de degradación rápida y erosión de márgenes de cursos receptores efímeros en el área de Denver (EUA), originados por urbanizaciones rápidas.



Figura 3.8: Degradación típica de un curso de agua en el área de Denver después de un proceso de urbanización (Wulliman and Urbonas, 2005).

Para reducir la degradación de los cursos receptores, Wulliman and Urbonas (2005) analizaron diferentes enfoques de diseño de dispositivos de detención, basados en obtener caudales máximos cercanos a condiciones de predesarrollo para el espectro completo de eventos de escorrentía, con mayor confianza.

El diseño final adoptado fue efectivo para controlar los caudales máximos a lo largo del curso modelado, desde el evento más pequeño, denominado “tormenta media”, hasta la crecida de 100 años de recurrencia.

Si bien las conclusiones son principalmente aplicables para la región de Denver y otras localidades que tienen similar régimen de precipitación, los principios fundamentales son sólidos y pueden resultar la base para desarrollar protocolos de diseño similares en otros regímenes hidrológicos (Urbonas and Wulliman, 2007).

El protocolo de diseño propuesto por los autores, denominado “*Detención de Espectro Completo*” (“*Detention Full-Spectrum, FSD*”), está basado en las siguientes consideraciones:

1. Se encontró que la diferencia entre los volúmenes de escorrentía del posdesarrollo y del predesarrollo o “*Volumen de Escorrentía Urbana en Exceso (EURV)*” por unidad de área impermeable, es aproximadamente constante para un amplio rango de recurrencias e impermeabilidades de cuenca, para grupos hidrológicos de suelos (NRCS) dados.

2. Cuando el EURV medio entre recurrencias es captado y *liberado durante un período prolongado*, el volumen de escorrentía que excede el EURV se aproxima al volumen de escorrentía del predesarrollo.

3. El *primer nivel* de un FSD captura el EURV medio. La tasa de la liberación para este primer nivel debe ser lenta para reducir la energía del flujo y sus efectos sobre los cuerpos de agua receptores. Un tiempo de drenaje de 72 horas fue adoptado para este volumen, lo que puede ser interpretado como una extrapolación del tiempo de drenaje recomendado por el USDCM para el WQCV.

4. El *nivel superior* es dimensionado para *controlar el caudal máximo de 100 años* a una tasa similar al del predesarrollo desde la subcuenca tributaria.

La Figura 3.9 muestra un corte esquemático de las estructuras de evacuación de un FSD.

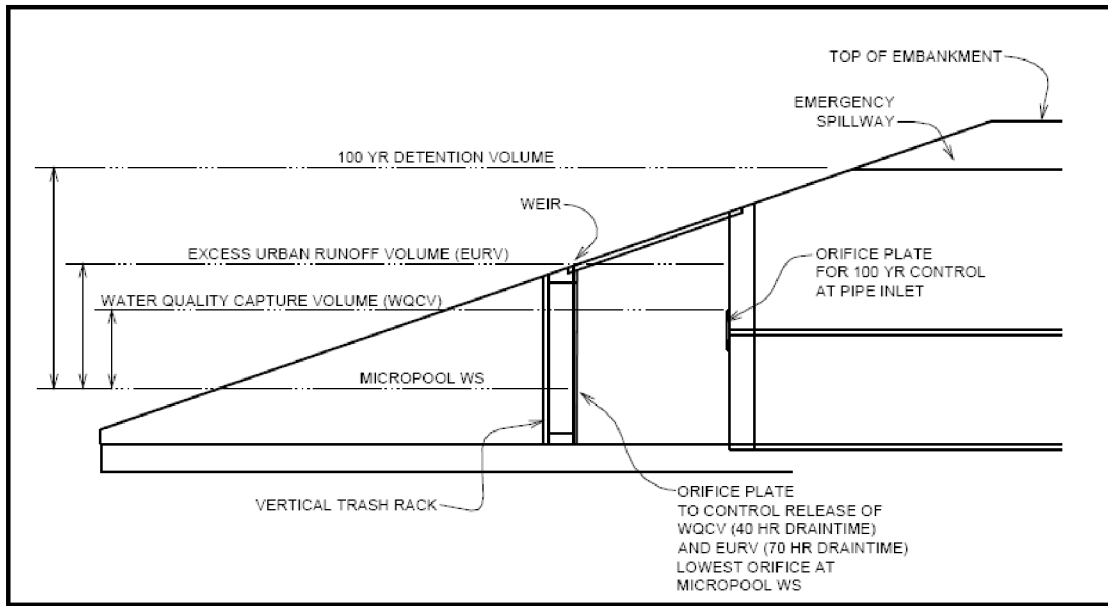


Figura 3.9: Corte esquemático de las estructuras de evacuación de un FSD (Urbanas and Wulliman, 2007).

El FSD tiene por objeto la mejora de la calidad del agua, el control de crecidas y la mitigación de efectos erosivos del agua pluvial en los cuerpos de agua receptores. Utiliza la captura y liberación lenta del EURV para replicar mejor los caudales máximos históricos para un rango completo de tormentas. EURV incluye el WQCV, por lo que en el diseño no es necesario controlar el tiempo de drenaje de este último. La liberación lenta del EURV, a una tasa similar a la del WQCV, permite mitigar los efectos erosivos sobre la mayoría de los cuerpos de agua receptores (UDFCD, 2011).

El nuevo diseño FSD fue desarrollado e inicialmente investigado usando las herramientas de modelación computacional de la UDFCD. Los autores encontraron que los caudales máximos del posdesarrollo controlados con el FSD se aproximaron estrechamente a los caudales del predesarrollo para las tormentas más pequeñas y frecuentes, no sólo aguas abajo del dispositivo de detención único sino también cuando un gran número de dispositivos de detención operan simultáneamente. Similares resultados fueron encontrados para otros niveles de impermeabilidad. El diseño final seleccionado fue testeado y mejorado por medio de una simulación continua usando el modelo SWMM 5.0, calibrado con datos precipitación-escorrentía medidos en un período de 15 años en una cuenca urbana de 803 ha y controlada por 59 dispositivos de detención FSD. En base a esta aplicación, para el diseño final se adoptó incrementar el EURV en un 10% y se aumentó el tiempo de drenaje original del EURV, de 70 hs a 72 hs.

Los autores concluyeron que la degradación de los cursos receptores puede ser minimizada significativamente si la cuenca urbana es controlada usando el concepto FSD.

Sin embargo, reconocieron que a medida que el número de dispositivos de detención aumenta con el tamaño de la cuenca y todos ellos operan simultáneamente, el volumen de escorrentía en exceso tiene un efecto residual que no puede ser completamente controlado usando dispositivos de detención.

Rohrer and Roesner (2006) arribaron a una conclusión similar estudiando un dispositivo de detención diseñado para capturar un WQCV y controlar los caudales máximos de 10 y 100 años. Este estudio confirmó que puede ser necesario proporcionar controles de calidad en los cursos para limitar cualquier degradación residual que puede resultar de la urbanización. En la región de Denver, se ha encontrado que como resultado de la urbanización, muchos cursos efímeros se convierten en permanentes. Por lo tanto, el control de la degradación del curso, con el uso de controles de calidad, en combinación con la reciente creación flujos perennes, crea nuevos alcances para la vida acuática y su hábitat.

En adición al mantenimiento de los caudales máximos del posdesarrollo similares a los del predesarrollo y a la reducción del EURV que provee el FSD, para preservar por completo los cursos receptores de la degradación y de pérdidas excesivas de hábitat acuático o función ecológica, se recomienda *reducir el volumen de escorrentía* desde las áreas urbanas *tanto como sea posible* (UDFCD, 2011). Esto puede ser hecho a través de prácticas que minimizan el área impermeable directamente conectada (“Minimizing Directly Connected Impervious Areas, MDCIA”). El uso de estas prácticas reduce el EURV de un sitio y, como resultado, el almacenamiento requerido de los dispositivos de detención.

3.6 Los dispositivos de detención/retención en el NOA

En las ciudades del NOA aún no se han implementado dispositivos de detención en cuencas urbanas. Sí, en cambio, se han construido dispositivos de retención en zonas rurales, para disponer de agua para consumo durante períodos de estiaje y para control de crecidas. Se describen a continuación dispositivos más representativos ejecutados en zonas rurales del NOA.

Fosas impermeabilizadas con material plástico

Consiste en un depósito excavado de dimensiones variables en planta y de profundidades que no exceden los 2 m. Generalmente al cavar el hoyo se toma parte de la tierra extraída y se la utiliza para aumentar la altura de la fosa, es decir que se coloca alrededor del borde, bien compactada para evitar derrumbes.

Las paredes de la fosa se construyen con un talud de 20%, para que sirva como respaldo al plástico con que se impermeabiliza la obra, y de forma aproximadamente circular (Figura 3.10).



Figura 3.10: Fosa impermeabilizada en zona rural del NOA durante la etapa constructiva.

El proceso de impermeabilización se realiza con plástico negro comercial calibre 1000, con el que se cubre toda la fosa, para lo cual se nivelan las paredes eliminando restos punzantes que puedan ocasionar perforaciones en el plástico.

Generalmente, este tipo de obras poseen una estructura de salida del agua (vertederos de demasía) desde donde se toma el agua para riego.

Micro-represas impermeabilizadas con suelo cemento

Son depósitos de dimensiones similares al tipo anterior, pero con una estabilización e impermeabilización de los taludes y fondo de suelo cemento. Estas obras se construyen con metodologías simples, eficientes y económicas. La Figura 3.11 muestra una micro-represa en el Campo Experimental La María del INTA-EEA Santiago del Estero.



Figura 3.11: Micro-represa con suelo - cemento.

Se ha experimentado con diversos materiales y el suelo cemento ha demostrado prestancia respecto a los demás por los siguientes motivos: i) el material (mezcla de tierra, cemento y agua) puede ser preparado por cualquier persona con un mínimo de capacitación, ii) el costo de revestimiento es ínfimo, perfectamente adaptable a personas de escasos recursos, iii) soporta el pisoteo de los animales y se puede reparar fácilmente y iv) no requiere de encofrados ni de mano de obra calificada para su colocación.

Entre los antecedentes donde estas obras han demostrado un adecuado funcionamiento, pueden mencionarse los siguientes:

- Módulo de Investigación en Campo Anexo Los Cerrillos – Provincia La Rioja desarrollado por INTA.
- Investigaciones de amortiguamiento en Campo Experimental INTA Cerrillos – Provincia de Salta.
- Micro-represas ejecutadas en Las Fincas “El Magrullo, La Cautiva, El Porvenir 1, El Provenir 2” en el Departamento de Rosario de la Frontera – Provincia de Salta.

Capítulo 4: El modelo hidrológico-hidráulico aplicado

4.1 Introducción

Los procesos hidrológicos y el funcionamiento hidráulico de los dispositivos de detención de espectro completo se simularon con el modelo SWMM 5.0 (Storm Water Management Model, U.S. EPA, 2010). Se trata de un modelo para el análisis y diseño de sistemas de drenaje urbano, de referencia internacional y de dominio público. Es un modelo de simulación precipitación-escorrentía dinámico, utilizado para simulación continua o de eventos aislados de cantidad y calidad del agua pluvial desde áreas principalmente urbanas.

Permite simular la propagación del flujo a través de un sistema de drenaje en ramas o en mallas, contemplando efectos de remanso, flujo a superficie libre, flujo a presión, flujos inversos, flujo a través de vertederos, orificios y dispositivos de bombeo. Además puede simular canales o conductos con secciones regulares de diferente tipo y naturales.

El modelo fue desarrollado inicialmente en 1971 y se constituyó en uno de los primeros modelos numéricos para drenaje urbano. Desde entonces, la EPA ha elaborado sucesivas versiones mejoradas del mismo. La versión aplicada en esta Tesis cuenta con una interfaz visual que permite un manejo amigable para el usuario.

4.2 Descripción general del modelo













4.2.1 Modelo conceptual del SWMM

El modelo conceptualiza un sistema de drenaje como una serie de flujos de agua y materia entre cuatro módulos principales. Estos módulos y los objetos que ellos utilizan se describen a continuación (Tabla 4.1).

a) Módulo Atmosférico: permite ingresar la lluvia al sistema. La lluvia caída y los contaminantes son depositados sobre el módulo Superficie del Suelo.

Utiliza objetos *Pluviómetro* (“Rain Gage”). Estos objetos permiten al usuario ingresar datos de precipitación para una o más subcuencas en un área en estudio. Los datos de lluvia pueden ser series de tiempo definidas por el usuario o provenir de un archivo externo.

Tabla 4.1: Módulos y objetos utilizados por SWMM.

Módulo	Objeto	Ícono
Atmosférico	Pluviómetro	
Superficie del Suelo	Subcuenca	
Agua Subterránea	Acuífero	
Transporte	Unión	
	Vertido	
	Derivador	
	Unidad de Almacenamiento	
	Conducto	
	Bomba	
	Orificio	
	Vertedero	
	Salida	
	Etiqueta	T

b) Módulo Superficie del Suelo: recibe la precipitación del módulo Atmosférico en forma de lluvia o nieve y genera flujos de salida, en forma de infiltración hacia el módulo Agua Subterránea y como escorrentía superficial y cargas de contaminantes hacia el módulo Transporte.

Utiliza objetos *Subcuenca* (“Subcatchment”). Estos objetos representan unidades hidrológicas de suelo cuya topografía y elementos del sistema de drenaje dirigen la escorrentía superficial hacia un único punto de descarga. El usuario debe desagregar la cuenca en estudio en un número apropiado de subcuencas e identificar el punto de salida de cada una. Los puntos de salida pueden ser tanto nodos del sistema de drenaje como otras subcuencas.

c) Módulo Agua Subterránea: recibe la infiltración del módulo Superficie del Suelo y transfiere una parte de este flujo de entrada hacia el módulo Transporte.

Utiliza objetos *Acuífero* (“Aquifer”). Estos objetos representan áreas de agua subterránea usadas para modelar el movimiento vertical de agua que infiltra desde las subcuencas ubicadas encima de ellas. Ellos también permiten la infiltración de agua subterránea en el sistema de desagüe, o la exfiltración de agua superficial desde el sistema de desagüe, dependiendo del gradiente hidráulico que exista. Un mismo objeto acuífero puede ser compartido por varias subcuencas. Los acuíferos sólo son requeridos en modelos que necesitan cuantificar explícitamente el intercambio de agua subterránea con el sistema de drenaje o para establecer el flujo base y curvas de recesión en canales naturales y sistemas no-urbanos.

Los acuíferos se representan utilizando dos zonas, una no saturada y una saturada. Su comportamiento se caracteriza por medio de parámetros tales como la porosidad del suelo, la conductividad hidráulica, la profundidad de evapotranspiración, la elevación del fondo y la tasa de pérdida al agua subterránea profunda. Además, la elevación inicial del nivel freático y el contenido inicial de humedad de la zona no saturada deben ser suministrados.

Los acuíferos son conectados por el usuario a las subcuencas y a nodos de sistema de drenaje a través de la propiedad de Flujo de la Agua Subterránea de una subcuenca. Esta propiedad también contiene parámetros que gobiernan la tasa de flujo de agua subterránea entre la zona saturada de acuífero y el nodo de sistema de drenaje.

d) Módulo Transporte: contiene una red de elementos que transportan el agua hacia la salida o a dispositivos de tratamiento. Los flujos de entrada de este módulo pueden provenir de la escorrentía superficial, de la interacción con el flujo subterráneo, de caudales sanitarios correspondientes a periodos sin lluvia, o de hidrogramas de entrada definidos por el usuario. Las opciones de propagación de crecidas son flujo permanente, onda cinemática y onda dinámica.

El sistema de drenaje se esquematiza por medio de dos tipos de objetos:

- **Nodo** (“Node”): incluye los objetos *Unión* (“Junction”), *Divisores* (“Divider”), *Vertido* (“Outfall”), *Unidad de Almacenamiento* (“Storage Unit”) y *Salida* (“Outlet”)
- **Enlace** (“Link”): incluye los objetos *Conducto* (“Conduit”), *Bomba* (“Pump”), *Orificio* (“Orifice”) y *Vertedero* (“Weir”).

Las *uniones* son nodos del sistema de drenaje donde se unen enlaces. Físicamente, pueden representar la confluencia de canales superficiales naturales o cámaras de acceso o de unión de conductos subterráneos. Los caudales de entrada externos pueden ingresar al sistema a través de las uniones. El exceso de agua en una unión puede volverse parcialmente presurizado mientras los conductos conectados estén sobrecargados y puede ser perdido del sistema o almacenado temporalmente en la parte superior de la unión y posteriormente retornado a la unión para ser conducido por los conductos.

Los *divisores* del flujo son nodos de sistema de drenaje que desvían afluencias a un conducto específico en una manera preestablecida. Un divisor de flujo puede tener no más de dos enlaces de conducto en su lado de descarga. Los divisores del flujo sólo son activos con la opción de ruteo de la Onda Cinemática y son tratados como nodos simples con la opción de ruteo de la Onda Dinámica.

Los *vertidos* son nodos terminales del sistema de desagüe que son utilizados para definir el borde final de aguas abajo cuando se aplica la opción de la Onda Dinámica. Para otras opciones de ruteo del flujo se comportan como una unión. Sólo un único enlace puede ser conectado a un nodo de vertido.

Las *unidades de almacenamiento* son nodos de sistema de desagüe que proporcionan volumen de almacenamiento. Físicamente, pueden representar dispositivos de almacenamiento tan pequeños como un cuenco de atrape de sedimentos o tan grandes como un lago.

Las *salidas* son dispositivos de control de flujo usados típicamente para controlar caudales de salida desde unidades de almacenamiento, basados en relaciones nivel de agua – caudal que no pueden ser caracterizadas por bombas, orificios o vertederos.

Los *conductos* son enlaces, conductos cerrados o canales abiertos, que conducen el agua de un nodo a otro en el sistema de drenaje.

Las *bombas* son enlaces utilizados para levantar agua a elevaciones más altas. Una curva de la bomba describe la relación entre la tasa del flujo de una bomba y las condiciones en sus nodos de entrada y salida.

Los *orificios* y *vertederos* son enlaces usados para modelar estructuras de salida y derivación en un sistema de drenaje.

La Figura 4.1 muestra los objetos típicos utilizados para modelar un sistema de drenaje simple de aguas pluviales.

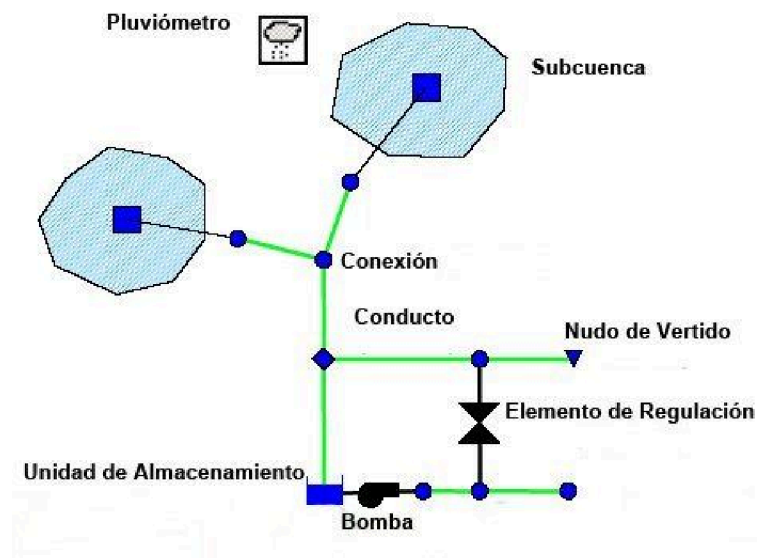


Figura 4.1: Objetos típicos utilizados para modelar un sistema simple de drenaje urbano.

Los objetos a utilizar son seleccionados por el usuario y ubicados en el escritorio de trabajo de la interfaz visual. Conforme se van añadiendo los objetos, el usuario debe ingresar las propiedades, como datos de lluvia, parámetros geométricos, hidrológicos e hidráulicos y otros.

4.2.2 Esquematisaciones y ecuaciones aplicadas en los principales módulos

A. Módulo Superficie del Suelo

La cuenca total se desagrega en un conjunto de subcuencas de características hidrológicas homogéneas.

El módulo Superficie del Suelo permite simular el proceso de transformación precipitación – escorrentía en cada subcuenca, por medio del cual se calcula el escurrimiento superficial en base a datos planialtimétricos, de hietogramas, condiciones de humedad antecedente y uso del suelo. Realiza la propagación del flujo y de la carga contaminante hasta el punto de salida de cada subcuenca.

La superficie de cada subcuenca se divide en tres subáreas: permeable (A1), impermeable con almacenamiento en depresiones superficiales (A2) e impermeable sin almacenamiento (A3). El agua superficial puede infiltrar dentro del área A1 pero no dentro de las áreas A2 y A3. El flujo desde una subárea puede ser ruteado hacia otra subárea o hacia la salida de la subcuenca (Figura 4.2).

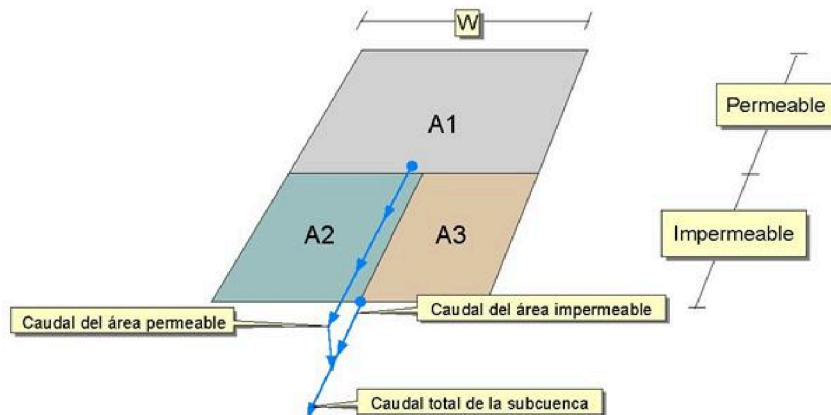


Figura 4.2: Subáreas de una subcuenca.

La infiltración desde la subárea permeable hacia la zona superior no saturada del suelo puede ser descrita usando tres modelos diferentes: Horton, Green_Ampt y Numero de Curva del SCS. En esta Tesis, se aplicó el último método mencionado. Dado que la evaporación tiene poca incidencia en las simulaciones de eventos aislados de corta duración, esta pérdida ha sido despreciada en las simulaciones realizadas para esta Tesis.

El modelo esquematiza cada subcuenca como un reservorio no lineal, en el cual se relacionan sus entradas y salidas (Figura 4.3).

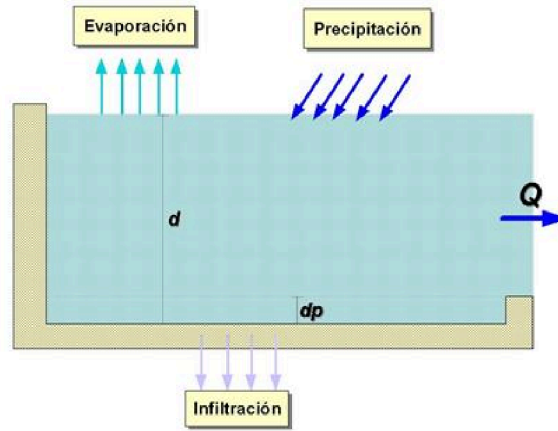


Figura 4.3: Esquema de reservorio no lineal.

Si se desprecian los términos de inercia y presión de la ecuación dinámica, el caudal de salida de la subcuenca hacia los canales o tuberías se puede expresar como el producto de la velocidad, obtenida de la ecuación de Manning, la profundidad y el ancho de escurrimiento (Huber and Dickinson, 1992):

$$Q = W \frac{(d - d_p)^{5/3}}{N} S_s^{1/2} \quad (4.1)$$

Donde W es el ancho hidráulico de la subcuenca, N es el coeficiente de rugosidad para flujo superficial, d es el tirante de agua en el reservorio, d_p es la profundidad del almacenamiento en depresión y S_s es la pendiente de la subcuenca.

La ecuación de continuidad es:

$$\frac{dV_s}{dt} = A_s \frac{dd}{dt} = A_s i - Q \quad (4.2)$$

Donde V_s es el volumen de agua superficial en la subcuenca, t es el tiempo, A_s es el área de la subcuenca, i es la intensidad de lluvia en exceso y Q es el caudal a la salida.

Combinando las ecuaciones (4.1) y (4.2) se obtiene la ecuación diferencial del reservorio no lineal:

$$\frac{dd}{dt} = i - \frac{W}{A_s N} (d - d_p)^{5/3} S_s^{1/2} \quad (4.3)$$

Esta ecuación se resuelve en cada paso de tiempo mediante el esquema de diferencias finitas:

$$\frac{d_2 - d_1}{\Delta t} = i - \frac{W S_s^{1/2}}{A_s N} \left(d_1 + \frac{1}{2} (d_2 - d_1) - d_p \right)^{5/3} \quad (4.4)$$

Donde Δt es el intervalo de tiempo y los subíndices 1 y 2 indican el inicio y el fin de dicho intervalo, respectivamente.

La ecuación discretizada se resuelve para la incógnita d_2 mediante el método iterativo de Newton-Raphson.

El almacenamiento en depresiones representa la pérdida de escurrimiento inicial causada por fenómenos tales como el encharcamiento superficial, el humedecimiento de la superficie, la intercepción y la evaporación. Algunos valores de d_p se han obtenido experimentalmente en pequeñas cuencas urbanas altamente impermeables, estableciéndose una curva de ajuste en función de la pendiente media (Kidd, 1978). Existen también valores de d_p estimados en algunas pequeñas áreas urbanas de EUA (Viessman et al., 1977), los cuales resultan algo superiores a los valores europeos.

De acuerdo a la cantidad de planos de escurrimiento en los que se desagrega la subcuenca, cambia el valor del parámetro W .

Si la subcuenca se idealiza como un plano único (Figura 4.4), W se calcula:

$$W = \frac{A_s}{L_s} \quad (4.5)$$

Donde A_s es el área de la subcuenca y L_s es la longitud del flujo superficial.

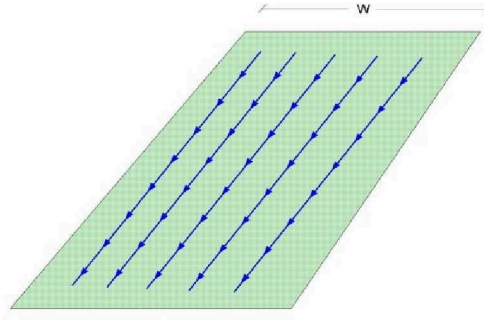


Figura 4.4: Idealización de una subcuenca como un único plano.

Si la subcuenca se idealiza como dos planos simétricos que tributan a un canal central (Figura 4.5), W se calcula:

$$W = 2 L \quad (4.6)$$

Donde L es la longitud del canal de drenaje.

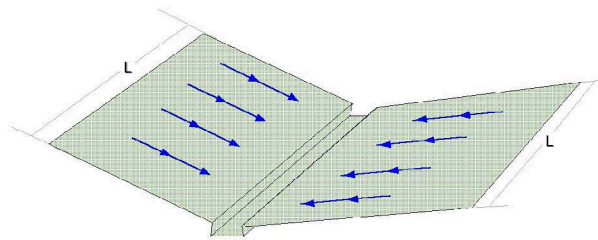


Figura 4.5: Idealización de una subcuenca como dos planos simétricos.

En general, las subcuencas reales no tienen propiedades de simetría y uniformidad (Figura 4.6). Para resolver los casos de asimetría, Digiano et al. (1977) propusieron introducir un factor de sesgo, que se calcula:

$$S_k = \frac{A_M - A_m}{A_S} \quad (4.7)$$

Donde S_k es el factor de sesgo, $0 \leq S_k \leq 1$; A_m es el área menor de un lado del canal, A_M es el área mayor del otro lado del canal y A_S es el área de la subcuenca.

Para estos casos, W se estima como:

$$W = (2 - S_k) L \quad (4.8)$$

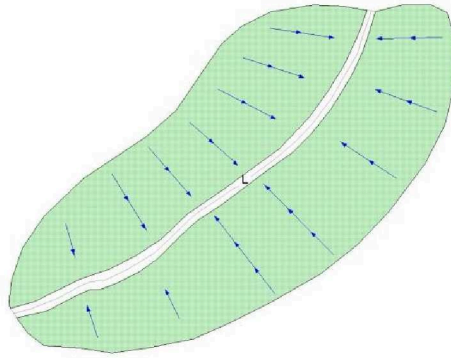


Figura 4.6: Idealización de una subcuenca como dos planos asimétricos.

El tiempo de equilibrio cinemático de un plano es el tiempo que tarda en viajar una onda de crecida desde la cabecera hasta la salida, para una lluvia en exceso de intensidad constante. Su expresión es (Woolhiser and Liggett, 1967):

$$t_e = \left[\frac{N L_p}{S_p^{1/2} i^{2/3}} \right]^{3/5} \quad (4.9)$$

Donde t_e es el tiempo de equilibrio del plano, N es el coeficiente de rugosidad para flujo superficial, L_p es la longitud del plano, S_p es la pendiente del plano e i es la intensidad de lluvia en exceso.

Como se puede observar en (4.9), t_e aumenta a medida que aumentan N , L y disminuyen S e i . Inversamente, t_e disminuye a medida que disminuyen N , L y aumentan S e i . Además, un mismo t_e se puede obtener con distintas combinaciones de N , L , S e i .

Por otra parte, t_e es más sensible a las variaciones de N y L ya que estos parámetros están elevados a un exponente $3/5$ mientras que S lo está a $3/10$. Por lo tanto, N y L (o su equivalente W) tienen importancia paramétrica en los hidrogramas simulados. W tiene una relación inversa con L (4.5). En consecuencia, si W disminuye (lo que equivale a aumentar L) y N se mantiene constante, aumenta t_e y el hidrograma se amortigua. Inversamente, si W aumenta (lo que equivale a disminuir L) y N se mantiene constante, disminuye t_e y el hidrograma se empunta. En consecuencia, los parámetros N y W están estrechamente relacionados.

B. Módulo de transporte

El sistema de drenaje se esquematiza como un conjunto de enlaces conectados por medio de nodos (Figura 4.7).

Los enlaces son, típicamente, tramos de conductos abiertos o cerrados. Transmiten el flujo de un nodo a otro nodo vecino y sus propiedades asociadas son la rugosidad, la longitud, el área de la sección transversal, el radio hidráulico y el ancho superficial de los conductos. Las tres últimas propiedades son funciones del tirante instantáneo del flujo. La variable dependiente principal en los enlaces es el caudal Q . El modelo calcula el caudal correspondiente al flujo medio que escurre por cada conducto suponiendo que es constante durante el paso de tiempo.

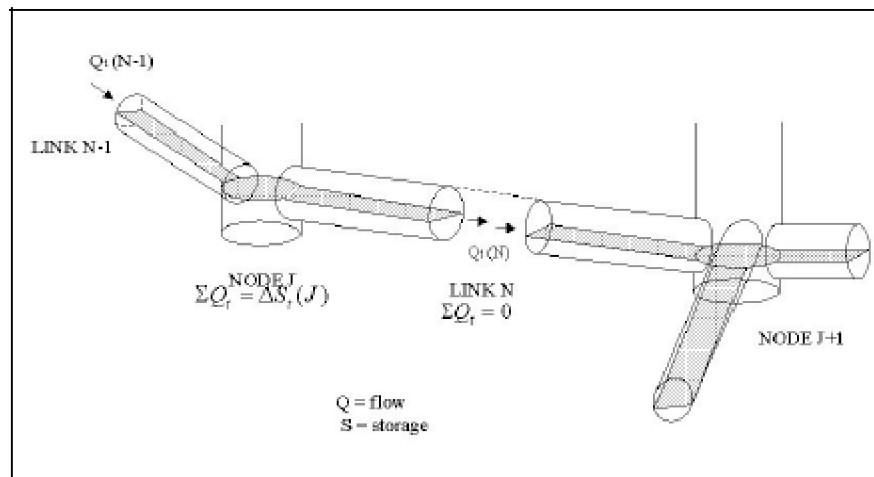


Figura 4.7: Representación del sistema de drenaje en el módulo Transporte.

La forma de la sección transversal de un conducto puede ser seleccionada de una amplia variedad de geometrías abiertas y cerradas estándar. Adicionalmente, el usuario puede definir formas de secciones transversales naturales irregulares y otras formas cerradas no estándar.

Los nodos son elementos de almacenamiento del sistema y corresponden, típicamente, a cámaras de acceso o de unión. Las variables asociadas a los mismos son el volumen, la carga hidráulica y el área superficial. La variable dependiente principal es la carga hidráulica H , que se asume variante en el tiempo, pero constante dentro de un nodo cualquiera. Tanto los caudales de entrada al sistema de drenaje (ej. hidrogramas que ingresan en bocas de tormenta) como los caudales de salida (ej. derivaciones tipo vertedero) se ubican en los nodos del sistema idealizado. La variación de volumen en los

nodos en un paso de tiempo Δt es considerada en los cálculos de la carga hidráulica y del caudal.

Para esta Tesis, se aplicó la opción de propagación de la onda dinámica. Esta opción se basa en las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento para flujo impermanente unidimensional gradualmente variado para canales abiertos, conocidas comúnmente como ecuaciones de Saint Venant.

La ecuación de continuidad para flujo impermanente en un tramo de canal sin aportes laterales, se expresa (Yen, 1986; Lai, 1986):

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4.10)$$

Donde A es el área mojada de la sección transversal del flujo, Q es el caudal a través del conducto, t es el tiempo y x es la distancia a lo largo del conducto.

La ecuación de conservación de la cantidad de movimiento, se expresa (Lai, 1986):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial x} + g A \frac{\partial H}{\partial x} + g A S_f = 0 \quad (4.11)$$

Donde g es la aceleración de la gravedad, H es el nivel piezométrico ($H = z + h$), z es el nivel de solera, h es el tirante del flujo y S_f es la pendiente de fricción.

Las ecuaciones (4.10) y (4.11) se combinan obteniéndose (Huber and Dickinson, 1992):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + g A S_f - 2 V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + g A \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \quad (4.12)$$

Esta ecuación es resuelta a lo largo de cada conducto, en cada intervalo de tiempo. En la misma, la pendiente de fricción se expresa a partir de la ecuación de Manning como:

$$S_f = \frac{n^2 Q |V|}{A R_h^{4/3}} \quad (4.13)$$

Donde n es el coeficiente de rugosidad para flujo en conductos y R_h es el radio hidráulico. El uso del valor absoluto en el término de la velocidad permite que S_f sea una cantidad direccional y asegura que la fuerza de fricción sea siempre opuesta al flujo.

El modelo plantea también la ecuación de continuidad en un nodo:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \sum \frac{Q_t}{A_{S_t}} \quad (4.14)$$

Donde A_{S_t} es el área superficial del nodo que se considera.

Las ecuaciones (4.12) y (4.14) se resuelven secuencialmente a fin de determinar el caudal en cada enlace y la carga hidráulica en cada nodo, respectivamente, en un cierto paso de tiempo Δt . Para ello, las ecuaciones se expresan en diferencias finitas y se aplica el método de Euler modificado. Este método produce una solución completamente explícita, por lo que requiere pasos de tiempo muy cortos. Los resultados obtenidos con éste método han probado ser relativamente precisos y estables cuando se cumplen las siguientes condiciones:

a) En conductos:

$$\Delta t \leq \frac{L}{(g H_{\text{máx}})^{1/2}} \quad (4.15)$$

Donde Δt es el intervalo de tiempo computacional, L es la longitud del conducto, g es la aceleración gravitatoria e $H_{\text{máx}}$ es el tirante máximo en el conducto.

Esta ecuación, conocida como condición de Courant, establece que el paso de tiempo computacional debe ser menor o igual al tiempo requerido por una onda dinámica para propagarse en la longitud del conducto. El modelo realiza un control al comienzo del programa para verificar si todos los conductos satisfacen la condición de estabilidad, para un Δt elegido por el usuario.

b) En nodos:

$$\Delta t \leq C' A_S \frac{\Delta H_{\text{max}}}{Q} \quad (4.16)$$

Donde C' es la constante adimensional determinada experimentalmente igual a 0.1, ΔH_{\max} es el máximo incremento de nivel de agua en el nodo en el Δt , A_S es el área superficial del nodo y Q es el flujo neto en el nodo.

Un análisis de las desigualdades (4.15) y (4.16), revela que el máximo intervalo de tiempo Δt está determinado por el conducto más corto que contenga altos caudales. En los casos en que se requieran pasos de tiempo extremadamente pequeños, el usuario del modelo deberá considerar la eliminación de los conductos de pequeña longitud o la variación de esa dimensión.

Dispositivos de control del flujo

Los dispositivos de control contemplados en el modelo son: unidades de almacenamiento, vertederos, orificios y bombas.

Unidad de almacenamiento

Las unidades de almacenamiento se utilizan para representar sectores del sistema de drenaje donde pueden existir almacenamientos importantes, tales como un dispositivo de detención. Permiten simular un almacenamiento temporal de agua aportada a un punto, atenuando y retrasando los hidrogramas provenientes de la zona de aguas arriba.

Las propiedades volumétricas de una unidad de almacenamiento son descritas por una función o la tabla de valores área superficial – altura ingresada por el usuario.

El modelo propaga el flujo a través de la unidad de almacenamiento en cada paso de tiempo con el método de la Piscina Nivelada o Puls modificado (U.S. Bureau of Reclamation, 1949). Es un modelo de propagación de crecidas basado en despreciar la pendiente longitudinal del pelo de agua. Bajo esta hipótesis, el almacenamiento de agua se expresa como una función biunívoca del caudal de salida:

$$S = K Q^m \quad (4.17)$$

Donde S es el almacenamiento de agua en la unidad de almacenamiento, K es el coeficiente de embalse, Q es el caudal de salida y m es un exponente que depende de las características geométricas e hidráulicas del reservorio.

En estos casos, el almacenamiento máximo corresponde al caudal de salida máximo y éste se ubica sobre la curva de recesión del hidrograma de entrada.

El método se basa en la ecuación de continuidad y en una función empírica que relaciona $S(Q)$:

$$\Delta S = (\bar{I} - \bar{Q}) \Delta t = S_{t+1} - S_t \quad (4.18)$$

Donde Δt es el intervalo de tiempo, ΔS es la variación de almacenamiento en el Δt , \bar{I} y \bar{Q} son los caudales de entrada y salida medios en el Δt , S_t y S_{t+1} son los almacenamientos a los tiempos t y $t+1$, respectivamente.

Desarrollando (4.18) y pasando las incógnitas al primer miembro:

$$S_{t+1} + Q_{t+1} \frac{\Delta t}{2} = (I_t + I_{t+1}) \frac{\Delta t}{2} + S_t - Q_t \frac{\Delta t}{2} \quad (4.19)$$

Donde el segundo miembro tiene todos sus términos conocidos en cada paso de tiempo. La segunda ecuación requerida se basa en la relación entre $Q - S$, que se determina experimentalmente a partir de las relaciones nivel de agua - volumen almacenado y nivel de agua - caudal de salida.

Orificios

Los orificios se emplean para modelar descargas y estructuras de derivación en los sistemas de drenaje. Normalmente son aperturas en las paredes de cámaras de acceso, de depósitos de almacenamiento o de compuertas de control. Los orificios se representan como un enlace que conecta dos nodos entre sí. A menos que los orificios se encuentren vinculados a un nodo unidad de almacenamiento, este tipo de elementos solo puede emplearse en sistemas de drenaje cuando se emplea el método de la onda dinámica.

Un orificio puede tener una forma circular o rectangular, puede estar ubicado en el fondo o en el lateral del nodo de aguas arriba, y puede tener una compuerta tipo clapeta para prevenir refluo.

El flujo a través de un orificio es calculado en base al área de su abertura, su coeficiente de descarga y la diferencia de carga a través del orificio:

$$Q = C_o A_o \sqrt{2 g H} \quad (4.20)$$

Donde Q es el caudal a través del orificio, C_o es el coeficiente de descarga del orificio, A_o es el área del orificio, g es la aceleración gravitatoria y H es la carga hidráulica sobre el

orificio. Cuando el orificio no está sumergido, H es la altura de la superficie de agua por encima del centro de gravedad del orificio. Si el orificio funciona sumergido, H es la diferencia de altura a través del orificio. Para la opción de la onda dinámica, el programa simula los orificios como conductos equivalentes.

La altura de la abertura del orificio puede ser controlada dinámicamente a través de Reglas de Control definidas por el usuario. Esta característica puede ser usada para modelar aperturas y cierres de compuertas.

Vertederos

Típicamente son ubicados en una cámara de acceso, a lo largo del lateral de un canal o en una unidad de almacenamiento. Son internamente representados en el modelo como un enlace que conecta dos nodos, donde el vertedero en sí mismo es ubicado en el nodo de aguas arriba.

Los vertederos se pueden utilizar como descargas de las unidades de almacenamiento en cualquiera de las opciones de propagación contempladas en el modelo. A menos que los vertederos se encuentren vinculados a un nodo de almacenamiento, este tipo de elementos solo puede emplearse en sistemas de drenaje cuando se aplica el modelo de onda dinámica.

El modelo contempla cuatro tipos de vertedero: rectangular transversal, rectangular lateral, triangular y trapezoidal, y existe la opción de considerar una compuerta tipo clapeta para prevenir reflujos. Cada tipo de vertedero tiene una fórmula diferente para calcular el caudal en función del área, del coeficiente de descarga y de la diferencia de carga a través del vertedero:

Vertedero rectangular transversal:

$$Q = C_w L_w H^{3/2} \quad (4.21)$$

Vertedero rectangular lateral:

$$Q = C_w L_w H^{5/3} \quad (4.22)$$

Vertedero triangular:

$$Q = C_w S_w H^{5/2} \quad (4.23)$$

Vertedero trapezoidal:

$$Q = C_w L_w H^{3/2} + C_{ws} S_w H^{5/2} \quad (4.24)$$

Donde Q es el caudal sobre el vertedero, C_w es el coeficiente de descarga, L es la longitud del vertedero, S_w : pendiente lateral del vertedero triangular o trapezoidal, H es la diferencia de carga hidráulica a través del vertedero, C_{ws} es el coeficiente de descarga a través de los lados de un vertedero trapezoidal.

Normalmente, la carga sobre el vertedero se calcula como la diferencia:

$$H = y_1 - y_{cr} \quad (4.25)$$

Donde y_1 es el tirante aguas arriba del vertedero e y_{cr} es la altura de la cresta del vertedero sobre el fondo del nodo. Sin embargo, si el tirante de aguas abajo y_2 también excede la altura de la cresta del vertedero, entonces el vertedero está sumergido y el flujo se calcula como:

$$Q_v = C_s C_w L (y_1 - y_{cr})^{3/2} \quad (4.26)$$

Donde C_s es un coeficiente de sumergencia, que representa la reducción de la carga hidráulica. El valor de este coeficiente es tomado del Manual de Hidráulica de Roessert's (en alemán, referencia no disponible) por interpolación de la Tabla 4.2, donde C_{ratio} es definido como:

$$C_{ratio} = (y_2 - y_{cr}) / (y_1 - y_{cr}) \quad (4.27)$$

Tabla 4.2: Valores del coeficiente de sumergencia en función del coeficiente C_{ratio} .

C_{ratio}	C_s
0.00	1.00
0.10	0.99
0.20	0.98
0.30	0.97
0.40	0.96
0.50	0.95
0.60	0.94
0.70	0.91
0.80	0.85
0.85	0.80
0.90	0.68
0.95	0.40
1.00	0.00

Los valores de C_{ratio} y de C_s son calculados automáticamente por el modelo.

Bombas

El modelo contempla cinco tipos diferentes de bombeos:

- a) Tipo 1: bomba fuera de línea con un pozo de bombeo, donde el caudal aumenta incrementalmente con el volumen de agua disponible en el pozo.
- b) Tipo 2: bomba en línea, donde el caudal aumenta incrementalmente con el tirante en el nodo de entrada.
- c) Tipo 3: bomba en línea, donde el caudal varía continuamente con la diferencia de carga entre los nodos de entrada y salida.
- d) Tipo 4: bomba en línea de velocidad variable, donde los caudales varían continuamente con el tirante del nodo de entrada.
- e) Tipo 5: bomba “ideal”, para la cual la tasa de flujo bombeado iguala la tasa del caudal de entrada en el nodo de entrada. Ninguna curva es requerida. La bomba debe ser el único enlace de caudal de salida desde el nodo de entrada. Usado principalmente para diseño preliminar.

La Figura 4.8 muestra las funciones de bombeo tipo 1 a 4 disponibles en SWMM.

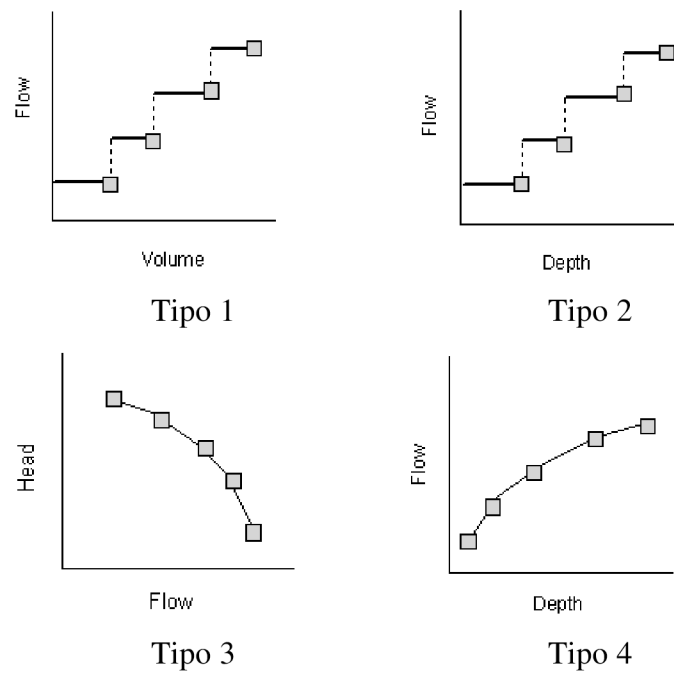


Figura 4.8: Funciones de bombeo tipo 1 a 4 disponibles en SWMM.

Capítulo 5: La cuenca urbana experimental Caseros

5.1 Introducción

Con el objeto de disponer de una base de datos planialtimétricos, pluviométricos e hidrométricos para la aplicación del modelo SWMM, se implementó y operó la cuenca urbana experimental Caseros (ciudad de Salta, Prov. de Salta), representativa de muchas cuencas urbanas del NOA.

Se describen a continuación las principales características físicas y climáticas del NOA y de la ciudad de Salta, la evolución histórica de las urbanizaciones en la región y las tareas desarrolladas para la implementación y operación de la cuenca experimental.

5.2 Principales características físicas y climáticas de la región NOA

La región NOA se ubica al Noroeste del territorio continental argentino, recostada sobre los macizos de la Cordillera de los Andes y comprende las provincias de Jujuy, Salta, Catamarca, Santiago de Estero y Tucumán, con una superficie total de 557.921 km² (Figura 5.1).



Figura 5.1: Ubicación de la región NOA.

En función de sus características fisiográficas, la región puede considerarse conformada por tres subregiones: la Puna, la cordillera Oriental y las sierras Subandinas.

La *Puna* se ubica en el sector Oeste de la región. Es el dominio del altiplano árido, con cordones montañosos de origen volcánico, salares enclavados a 4.000 m de altitud y con un clima árido de alta montaña, caracterizado por grandes amplitudes térmicas. La

flora y fauna características son propias de zonas semidesérticas. Su hidrografía está integrada por cuencas endorreicas salpicadas de salinas y salares.

La *cordillera Oriental* se ubica en el borde oriental de la Puna. Se caracteriza por la presencia de dos cordones montañosos, occidental y oriental, que corren paralelos en sentido Norte-Sur y entre los cuales se extiende un gran número de quebradas y campos o valles. El cordón occidental presenta mayores alturas y su cerro nevado más alto es el Chañi, de 6200 m. El cordón oriental es de menor altura y allí el Cerro Negro de Zucho alcanza los 4850 m.

Las quebradas son valles alargados y angostos, de origen generalmente pluvial, y constituyen las vías de comunicación de esta zona. Las más importantes y pintorescas, son la Quebrada de Humahuaca que corre de Sur a Norte, la del Toro que asciende de Sureste a Noroeste poniendo así en comunicación los Valles Calchaqués con la Puna de Atacama, la de las Flechas y la Santa María- Guachipas.

También existen amplios valles en zonas hundidas y rellenas con sedimentación, con clima subtropical, en los cuales se realizan cultivos y se asientan importantes ciudades, como por ejemplo las ciudades de Salta y de San Salvador Jujuy. Los más destacados son el Valle de Lerma en Salta, el de Jujuy y los Valles Calchaqués.

Las *sierras Subandinas* se ubican entre la cordillera Oriental y la llanura Chaqueña, atravesando el sector más oriental de la región con rumbo Norte-Noreste - Sur-Suroeste. La máxima elevación corresponde al cerro Ceibal o Crestón, con 2.580 m de altitud.

El NOA posee un clima subtropical serrano con estación seca (Bianchi, 1981). El comportamiento climático del área, está gobernado por la dinámica de los vientos húmedos y cálidos provenientes del anticiclón del Atlántico, que descargan precipitaciones en forma de lluvias orográficas y estacionales a lo largo de las Sierras Subandinas. Los vientos predominantes corresponden al cuadrante Norte → Sur y Noreste → Suroeste, con importantes manifestaciones de vientos muy cálidos e hiperdesecantes del Oeste, que se presentan como fenómenos andinos del efecto Föhn en algunas ocasiones y durante la primavera temprana. Los vientos del Este descargan su humedad sobre las Sierras Subandinas y las laderas orientales de la cordillera Oriental. Estas áreas tienen clima subtropical serrano, con abundantes lluvias. Los bosques y selvas tropicales serranas que tapizan estas montañas son conocidos como yungas. Los vientos pasan secos hacia el Oeste, por lo que las laderas occidentales de la Cordillera Oriental y la Puna, poseen un clima árido.

El régimen pluvial se caracteriza por tener dos estaciones bien contrastantes: estación lluviosa y estación seca. La primera se desarrolla desde Octubre hasta principios de Abril, con mayor registro en los meses de Diciembre, Enero y Febrero. La segunda, se extiende desde finales de Abril hasta finales de Septiembre. Debido al marcado componente orográfico, la distribución de las precipitaciones dentro del NOA es muy irregular. La Figura 5.2 muestra la distribución espacial de las precipitaciones medias anuales.

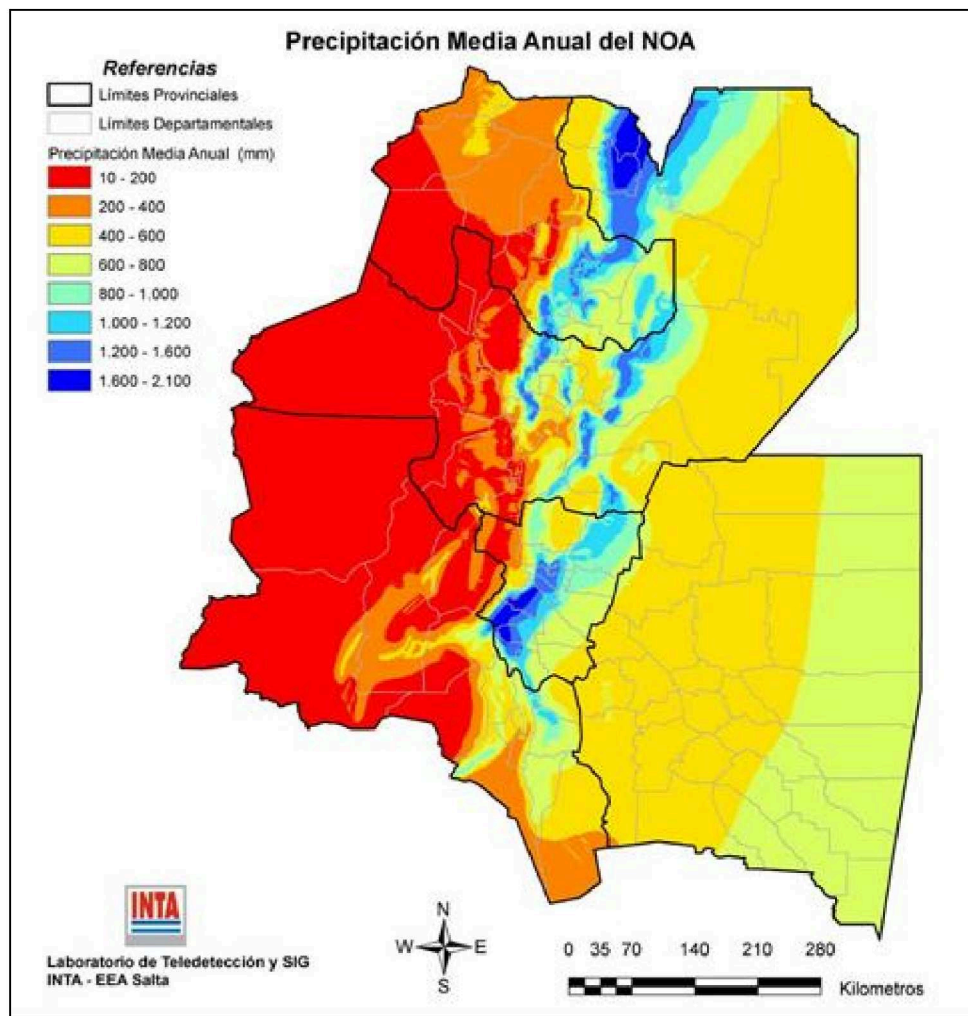


Figura 5.2: Precipitaciones medias anuales del NOA (Fuente: Bianchi y Volante, 2006).

La temperatura media anual es de 18 °C, siendo la media para la estación seca de 11°C, registrándose en este período la mayor parte de las heladas. La media para la estación húmeda es de 21 °C, con máximos en algunos casos superiores a 30° C. El factor orográfico produce sus efectos sobre la temperatura, la que disminuye con la altitud (Bianchi, 1981).

5.3 Principales características de la ciudad de Salta y su conurbano

La ciudad de Salta es la capital de la provincia homónima y se ubica a los $24^{\circ} 47' 21''$ de latitud Sur y $65^{\circ} 24' 38''$ de longitud Oeste, al Norte del Valle de Lerma, con una altitud de 1.187 m snm (Figura 5.3).

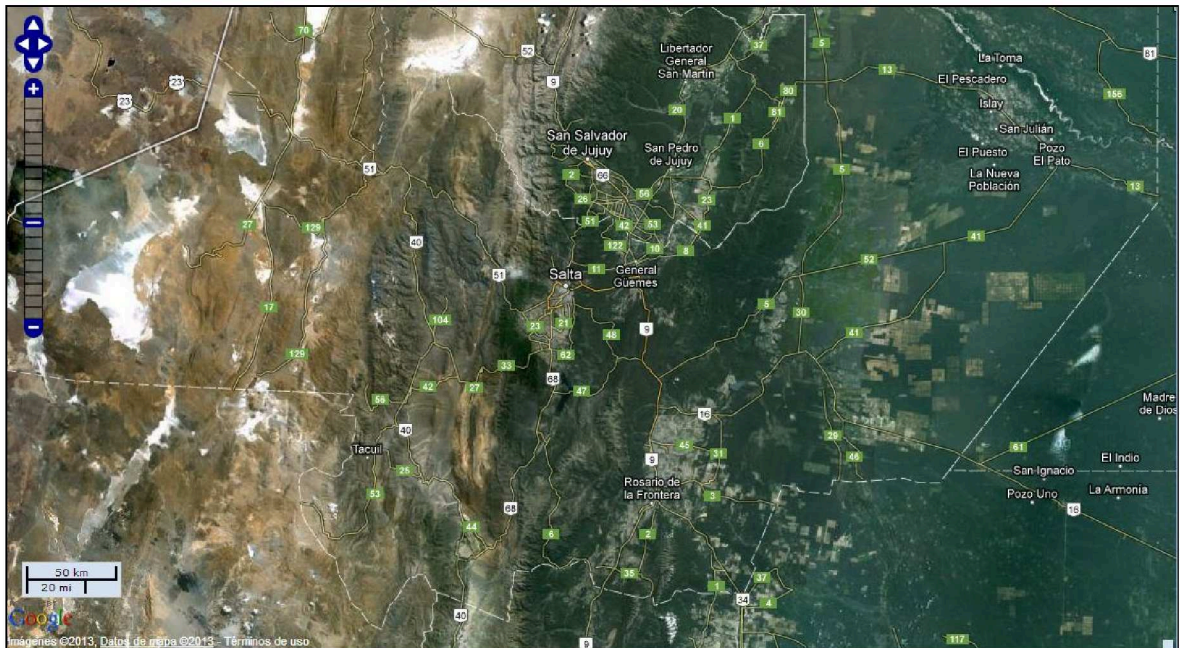


Figura 5.3: Ubicación de la ciudad de Salta sobre imagen satelital (fuente: GeoINTA).

En las últimas décadas, el área urbana se ha extendido hasta alcanzar localidades vecinas, como Villa San Lorenzo y Vaqueros al Norte y Villa Los Álamos al Sur, conformando el conglomerado denominado Gran Salta (Figura 5.4).

Debido a su clima y la riqueza de su suelo, el Valle de Lerma es el principal centro económico de la provincia, donde se destacan los cultivos de porotos, tabaco, maíz y soja. Existe, además, un incipiente desarrollo de industrias alimentarias, de bebidas, metalúrgicas y otras.

Según los resultados del último Censo Nacional de Población y Vivienda, realizado en el año 2010, el departamento Capital cuenta con 535.303 habitantes (INDEC, 2011), lo que representa un crecimiento de población del 13.2 % respecto al año 2000 (472.971 habitantes) (INDEC, 2001) y del 43.3% respecto al año 1990 (373.586 habitantes) (INDEC, 1991).

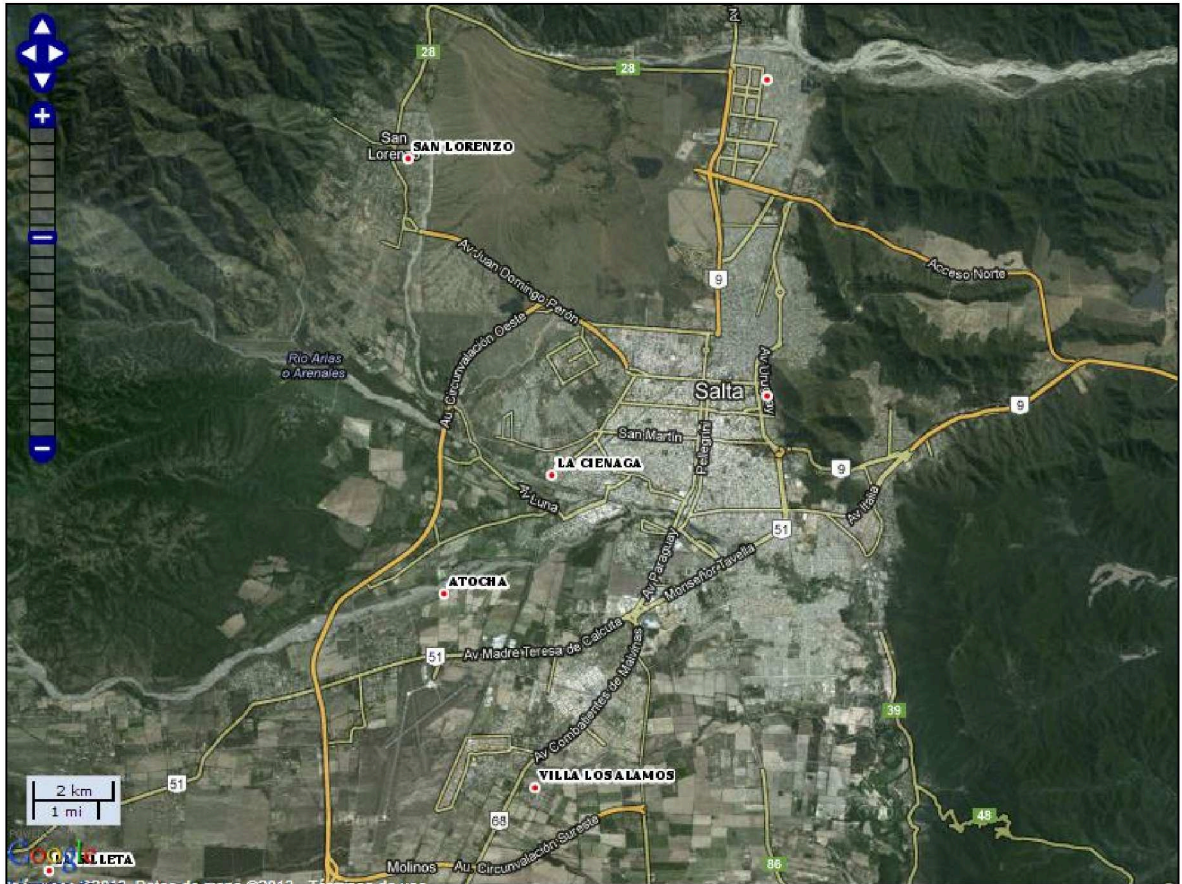


Figura 5.4: Vista del conglomerado Gran Salta sobre imagen satelital (fuente: GeoINTA).

5.3.1 Unidades geoambientales

Marcuzzi et al. (1996) caracterizaron las siguientes unidades geoambientales en el área de influencia del conglomerado Gran Salta (Figura 5.5).

Sierras de Lesser: se ubican al Oeste del conglomerado y están formadas principalmente por rocas precámbricas y paleozoicas. Su relieve es elevado, con pendientes que en algunos casos superan los 45° E. En el pie de monte ubicado en el sector oriental, existen depósitos sedimentarios arcillosos y en parte conglomerádicos erosionados por profundas cárcavas.

Estas sierras conforman una barrera orográfica a los vientos húmedos provenientes del Este, originando altas precipitaciones sobre la misma.

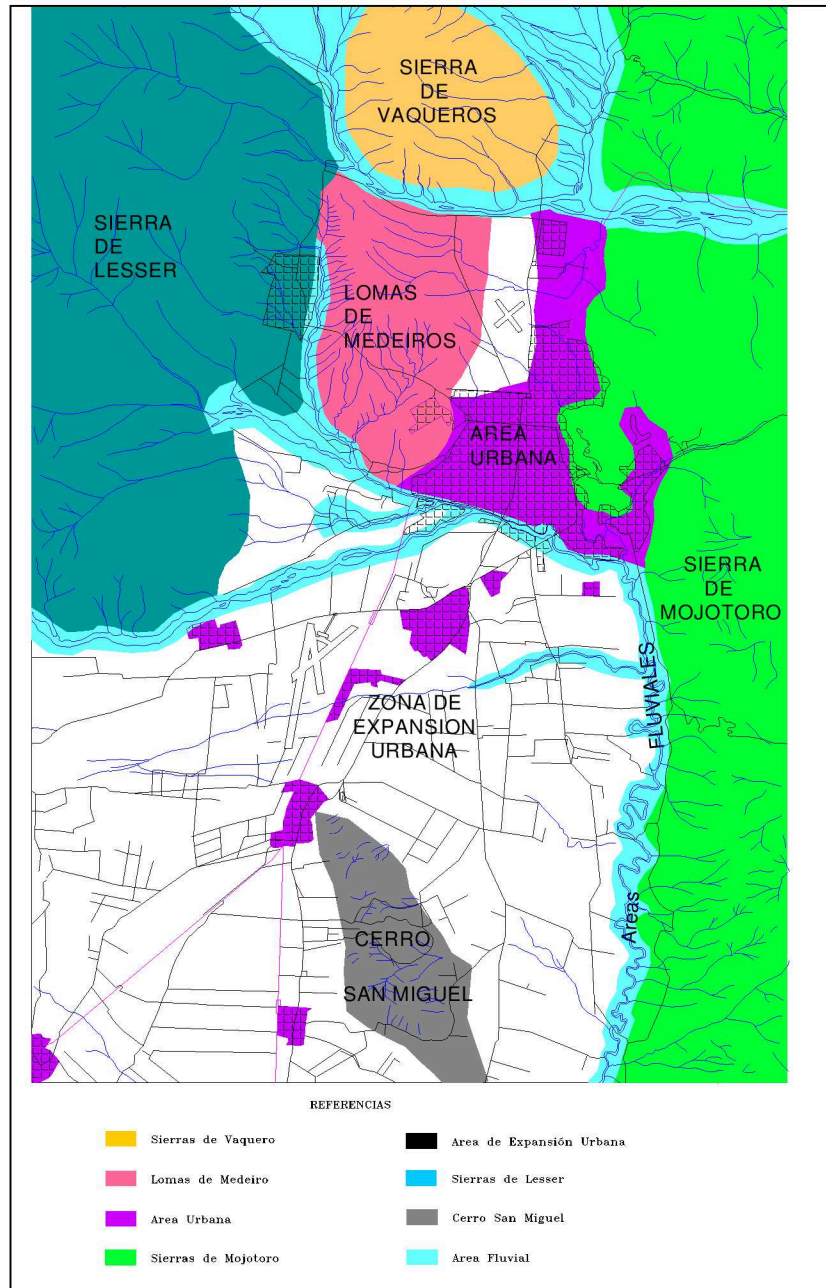


Figura 5.5: Unidades geoambientales del área de influencia del conglomerado Gran Salta (Marcuzzi et al., 1996).

Lomas de Medeiros: se ubican entre las Sierras de Lesser y el casco histórico de la ciudad. Están formadas por depósitos sedimentarios cuaternarios, originados por procesos de neotectónica, constituidos por materiales gruesos tipo conglomerádicos, a los que se imponen materiales arcillosos con variaciones arenosas y limosas. Las alturas son mayores en el sector Norte, que limita el cauce del río Vaqueros y decrecen hacia el Sur, desapareciendo como expresión del relieve en las adyacencias del río Arias.

Presenta suelos poco desarrollados, con capas arcillosas que durante la estación seca sufren retracciones y agrietamientos. Además, la falta de cobertura vegetal por la intensa acción antrópica contribuye a la formación de cárcavas, desarrolladas

principalmente en sentido Oeste – Este. Estas cárcavas tienen escasa profundidad, flancos empinados y constituyen la red fluvial de las lomas, junto con cursos efímeros.

Sierra de Vaqueros: se ubica al Norte del conglomerado y está formada por materiales conglomerádicos y bancos arenosos del Terciario, que forman una estructura braquianticlinal. La pendiente topográfica acompaña la inclinación de los estratos con valores variables entre 20°E y 30°E. En esta zona se asienta la población de Vaqueros, sobre sedimentos cuaternarios poco consolidados.

Sierras de Mojotoro: constituyen el límite Este del conglomerado, con disposición submeridional. Está constituida por rocas cuarcíticas del Paleozoico Inferior, que buzanan hacia el Oeste en el sentido de la pendiente topográfica. Las sierras presentan un perfil asimétrico, con el flanco occidental muy escarpado y el oriental suavemente inclinado. La red de drenaje es de relativa importancia, concentrando las precipitaciones hacia el sector urbano, con patrón de drenaje dendrítico y de baja densidad, controlado fuertemente por la dureza, textura y estructura de la roca. El pie de monte presenta elementos coluviales gravitacionales de variada granulometría. La pendiente topográfica varía entre 25°W y 30°W hasta cerca de 40°W, acompañando la inclinación de los estratos que en algunos casos supera los 60°W.

Zona Urbana: es la zona donde se emplaza el casco histórico de la ciudad, limitada por el río Vaqueros al Norte, el río Arenales al Sur, las Lomas de Medeiros al Oeste y las Sierras de Mojotoro al Este. Estos límites fueron superados en las últimas décadas por el crecimiento poblacional. Está constituida por sedimentos fluviales y lacustres con suave pendiente al Sur.

Zona de Expansión Urbana: es la zona ubicada al Sur de los ríos Arias y Arenales, en la que se expande el crecimiento de la ciudad hacia el Sudeste y Sudoeste. El relieve es bastante plano, elaborado por procesos propios de la dinámica fluvial. También existen en este sector diversas actividades productivas en especial cultivos y granjas.

Áreas Fluviales: abarcan los sectores bajos del Valle de Lerma, compuestos por las planicies de inundación y cauces activos de los principales cursos fluviales de la región, con una pendiente general hacia el Sur – Sureste. Están constituidas por el relleno fluvial moderno del valle, con gravas y arenas de edad holocena y reciente, de alta vulnerabilidad y alto grado de degradación. En general, estas áreas son utilizadas con fines agrícolas por su alto valor productivo.

5.3.2 Suelos

Los suelos del área de influencia del conglomerado Gran Salta pertenecen a las asociaciones Cerrillos, Quijano, San Lorenzo, Vaqueros y Mojotoro (Figura 5.6), las cuales se describen a continuación (Nadir y Chafatinos, 1990).

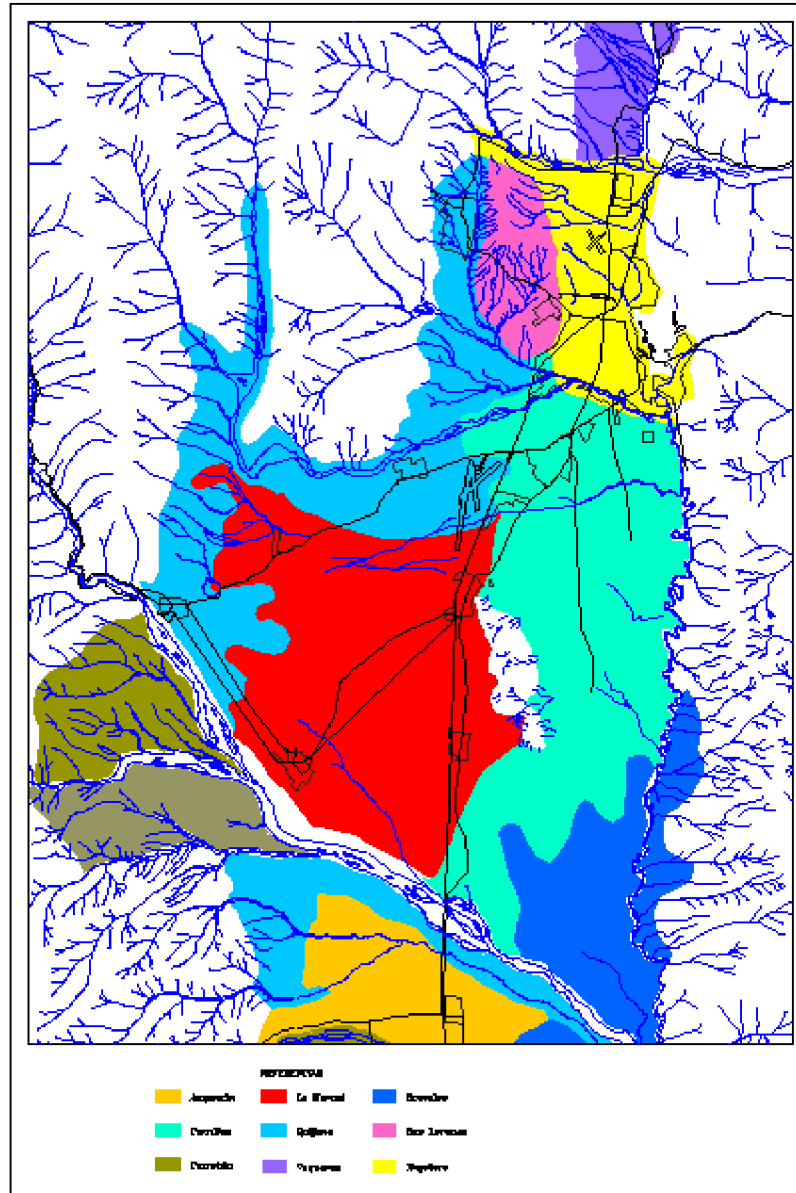


Figura 5.6: Suelos del área de influencia del conglomerado Gran Salta (Marcuzzi et al., 1996).

Cerrillos: es un suelo de incipiente desarrollo, con perfil A-C, de texturas medias, bien drenado, moderado a extremadamente alcalino, salino, con contenido de materia orgánica bajo, capacidad de intercambio catiónico moderadamente alta, porcentaje de saturación de bases alto, pendiente del 2 al 6 % y erosión moderada.

Quijano: es un suelo de incipiente desarrollo, con perfil A-C, de textura gruesa, excesivamente drenado, moderadamente ácido, con contenido de materia orgánica medio,

capacidad de intercambio catiónica media, pendientes que varían desde el 2 al 12 % y erosión moderada.

San Lorenzo: es un suelo fuertemente desarrollado, con perfil A-A2-B2-B3-C, de textura media en superficie y fina en profundidad, capacidad de intercambio catiónico moderadamente alta, porcentaje de saturación de base alta, pendientes del 2 al 10 % y erosión severa.

Vaqueros: es un suelo de incipiente desarrollo, con perfil A-C, de textura media, bien drenado, moderadamente ácido, bajo contenido de materia orgánica, capacidad de intercambio catiónico moderadamente alta, porcentaje de saturación de bases alto, pendiente del 2 al 4 % y erosión ligera a moderada.

Mojotoro: es un suelo de incipiente desarrollo, con perfil A-C, de textura media en superficie y gruesa en profundidad, algo excesivamente drenado, neutro, bajo contenido de materia orgánica, capacidad de intercambio catiónico baja, moderadamente ácido a neutro, porcentaje de saturación de bases alto, pendiente del 2 al 5 % y erosión ligera.

Aeroclub: es un suelo de moderado desarrollo, con perfil A-B2-B3-C, de texturas medianamente finas en superficie y fina en profundidad, imperfecta a pobremente drenado, moderadamente ácido a neutro, pendiente del 2 al 6 % y erosión ligera.

Universidad Católica: es un suelo débilmente desarrollado, con perfil A-AC-C, de textura medianamente gruesa en superficie y media a medianamente fina en profundidad, moderada a imperfectamente drenado, moderadamente ácido, bajo contenido de materia orgánica, capacidad de intercambio catiónico media, porcentaje de saturación de bases alto, pendiente del 5 al 12 % y erosión moderada.

5.3.3 Clima

El Valle de Lerma se encuentra rodeado en prácticamente toda su periferia por altas montañas. Solo en su parte Noreste, las alturas son menores y en ellas se encuentran además valles transversales como los del Portezuelo, Chachapoyas y la Quebrada del Mojotoro, que permiten la entrada de vientos, los que descargan su humedad sobre el contrafuerte occidental del Valle de Lerma.

En la ciudad de Salta, la precipitación media anual es de 757.1 mm (período 1971 – 1995), en tanto en aumenta rápidamente hacia el Oeste. El régimen de precipitaciones es netamente monzónico, concentrándose alrededor del 90% de la precipitación anual en el período Noviembre a Marzo. La Figura 5.7 muestra la distribución temporal de las

precipitaciones mínimas, medias y máximas mensuales en la estación Aeropuerto El Aybal de la Ciudad de Salta, para el período 1971 – 1995 (fuente: Servicio Meteorológico Nacional, SMN).

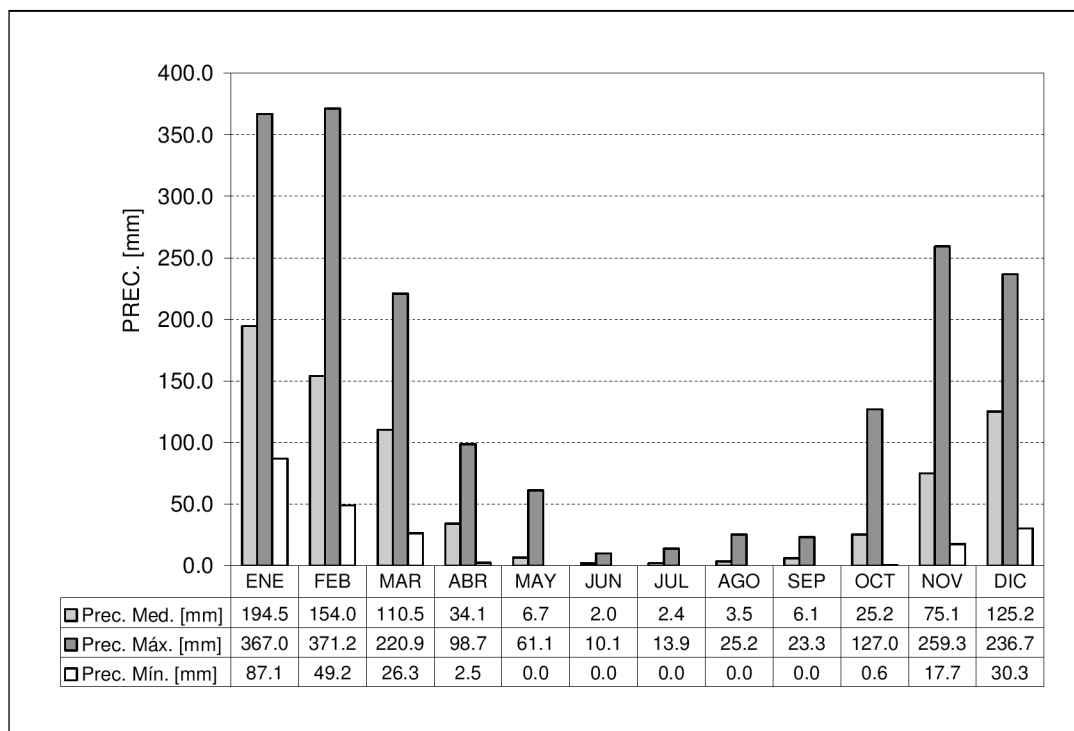


Figura 5.7: Precipitaciones mensuales en la ciudad de Salta (período 1971 – 1995).

La temperatura media anual en la ciudad de Salta es de 16.4 °C. La Figura 5.8 muestra la distribución temporal de las temperaturas mínimas, medias y máximas mensuales en la estación Aeropuerto El Aybal de la Ciudad de Salta, para el período 1961 – 1990 (fuente: SMN).

La velocidad media anual del viento en la ciudad es de 6.7 km/h (período 1971 - 1990). Los vientos predominantes soplan desde los cuadrantes Nordeste y Este, descargando su humedad en los alrededores de la Sierra de Mojotoro y el Flanco Oriental del Cordón de Lesser.

La humedad relativa media anual es del 74 %, con un mínimo de 60.5 % en el mes de octubre y un máximo de 85% en el mes de marzo.

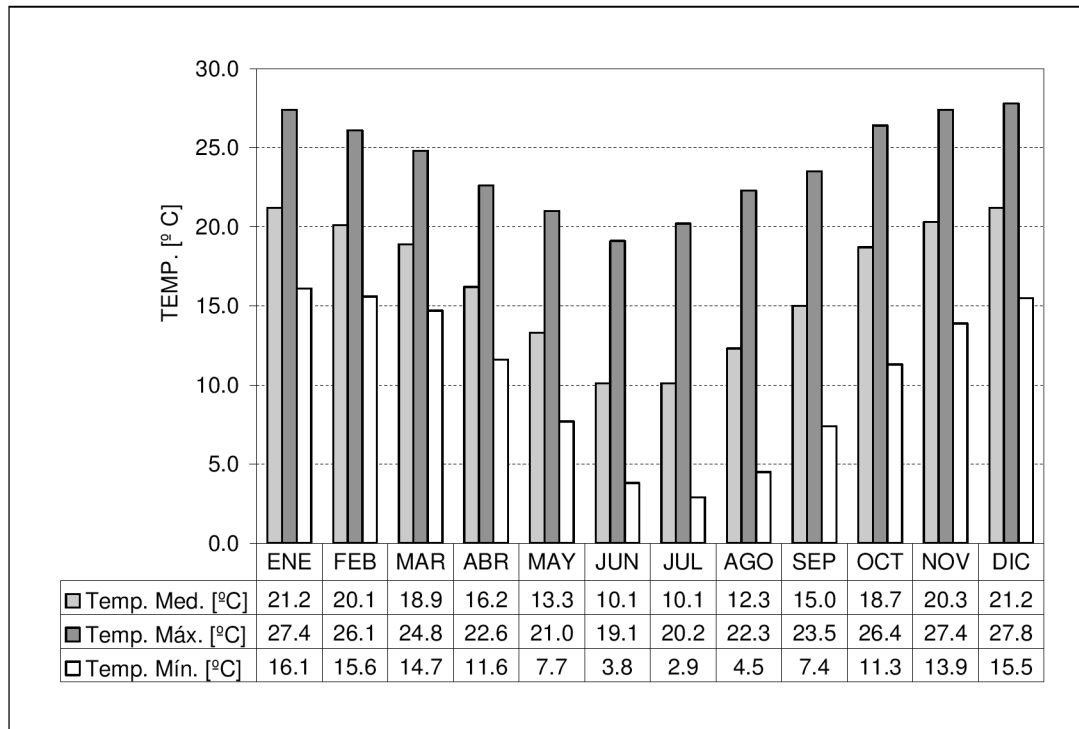


Figura 5.8: Temperaturas mínimas, medias y máximas mensuales de la Ciudad de Salta (período 1961 – 1990).

En líneas generales, el clima del Valle de Lerma es subtropical serrano con una estación seca. Utilizando la clasificación climática propuesta por Thornthwaite, se pueden distinguir tres zonas (Marcuzzi et al., 1996) (Figura 5.9):

- a) **Húmeda**, al Oeste, con nula o pequeña deficiencia de agua.
- b) **Subhúmeda – seca**, en el Centro, con nulo o pequeño exceso de agua.
- c) **Semiárida**, al Este, con nulo o pequeño exceso de agua.

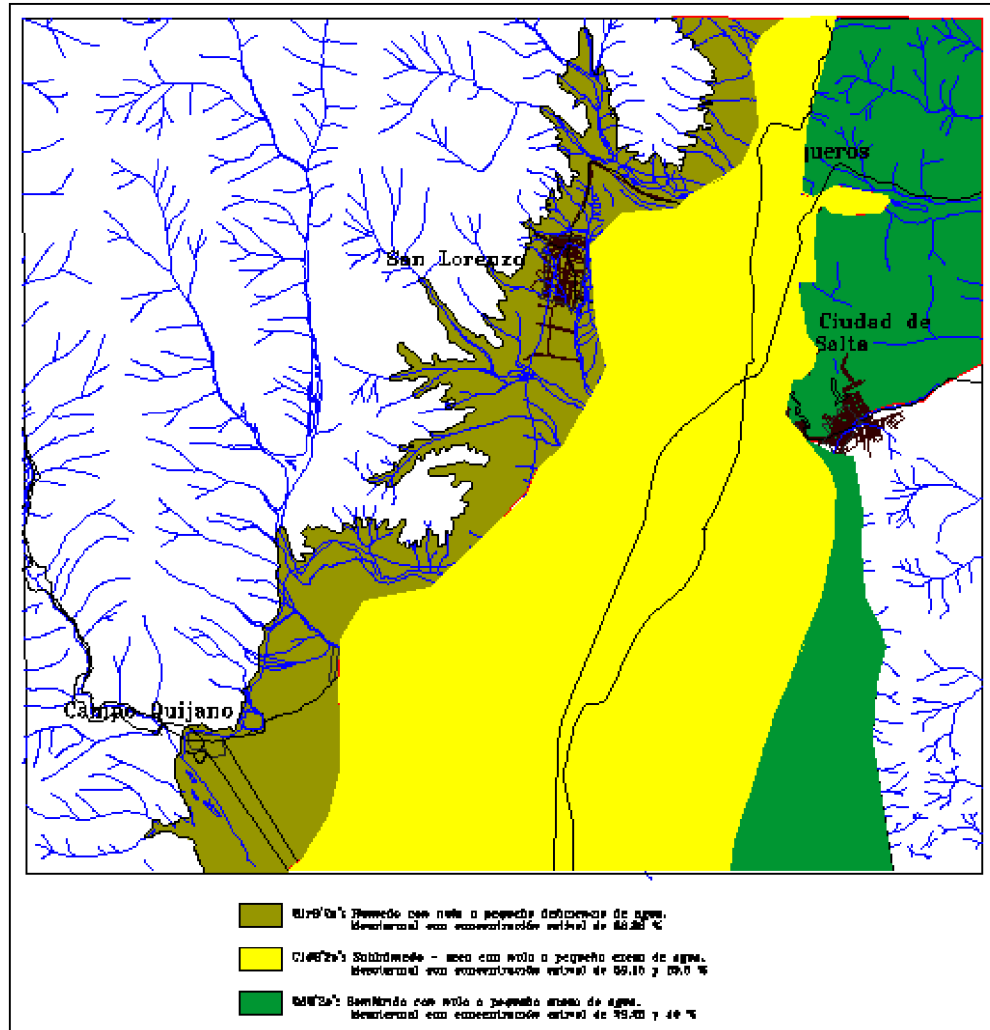


Figura 5.9: Zonas climáticas del sector Norte del Valle de Lerma (Marcuzzi et al., 1996)

5.3.4 Hidrografía

La hidrografía del Valle de Lerma está controlada por la disposición de los cordones montañosos con rumbo meridiano, la pendiente regional y la estacionalidad de las lluvias y deshielos. El valle está dividido en dos cuencas hidrográficas principales: la del río Mojotoro, que pertenece a la alta cuenca del río Bermejo, al Norte y la del río Juramento-Salado al Sur (Figura 5.10).

La divisoria de aguas entre ambas cuencas en el valle lo constituyen las lomas de Medeiro al Oeste y una suave elevación topográfica entre éstas y la sierra de Mojotoro al Este. La divisoria atraviesa el sector Norte de la ciudad, de Oeste a Este, aproximadamente en la zona denominada El Huaico (Baudino, 1996).

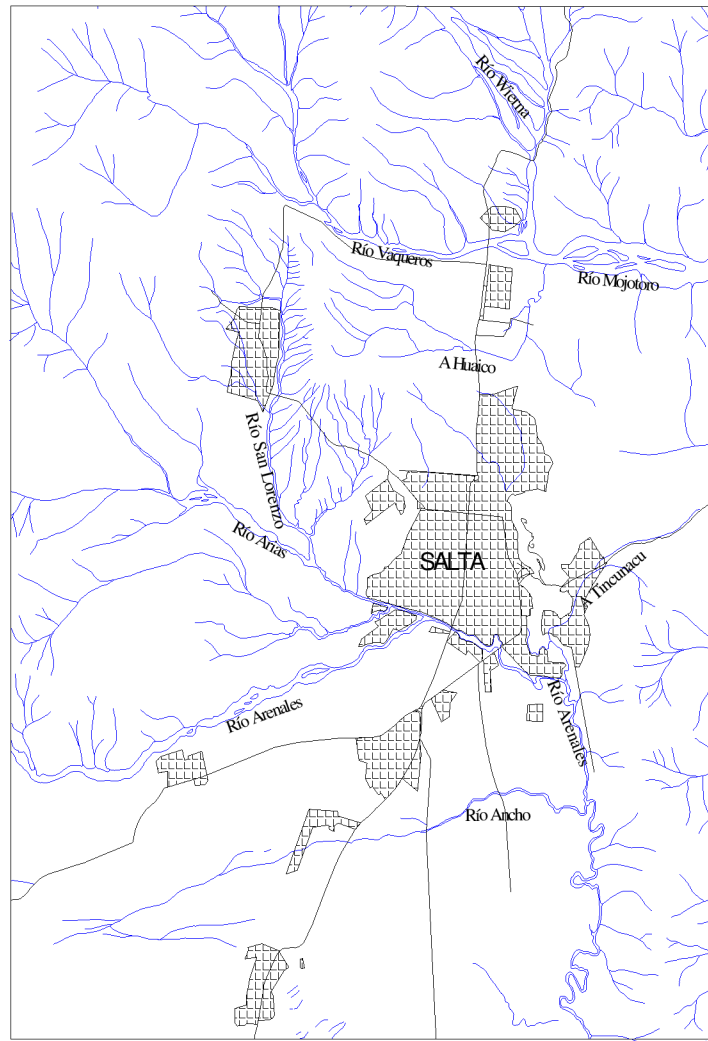


Figura 5.10: Red hidrográfica del sector Norte del Valle de Lerma (Marcuzzi et al., 1996).

Cuenca del río Mojotoro:

El río Mojotoro nace en el Cordón de Lesser, a una altitud de 3500 m snm, aproximadamente, en la confluencia de los ríos Caldera y Vaqueros, al Norte de la ciudad de Salta. El río atraviesa la sierra homónima con dirección Oeste-Este para unirse al río Lavayen, en el valle de Siancas. En la estación El Angosto (código 0625), el río Mojotoro tiene un caudal medio anual de 15.2 m³/s (período 1942/43-1985/86), lo que representa un caudal específico de 17.9 l/s/km² (SSRH, 2011). Las crecidas se producen entre los meses de enero y marzo, debido a la estacionalidad de las lluvias. La Figura 5.11 muestra el hidrograma medio anual esta sección.

Los ríos de esta cuenca presentan abundantes caudales y constituyen un sistema hidrográfico bien desarrollado, con predominio de procesos de sedimentación sobre procesos de erosión.

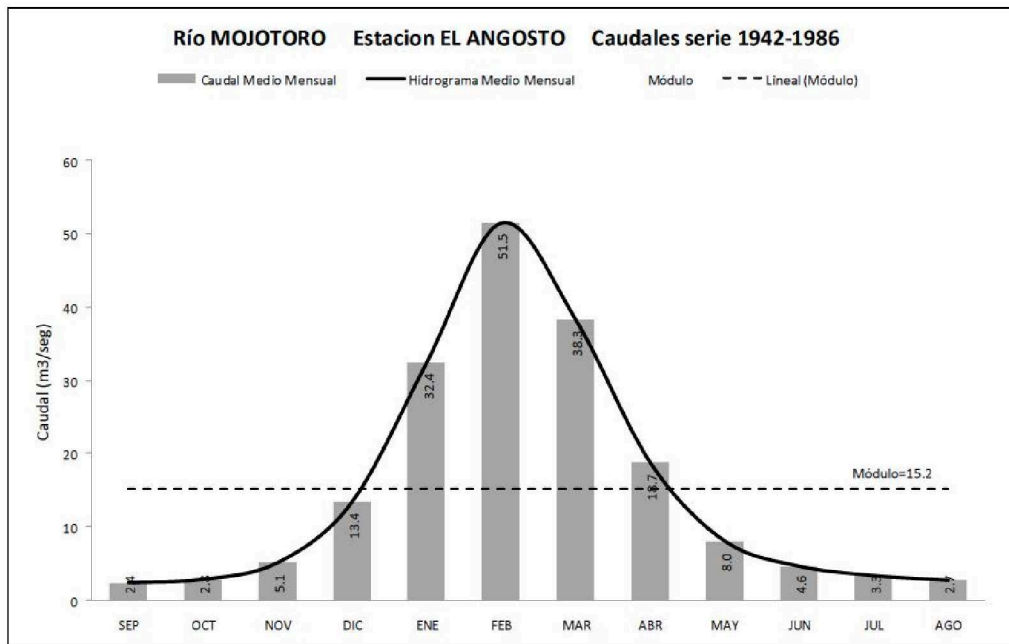


Figura 5.11: Hidrograma medio anual del río Mojotoro en El Angosto (SSRH, 2011).

Cuenca del río Juramento - Salado:

Los principales cursos de esta cuenca que confluyen en el sector Norte del Valle de Lerma son los ríos Arias y Arenales.

El río Arias tiene sus nacientes en las Sierras de Lesser y toma su nombre a partir de la confluencia de los ríos Peñalva y San Lorenzo, en el sector Suroeste de las Lomas de Medeiros. El régimen hidrológico es temporario, con crecientes en periodos estivales.

El río Arenales nace con rumbo Norte-Sur entre los altos de Salamanca y el cordón de Lesser. En la estación de aforo Potrero de Díaz (código 0601), antes de ingresar al valle, el río Arenales tiene un caudal medio anual de 6.99 m³/s (período 1944/45-1966/67), lo que representa un caudal específico de 30.4 l/s/km² (SSRH, 2011). La Figura 5.12 muestra el hidrograma medio anual en esta sección. Al ingresar al valle cambia abruptamente de dirección y lo atraviesa en forma transversal hasta alcanzar su límite Este, donde cambia nuevamente de dirección, adaptándose a la disposición submeridiana del borde de las serranías. En su tramo medio, al Sur de la ciudad, recibe al río Arias y a pocos kilómetros al Norte de su desembocadura en el embalse Cabra Corral se le une desde el Oeste el río Rosario, su principal afluente.

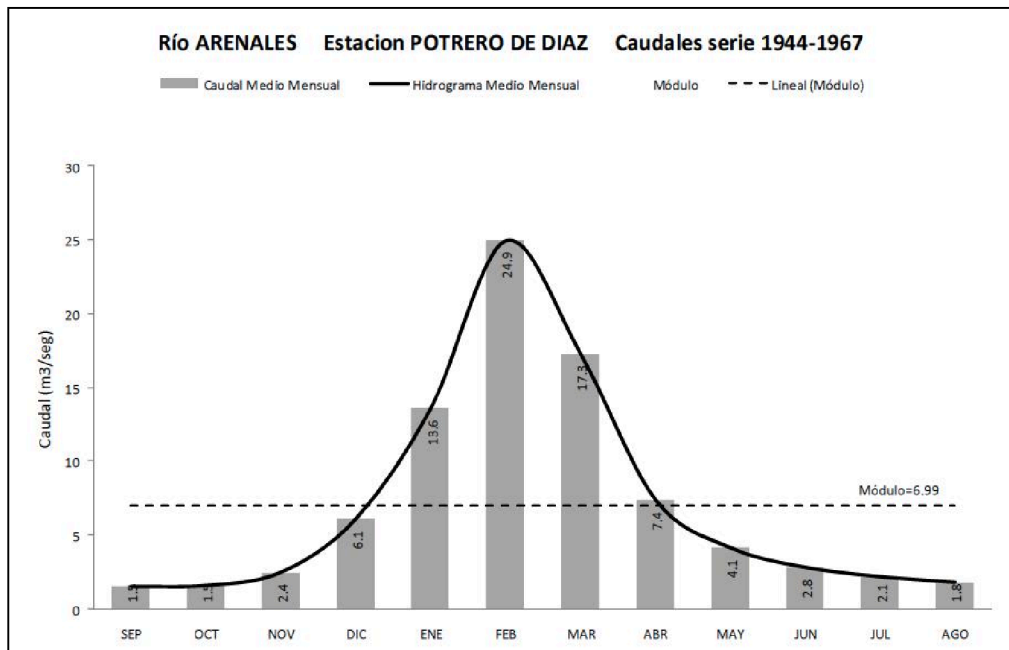


Figura 5.12: Hidrograma medio anual del río Arenales en Potrero de Díaz (SSRH, 2011).

Estos ríos presentan amplios abanicos aluviales, beneficiando una extensa zona del valle con depósitos de gravas, arenas, limos y arcilla, que es aprovechada para explotación agrícola-ganadera y para extracción de arcillas.

5.4 Evolución histórica de las urbanizaciones en el NOA

La historia de urbanización del NOA comenzó a partir de la conquista española y el desplazamiento de los pueblos originarios, ya que a mediados del siglo XVI comenzaron a fundarse ciudades en la región, en el camino entre el Alto Perú y el Río de la Plata. La ciudad de Salta, por ejemplo, fue fundada en 1582 por el español Hernando de Lerma.

A fin de organizar las ciudades, los fundadores establecieron las dimensiones de las primeras subdivisiones de la tierra urbana; por un lado la del espacio público de las calles y plazas y por otro, la del espacio privado. En los inicios, las manzanas tenían 120 m de lado y se subdividían en cuatro parcelas, con una superficie aproximada de 3600m². Generalmente, se establecían dos solares para el obispado, una manzana para la plaza principal y 120 solares que eran entregados a los acompañantes de la fundación de las ciudades. Esta manera de distribución fue el germen de la trama urbana de las principales ciudades del NOA.

En los inicios, la trama urbana de estas ciudades no era extensa y gran parte de territorio lindante a la misma era utilizado para actividades agrícolas. En la trama urbana, las viviendas originarias poseían importantes "*espacios libres interiores*": los patios, el verde y la huerta al terminar el lote, en algunos casos con acceso desde la otra calle. En

otros casos, el espacio libre se concentraba en el centro de la manzana y entre las viviendas los límites eran demarcados por muros bajos. En un principio, en el espacio público de la calle, la vereda no existía y recién en el siglo XVIII comenzaron a aparecer pequeñas sendas de lajas que facilitaban la circulación peatonal.

Durante la época colonial, las ciudades prosperaron rápidamente pues eran abastecedoras de materias primas para Potosí.

A partir de 1890, con la llegada del ferrocarril y la radicación de una numerosa cantidad de inmigrantes europeos, la economía local adquirió nuevo vigor. A fines del siglo XIX se instaló una gran cantidad de comercios, como tiendas, cafés, pulperías y boticas, pero las características del uso del espacio subsistieron.

A principios del siglo XX se produjo un auge del desarrollo urbano y se destacaron tres aspectos relacionados a la subdivisión de la tierra:

a) Las casas fueron subdivididas en cuartos que se heredaban, lo que explica el aumento de propietarios y no de edificaciones.

b) Comenzaron a surgir los primeros adoquinados de piedra y su uso en los sectores principales de la ciudad.

c) Se remarcaron y definieron correctamente las veredas enlajadas, y pasaron a ser de 1.30 m para calles de 10 m de ancho (12 varas) y de 2.00 m para las calles de 15m de ancho (18 varas).

Desde mediados del siglo XX, las principales ciudades experimentaron un acelerado crecimiento demográfico. La ciudad de Salta pasó de 115.000 habitantes en 1960 a más de 500.000 en la actualidad. Debido a la falta de planificación del desarrollo urbano, comenzó a producirse un crecimiento desordenado.

Desde fines del siglo XX y hasta la actualidad, se observa un cambio marcado en las características edilicias en los sectores céntricos de las principales ciudades, caracterizado por la construcción de edificios en altura y un aumento significativo de la impermeabilidad. También se observa un crecimiento de la trama urbana en las periferias de las ciudades, llegando en algunos casos a conectarse con otras localidades vecinas que 20 años atrás se encontraban desconectadas.

La evolución urbana se tornó definitivamente más rápida que la planificación. Esto trajo como consecuencia directa una disminución de la calidad de los servicios básicos. Existen sectores que no cuentan con servicios de agua potable, cloacas o desagües pluviales y, en consecuencia, están expuestos a riesgos sanitarios y de anegamientos pluviales.

La falta de planificación e inversión en obras sanitarias produjo un deterioro de la calidad del agua subterránea y de los cursos superficiales receptores, los cuales son permanentemente contaminados con efluentes cloacales sin tratamiento, puesto que las plantas depuradoras no poseen capacidad suficiente para la población actual. López (2010) evaluó los efectos de la urbanización creciente y descontrolada de la zona Norte de la ciudad de Salta y del municipio de Vaqueros sobre la calidad físico-química y microbiológica del agua subterránea. Las variables seleccionadas para ello fueron la presencia de microorganismos patógenos (bacterias coliformes) y la concentración de nitratos, que se considera el contaminante más común en el agua subterránea. La autora concluyó que existe una relación entre el aumento de la población y el incremento de la concentración de nitratos, debido a que la fuente principal de la contaminación son los pozos sépticos. Por lo tanto, planteó la necesidad de implementar una ampliación de los sistemas de alcantarillado sanitario y de las plantas de tratamiento, y que es imperativo realizar una planificación del uso del suelo, que oriente el crecimiento urbano.

Los cursos de agua receptores también se ven afectados por un aumento del caudal generado por el proceso de urbanización, lo que produce cambios morfológicos de los mismos y hasta incluso la destrucción de viviendas ribereñas por migración de las márgenes. En consecuencia, resulta necesario incorporar prontamente prácticas de mejor manejo para la gestión del agua pluvial, puesto que de no hacerlo, la problemática se agravará en los próximos años.

5.5 La cuenca experimental Caseros

5.5.1. Principales características de la cuenca

La cuenca se ubica en la zona Centro de la ciudad de Salta, a seis cuadras de la Plaza 9 de Julio, la principal de la ciudad.

La cuenca tiene una superficie de 188.8 ha, una pendiente media de 1.04 % y una impermeabilidad alta, del 75.2 %, con características de zona residencial de alta densidad poblacional y comercial. Está limitada al Norte por la Calle - Canal de la Av. Entre Ríos, al Sur por la Calle Alvarado, al Este por la Calle - Canal Alvear y al Oeste por el Canal Oeste (Figuras 5.13 y 5.14).

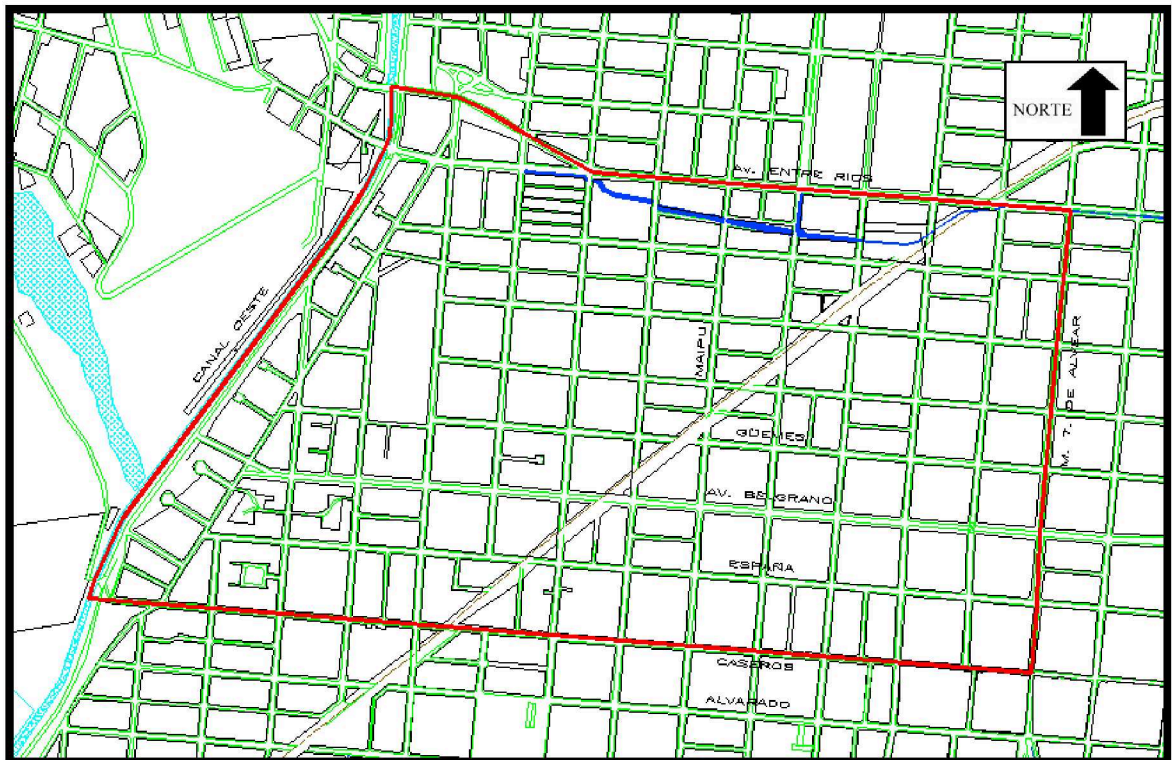


Figura 5.13: Límites de la cuenca experimental Caseros.

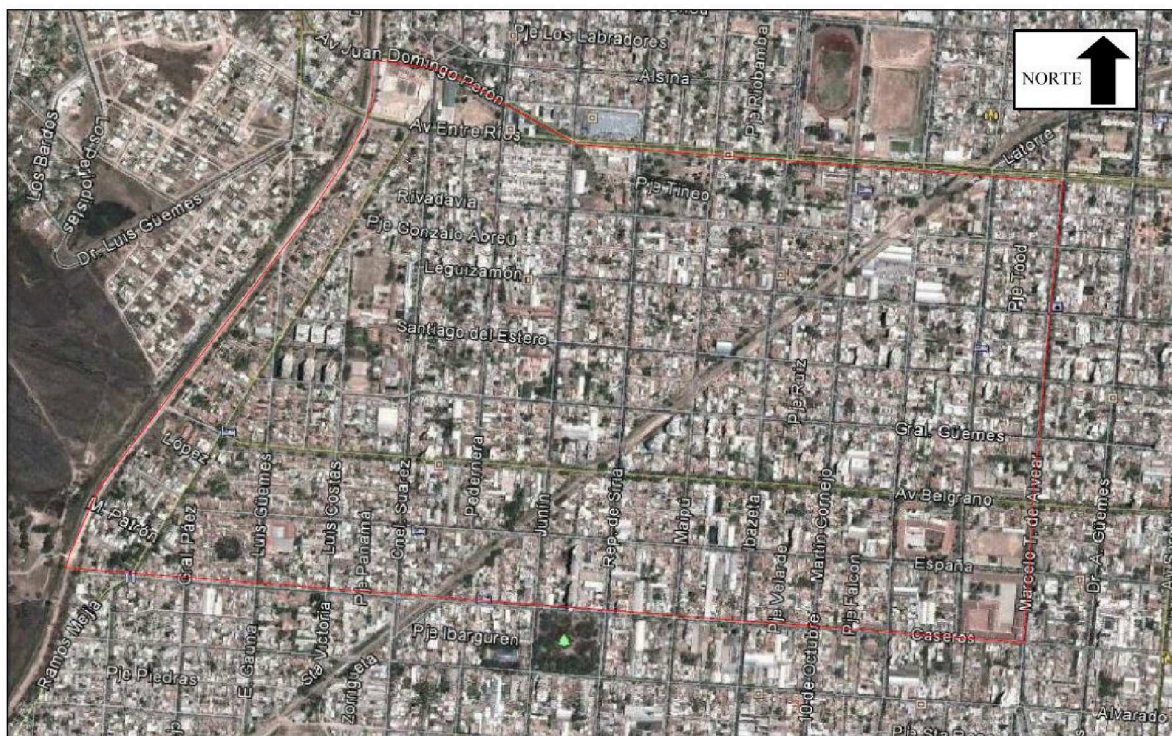


Figura 5.14: Foto aérea de la cuenca experimental Caseros.

El drenaje pluvial tiene un sentido general de escurrimiento Oeste - Este. La cuenca es dividida en dos sectores de diferentes características por el terraplén del ferrocarril Gral. Manuel Belgrano. El sector Oeste tiene una superficie de 95 ha y una pendiente superficial

que varía entre el 2.5% y el 1%, mientras que el sector Este tiene una superficie de 94 ha y una pendiente que oscila entre el 1% y el 0.3%.

En el extremo Este de la cuenca, el escurrimiento es colectado por el canal Esteco, que tiene un sentido de escurrimiento Norte-Sur y una traza coincidente con la calle Alvear. Este canal está entubado en el tramo comprendido entre las calles Entre Ríos y Alvarado y es a cielo abierto al Sur de esta última. La Figura 5.15 muestra una vista del canal Esteco en su intersección con la calle Alvarado.

El drenaje de la cuenca es superficial, a través de cordones cuneta, canales y badenes. Sobre la calle Alvear (límite Este), el agua pluvial es captada por bocas de tormenta y volcada al canal Esteco.



Figura 5.15: Canal Esteco en calle Alvarado. Vista hacia el Norte.

Dadas las altas impermeabilidades y pendientes superficiales del sector Oeste de la cuenca, los caudales generados allí son significativos. Debido a que los canales de cruce a través del terraplén del ferrocarril tienen una insuficiente capacidad de conducción, se producen frecuentes anegamientos inmediatamente aguas arriba del mismo, con tirantes de agua de hasta 0.8 m sobre calzada (Figura 5.16).

Las descargas hacia el Este se producen a través de 3 canales de 0.5 m de ancho de fondo, ubicados uno en la calle Caseros, otro en la Calle España (Figura 5.17) y el tercero sobre calle Belgrano. En la Calle Maipú intersección con Güemes, el cruce se produce a través de 2 caños de 0.6 m de diámetro.



Figura 5.16: Anegamiento de calle Caseros en intersección con el terraplén del ferrocarril.



Figura 5.17: Canal de cruce pluvial bajo ferrocarril sobre calle España.

La detención de agua producida por el terraplén del ferrocarril ocasiona un amortiguamiento de los hidrogramas de crecida del sector Oeste.

A pesar de este amortiguamiento, también en la zona Sureste de la cuenca se producen frecuentes anegamientos. En esta zona, la parte más afectada se ubica sobre el canal Esteco, entre las calles Caseros y Belgrano, con tirantes de agua sobre la calzada de hasta 0.5 m y velocidades de flujo superiores a los 1.5 m/s, generando daños tanto en viviendas particulares como en comercios. La Figura 5.18 muestra dos vistas, con y sin anegamiento pluvial, de la reja de contención del Colegio Salesiano, ubicado en la intersección de las calles Caseros y Esteco. Estos anegamientos causan serios inconvenientes en la circulación de vehículos y personas. Las calles anegadas son arterias

principales que conducen el tránsito vehicular y peatonal directamente al centro de la ciudad.



(a)

(b)

Figura 5.18: a) Anegamiento originado por la tormenta del 24/12/06. b) El mismo lugar sin anegamiento.

Dada la alta frecuencia de los anegamientos pluviales de la zona, muchas viviendas han incorporado compuertas manuales en sus accesos (Figura 5.19).



Figura 5.19: Vista de una compuerta manual implementada en un acceso a vivienda.

En esta zona existen bocas de tormenta sobre calzada transversales a la calle y bocas combinadas (cuneta y cordón) en las intersecciones de las calles Caseros y Alvear (Figura 5.20), España y Alvear y Belgrano y Alvear (Figura 5.21).



(a)



(b)

Figura 5.20: Boca de tormenta existente en la intersección de las calles Caseros y Alvear.
a) Vista de la boca inundada. b) Vista de la boca parcialmente obstruida con basura.



Figura 5.21: Boca de tormenta existente en la intersección de las calles Belgrano y Alvear.

5.5.2 Implementación y operación de la cuenca

Se recopilaron y analizaron estudios y proyectos antecedentes de la ciudad de Salta, incluyendo información de cotas de calzada, espacios verdes, cuencas urbanas, zonificación según Código de Planeamiento, canales existentes, red vial principal y secundaria y curvas de nivel (fuente: Municipalidad de Salta y Aguas de Salta S.A.).

Se realizaron diversas recorridas de la cuenca experimental, durante lluvias y luego de las mismas, a efectos de observar “in situ” la dinámica hídrica superficial y los efectos producidos por el agua pluvial en las calles colectoras, particularmente en las obras de captación y zonas anegables. Durante estas recorridas se tomaron fotografías y videos que permitieron documentar en detalle el comportamiento de la cuenca durante los eventos pluviales.

Se realizó un relevamiento planialtimétrico de cotas de calzada, cunetas, conductos/canales principales y perfiles transversales de las calles colectoras entre líneas de edificación. En las intersecciones de calles, se nivelaron las cotas de calzada y las cotas de cordón de los cuatro vértices que conforman las mismas. Para realizar el relevamiento, se utilizó una estación total Gts-213 Topcom. También se nivelaron puntos fijos en la cuenca para complementar los puntos disponibles, de forma de contar con una red de puntos georreferenciada en toda la cuenca experimental.

Se recopiló y analizó información pluviográfica de la estación meteorológica del Aeropuerto Internacional “Gral. Martín Miguel de Güemes”, situado en la zona denominada El Aybal. A partir de estos datos, se obtuvieron las alturas incrementales de

lluvia en intervalos de 10 minutos, correspondientes a tormentas registradas durante el período 2007 - 2008.

Se relevaron los rastros de los niveles máximos de crecidas pluviales ocurridas en el período mencionado, por medio de la medición de la altura de los mismos sobre el nivel de vereda (Figuras 5.22 y 5.23).



Figura 5.22: Medición del rastro del nivel máximo de una crecida sobre una pared, con una altura sobre la vereda de aproximadamente de 0.50 m.



Figura 5.23: Rastro de una crecida sobre el frente de un local comercial.

Se implementó y operó una estación de aforos en el canal Esteco en su intersección con calle Alvarado. Se seleccionó esta sección debido a que allí el canal es a cielo abierto y

cuenta con un puente que permite la ejecución de aforos líquidos (Figura 5.24). En esta sección, se instaló una escala limnimétrica de chapa galvanizada, con la que se midieron alturas hidrométricas en función del tiempo durante las crecidas.



Figura 5.24: Ejecución de un aforo líquido en la sección de control.

Se realizó un relevamiento de la sección transversal del canal con nivel óptico. La sección es de forma trapezoidal, como se muestra en la Figura 5.25.

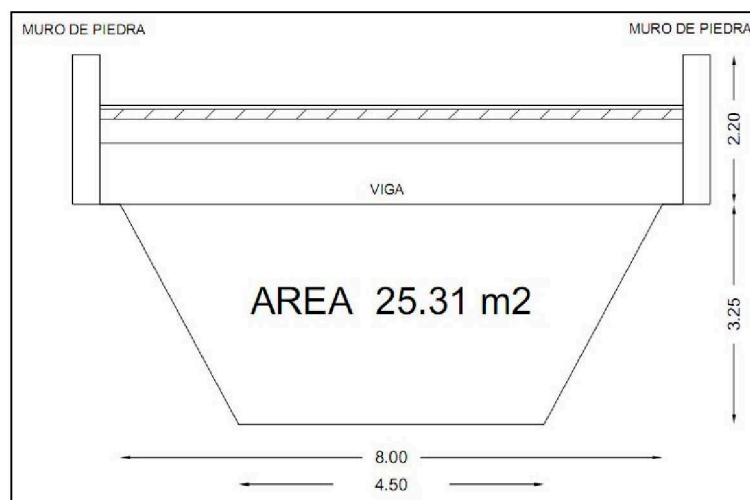


Figura 5.25: Sección transversal del canal Esteco en la estación de aforo.

Se ejecutaron aforos líquidos en la sección de control durante el período mencionado. Las velocidades de flujo se midieron con un velocímetro FP201 Global Flow Probe (Figura 5.26).



Figura 5.26: Vistas del cabezal y hélice del velocímetro utilizado.

Para cada aforo, se midieron las velocidades del flujo en 3 verticales y se calcularon los caudales por el método de la sección media (OMM, 1994). Con la información de alturas hidrométricas y caudales, se determinó la curva de descarga de la sección de control y los hidrogramas de cada crecida.

Los parámetros de los eventos precipitación-escorrentía observados se muestran en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Parámetros de los eventos precipitación-escorrentía observados.

Evento	t_r [min]	P [mm]	t_p [min]	$Q_{máx}$ [m ³ /s]	C
29/10/2007	140	113.5	60	35.9	0.91
27/01/2008	110	70	30	24.5	0.87
07/02/2008	170	86	100	46.4	0.89
19/02/2008	120	57	60	27.4	0.85
22/03/2008	60	24	40	13.4	0.75
MÍN	60	24	30	13.4	0.75
MÁX	170	113.5	100	46.4	0.91
PROM	120	70.1	58	29.5	0.85
DESV	41	33.3	27	12.4	0.06

Donde t_r es la duración de la lluvia, P es la altura de lluvia total del evento, t_p es el tiempo al caudal máximo o pico, $Q_{máx}$ es el caudal máximo y C es el coeficiente de escorrentía, calculado como cociente entre la escorrentía y la precipitación total del evento.

Las Figuras 5.27 a 5.31 muestran los eventos precipitación-escorrentía observados.

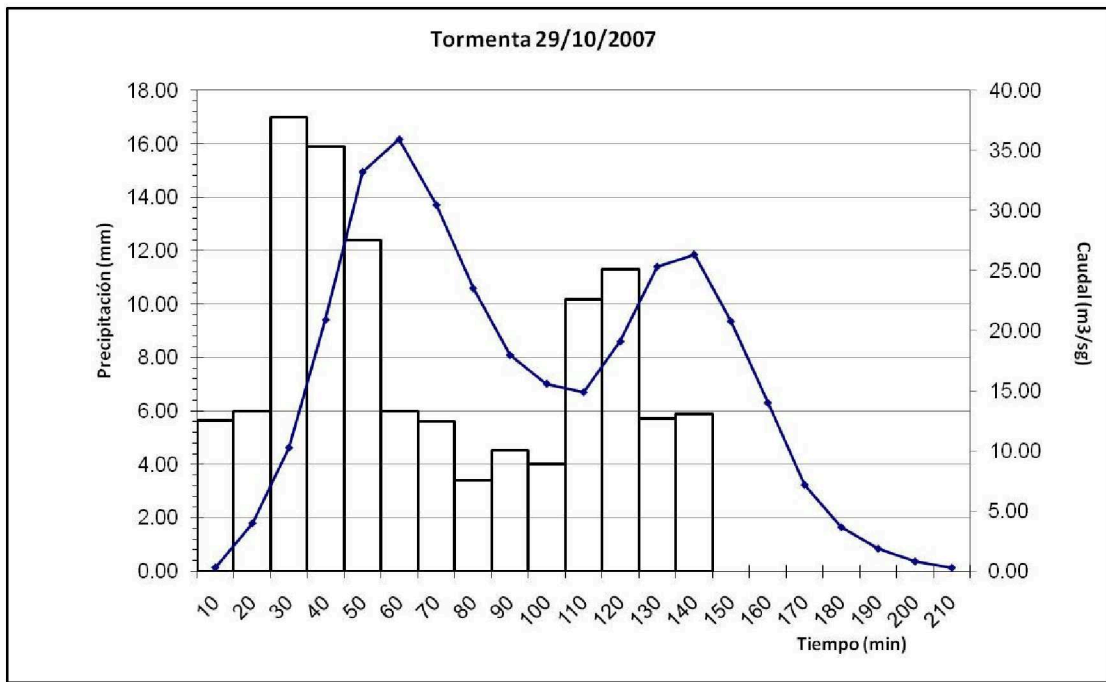


Figura 5.27: Evento precipitación-escorrentía del 29/10/2007.

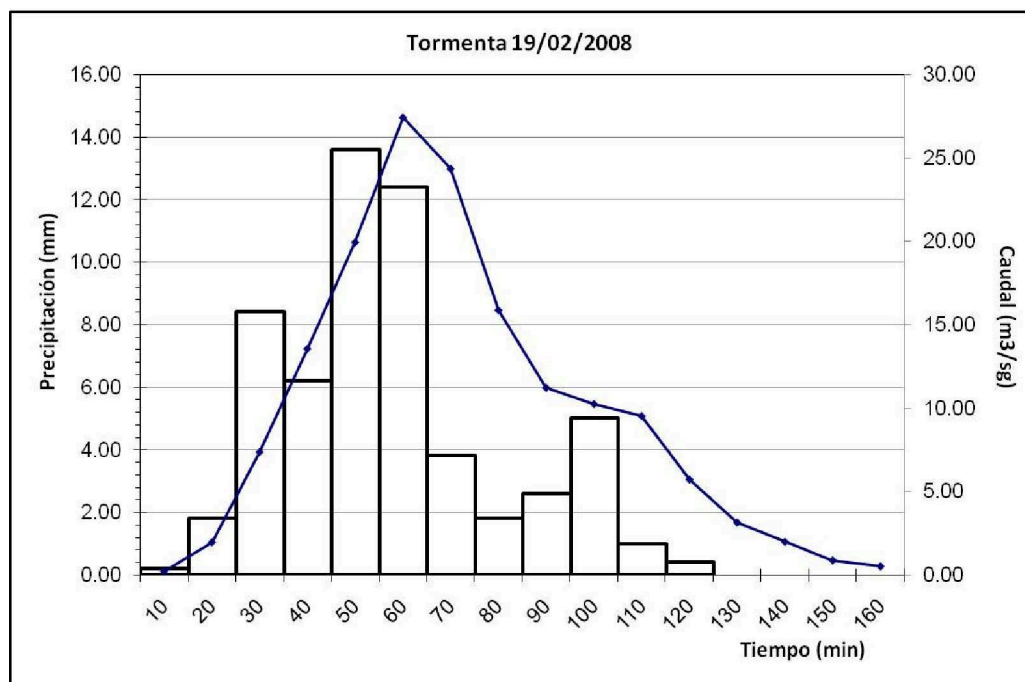


Figura 5.28: Evento precipitación-escorrentía del 27/01/2008.

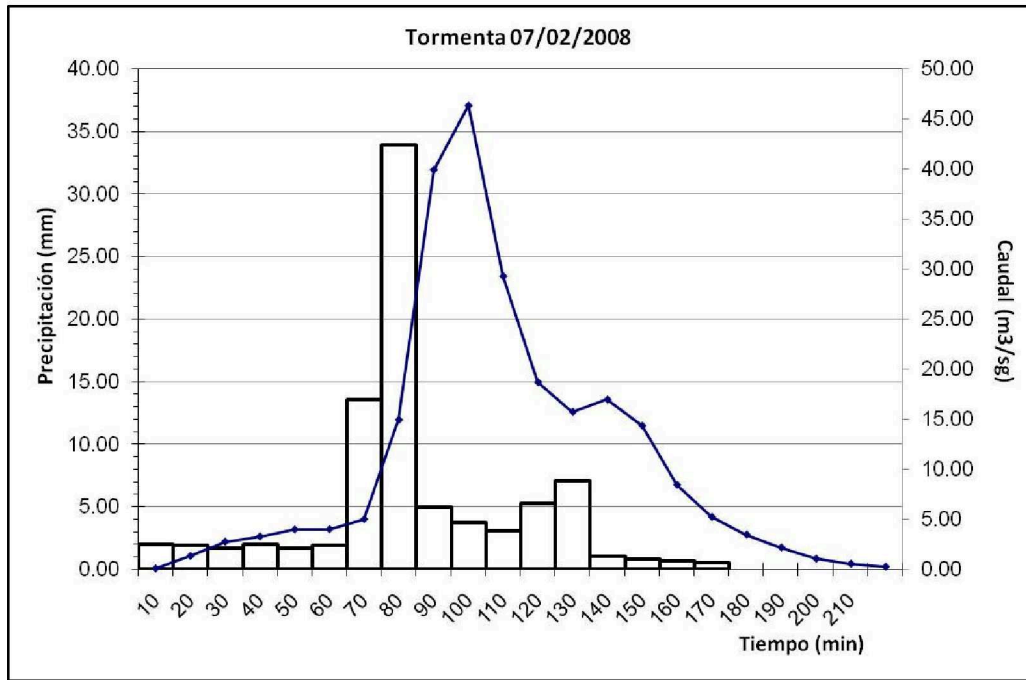


Figura 5.29: Evento precipitación-escorrentía del 07/02/2008.

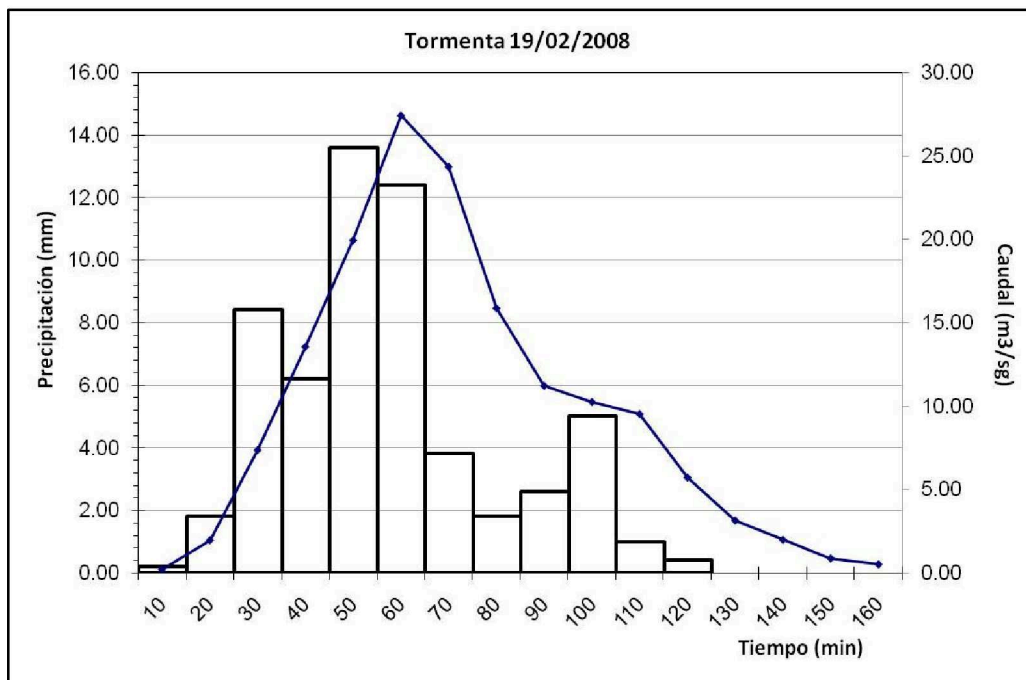


Figura 5.30: Evento precipitación-escorrentía del 19/02/2008.

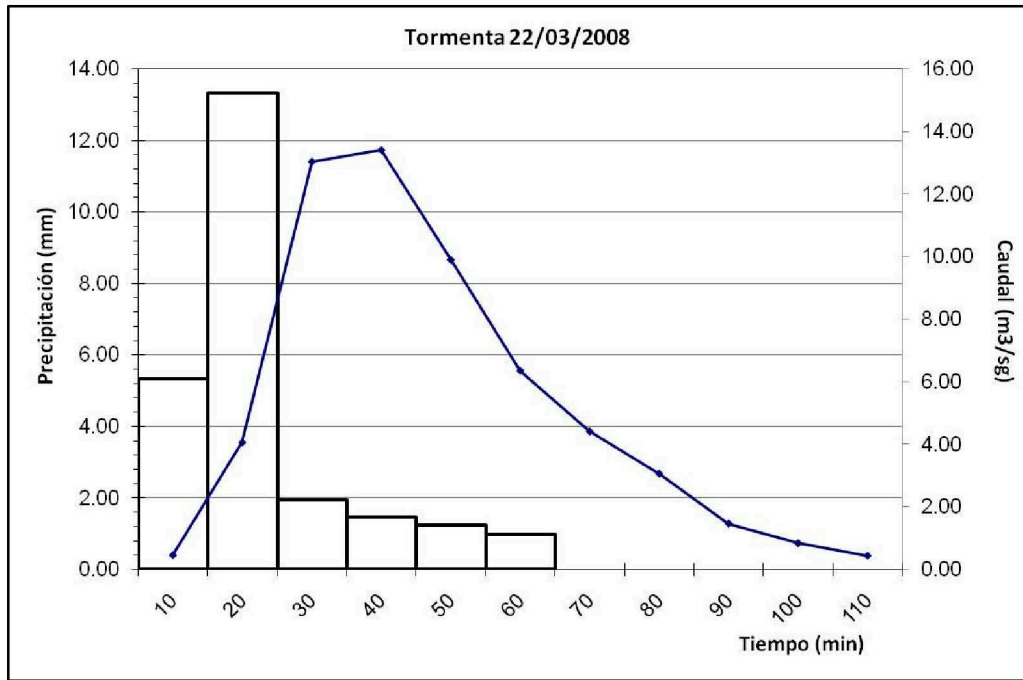


Figura 5.31: Evento precipitación-escorrentía del 22/03/2008.

Capítulo 6: Implementación y calibración del modelo SWMM

6.1 Implementación del modelo a la cuenca experimental

6.1.1 Desagregación de la cuenca

A partir de la información planialtimétrica relevada, del análisis de imágenes satelitales Google Earth georreferenciadas y de observaciones del flujo superficial durante lluvias, se elaboró un mapa base de la cuenca experimental en soporte digital, con las siguientes capas temáticas: manzanero o damero, cotas de calzada y dinámica hídrica superficial.

Con el objeto de representar adecuadamente la distribución espacial de los parámetros físicos y de los procesos hidrológicos dentro de la cuenca, se desagregó la misma en subcuencas de características uniformes. Para ello, se identificaron las calles colectoras de escurrimiento y sobre éstas, se seleccionaron secciones de control de interés, teniendo en cuenta las restricciones físicas existentes al escurrimiento, como el terraplén del ferrocarril Gral. Manuel Belgrano, así como las descargas de las calles colectoras en el canal Esteco. Se delimitaron las subcuencas de aporte las secciones de control, resultando una desagregación compuesta de 14 subcuencas (S1 a S14) (Figura 6.1).

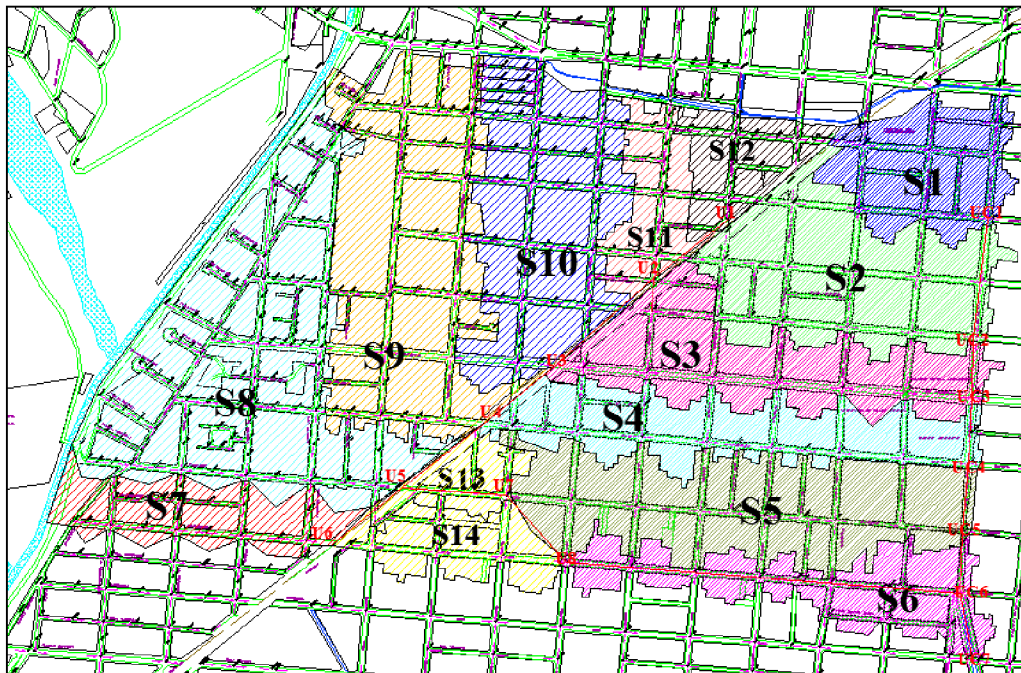


Figura 6.1: Desagregación de la cuenca experimental.

6.1.2 Esquema topológico y parámetros físicos

En base a la desagregación adoptada, se elaboró el esquema topológico para la aplicación del modelo SWMM (Figura 6.2). En el esquema, los caracteres S# y U# denotan una subcuenca y una unión, respectivamente.

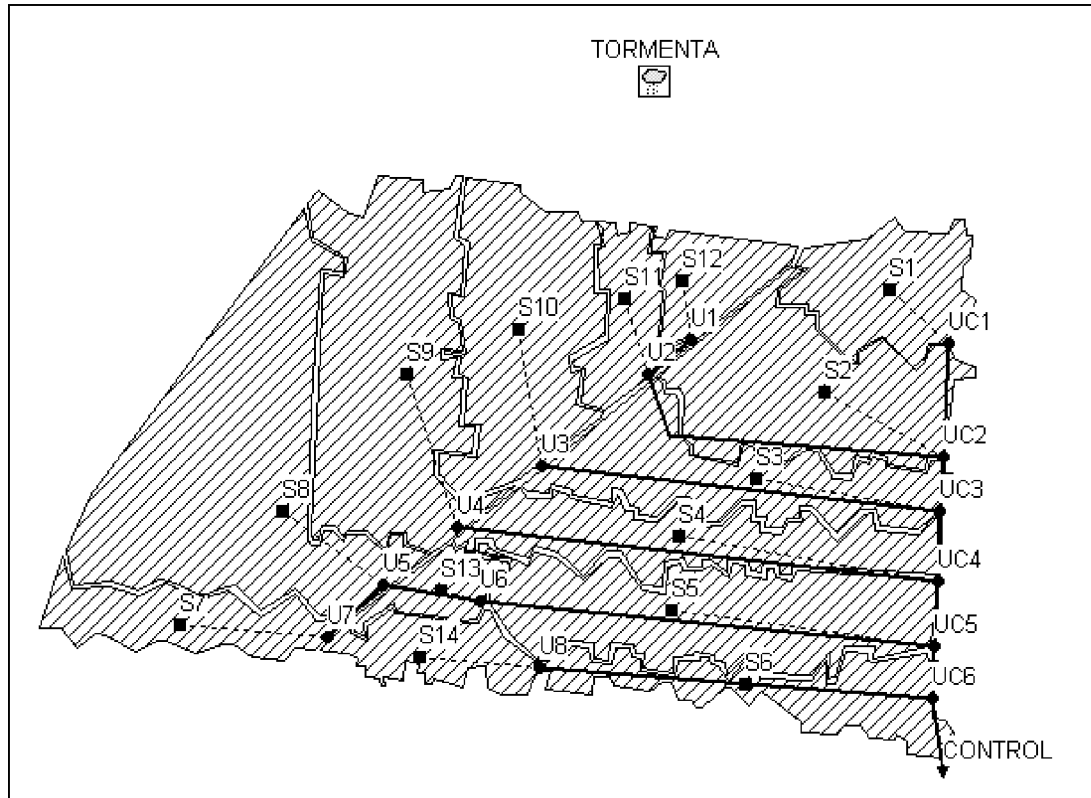


Figura 6.2: Esquema topológico para la aplicación del modelo.

A partir de los relevamientos de campo y del mapa base, se determinaron los valores de los parámetros físicos requeridos para la implementación del modelo. Las Tablas 6.1, 6.2 y 6.3 muestran los valores obtenidos para las subcuencas, los nodos y los tramos de canal/conducto, respectivamente.

Tabla 6.1: Datos geométricos y de cobertura de subcuencas.

Subcuenca	As [ha]	Ls [m]	W [m]	Ss [%]	Imp [%]
S1	9.4	497.5	188.9	1.0	76.0
S2	17.6	762.6	230.8	0.7	77.0
S3	14.7	925.5	158.8	0.3	73.9
S4	12.8	1071.0	119.5	0.3	74.8
S5	19.9	990.8	200.9	0.3	77.5
S6	10.3	1005.4	102.5	0.3	80.0
S7	7.9	565.4	139.7	1.9	73.3

Subcuenca	As [ha]	Ls [m]	W [m]	Ss [%]	Imp [%]
S8	32.1	1180.0	272.0	2.1	72.0
S9	24.9	1035.3	240.5	1.4	75.5
S10	18.9	820.0	230.5	1.1	78.2
S11	5.7	433.7	131.4	1.5	80.0
S12	5.4	327.0	165.1	1.0	77.0
S13	3.5	223.3	156.8	0.3	61.1
S14	5.7	470.9	121.0	0.4	68.5
MÍN	3.5	223.3	102.5	0.3	61.1
MÁX	32.1	1180.0	272.0	2.1	80.0
PROM	13.5	883.5	200.3	1.0	75.2
DESV	8.4	311.1	52.5	0.6	5.0

Donde As es el área, Ls es la longitud del flujo superficial, W es el ancho hidráulico, Ss es la pendiente media e Imp es la impermeabilidad de la subcuenca. El ancho hidráulico se calculó como cociente entre el área de la subcuenca y la longitud del flujo superficial (4.5). La impermeabilidad de cada subcuenca se determinó en base a un análisis de imágenes satelitales de alta resolución, recorridas de campo y mensuras de viviendas tipo por subcuenca. Las superficies de las calles se determinaron en base a datos de campo obtenidos con GPS geodésico de doble frecuencia.

Tabla 6.2: Cotas superficial y de fondo de nodos.

Nodo	CS [m snm]	CF [m snm]
UC1	1174.63	1170.48
UC2	1172.05	1167.90
UC3	1171.03	1166.88
UC4	1170.35	1166.20
UC5	1169.94	1165.79
UC6	1169.32	1165.17
CONTROL	1169.25	1165.10
U1	1181.67	1181.67
U2	1178.93	1178.93
U3	1178.96	1178.96
U4	1178.41	1178.41
U5	1178.58	1178.58
U6	1177.27	1177.27
U7	1179.36	1179.36
U8	1177.03	1177.03

Donde CS y CF son las cotas superficial y de fondo del nodo, respectivamente.

Tabla 6.3: Datos geométricos de tramos de canal/conducto.

Canal/ Conducto	L [m]	Sección	B [m]	Hmáx [m]	Observaciones
UC1-UC2	257.0	Trapezoidal	4.50	4.15	Canal Esteco
UC2-UC3	132.0	Trapezoidal	4.50	4.15	Canal Esteco
UC3-UC4	141.0	Trapezoidal	4.50	4.15	Canal Esteco
UC4-UC5	144.0	Trapezoidal	4.50	4.15	Canal Esteco
UC5-UC6	131.0	Trapezoidal	4.50	4.15	Canal Esteco
UC6-UC7	144.0	Trapezoidal	4.50	4.15	Canal Esteco
U1-U2	199.0	Rectangular	8.00	0.50	Cuneta Ferrocarril
U2-UC2	773.0	Rectangular	15.00	0.30	Sección Calle Güemes
U3-UC3	902.0	Rectangular	25.00	0.30	Calle Belgrano
U4-UC4	1047.0	Rectangular	15.00	0.30	Calle España
U7-U5	192.0	Rectangular	8.00	0.50	Cuneta Ferrocarril
U5-U6	226.0	Rectangular	15.00	0.30	Calle Caseros
U6-UC5	985.8	Rectangular	15.00	0.30	Calle Caseros
U8-UC6	854.0	Rectangular	15.00	0.30	Calle Alvarado

Donde L es la longitud, B es el ancho de fondo y Hmáx es la profundidad máxima del canal o conducto.

6.2 Calibración y verificación del modelo

Se realizó la calibración y verificación de los parámetros de procesos del modelo en base a 5 eventos precipitación-escorrentía observados (Tabla 5.1). De éstos, los eventos 29/10/2007, 27/01/2008 y 22/03/2008 se utilizaron para la calibración y los eventos 07/02/2008 y 19/02/2008, para la verificación de los parámetros.

Los parámetros de procesos calibrados fueron los coeficientes de rugosidad para flujo superficial y para flujo en canal/conducto. Para cada evento, se calibraron estos parámetros en forma concentrada por un procedimiento de prueba y error, hasta obtener la mejor correspondencia del hidrograma simulado con el observado.

Se adoptó un intervalo de tiempo computacional de 5 minutos para los cálculos hidrológicos, en función de los tiempos de retardo de las subcuencas. También se adoptó un intervalo de tiempo de 10 segundos para la propagación hidrodinámica del flujo, en función de la celeridad de la onda y de la longitud de los tramos de canal/conducto. A fin de analizar los resultados se adoptó un intervalo de tiempo de salida de 10 minutos.

Con el objeto de auxiliar la calibración, para cada hidrograma simulado se calculó el coeficiente de eficiencia (Nash and Sutcliffe, 1970) (6.1), el error estándar (6.2) y los errores relativos del caudal máximo (6.3) y de la escorrentía (6.4):

$$E_f = 1 - \frac{\sum_{t=1}^n (Q_t^o - Q_t^c)^2}{\sum_{t=1}^n (Q_t^o - \overline{Q^o})^2} \quad (6.1)$$

$$E_e = \sqrt{\frac{\sum_{t=1}^n (Q_t^o - Q_t^c)^2}{n}} \quad (6.2)$$

$$E_{rQ_{\text{máx}}} = \frac{Q_{\text{máx}}^c - Q_{\text{máx}}^o}{Q_{\text{máx}}^o} 100 \quad (6.3)$$

$$E_{rEsc} = \frac{Esc^c - Esc^o}{Esc^o} 100 \quad (6.4)$$

Donde E_f es el coeficiente de eficiencia, E_e es el error estándar de estimación, $E_{rQ_{\text{máx}}}$ es el error relativo del caudal máximo, E_{rEsc} es el error relativo de la escorrentía, Q_t^o y Q_t^c son los caudales observado y calculado al tiempo t , $\overline{Q^o}$ es el caudal observado medio, n es el número total de observaciones, $Q_{\text{máx}}^o$ y $Q_{\text{máx}}^c$ son los caudales máximos observado y calculado y Esc^o y Esc^c son las escorrentías observada y calculada.

Un hidrograma simulado representa adecuadamente al observado cuando E_f se aproxima a la unidad y E_e es suficientemente pequeño respecto al caudal medio observado.

Siguiendo un criterio propuesto por Alley (1986), se consideraron aceptables los resultados del modelo cuando los errores relativos en valor absoluto del caudal máximo y de la escorrentía eran simultáneamente inferiores a 20%.

Para los eventos 29/10/2007, 27/01/2008 y 22/03/2008, se adoptaron los parámetros de calibración que maximizaron E_f y verificaron los errores relativos previamente mencionados. La calibración obtenida resultó satisfactoria, con valores de E_f comprendidos entre 0.61 y 0.99.

Para verificar el desempeño del modelo, se calcularon los valores medios entre eventos de los parámetros de calibración y se aplicaron dichos valores a los eventos 07/02/2008 y 19/02/2008. Los valores de los parámetros y los estadísticos obtenidos se

muestran en las Tablas 6.4 y 6.5, respectivamente. Además, para la parte permeable de las subcuencas se adoptó un valor de CN = 83, en base a las características de los suelos de la cuenca.

Tabla 6.4: Parámetros de calibración obtenidos.

Evento	N suelo impermeable	N suelo permeable	n cunetas de tierra	n cunetas concreto	n conductos concreto
29/10/2007	0.011	0.112	0.022	0.012	0.018
27/01/2008	0.011	0.100	0.019	0.011	0.018
22/03/2008	0.011	0.100	0.018	0.010	0.018
MÍN	0.011	0.100	0.018	0.010	0.018
MÁX	0.011	0.112	0.022	0.012	0.018
PROM	0.011	0.104	0.020	0.011	0.018
DESV	0.000	0.007	0.002	0.001	0.000

Tabla 6.5: Estadísticos de calibración y verificación obtenidos.

Evento	E_f	E_e [m3/s]	$E_{rQmáx}$ [%]	E_{rEsc} [%]
29/10/2007 (c)	0.89	3.6	-11.7	-2.5
27/01/2008 (c)	0.82	3.6	-19.7	0.0
22/03/2008 (c)	0.61	2.9	-19.9	1.7
07/02/2008 (v)	0.95	3.0	-12.4	0.2
19/02/2008 (v)	0.84	3.4	-13.3	-0.8
MÍN	0.61	2.9	-19.9	-2.5
MÁX	0.95	3.6	-11.7	1.7
PROM	0.82	3.3	-15.4	-0.3
DESV	0.13	0.3	4.1	1.5

Donde (c) y (v) denotan eventos de calibración y de verificación, respectivamente. Los hidrogramas observados y simulados se muestran en las Figuras 6.3 a 6.7.

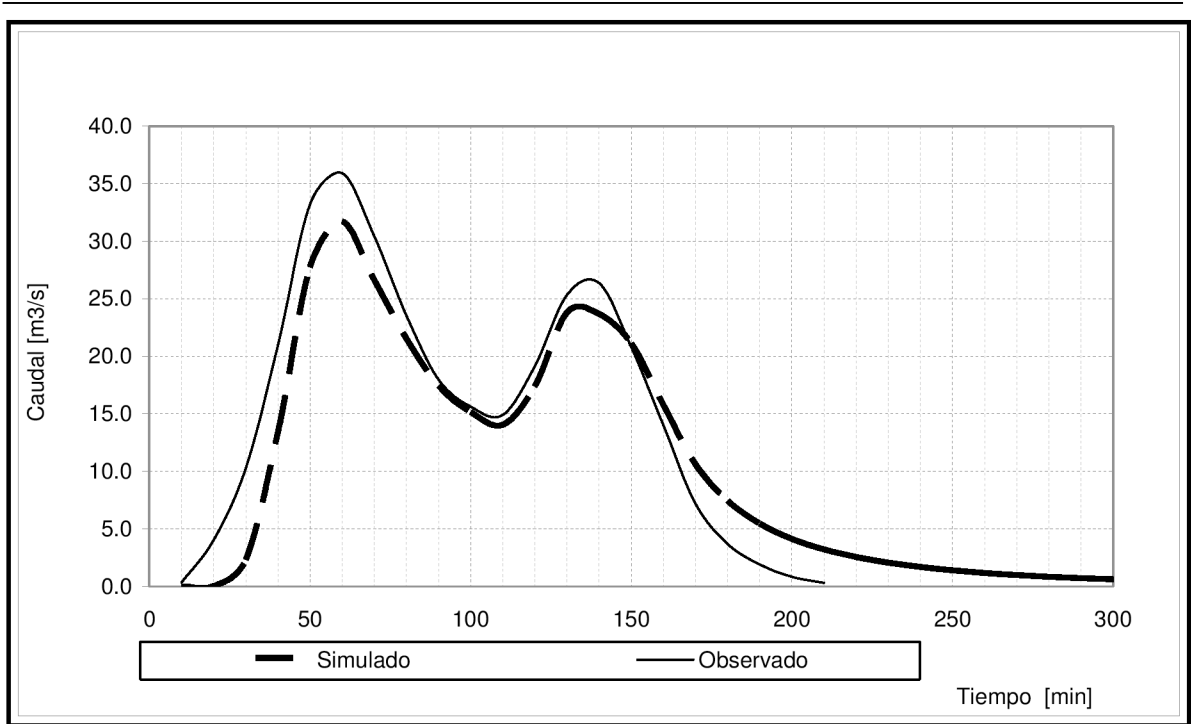


Figura 6.3: Hidrogramas observado y simulado del evento 29/10/07.

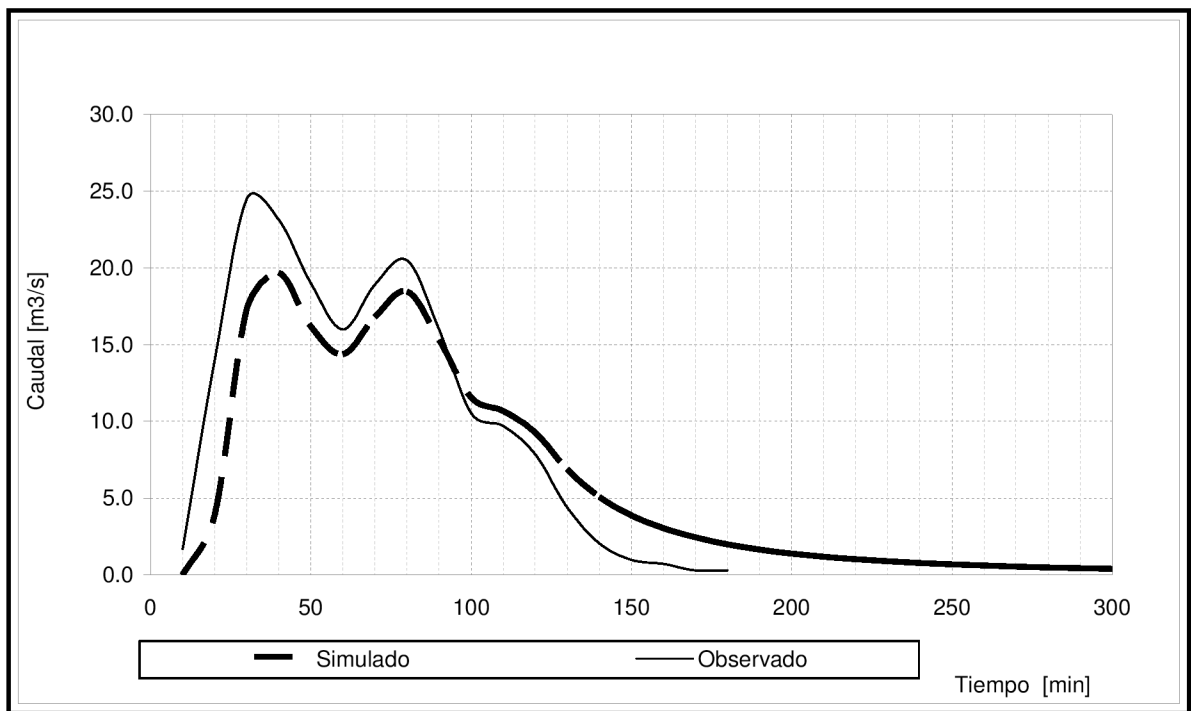


Figura 6.4: Hidrogramas observado y simulado del evento 27/01/08.

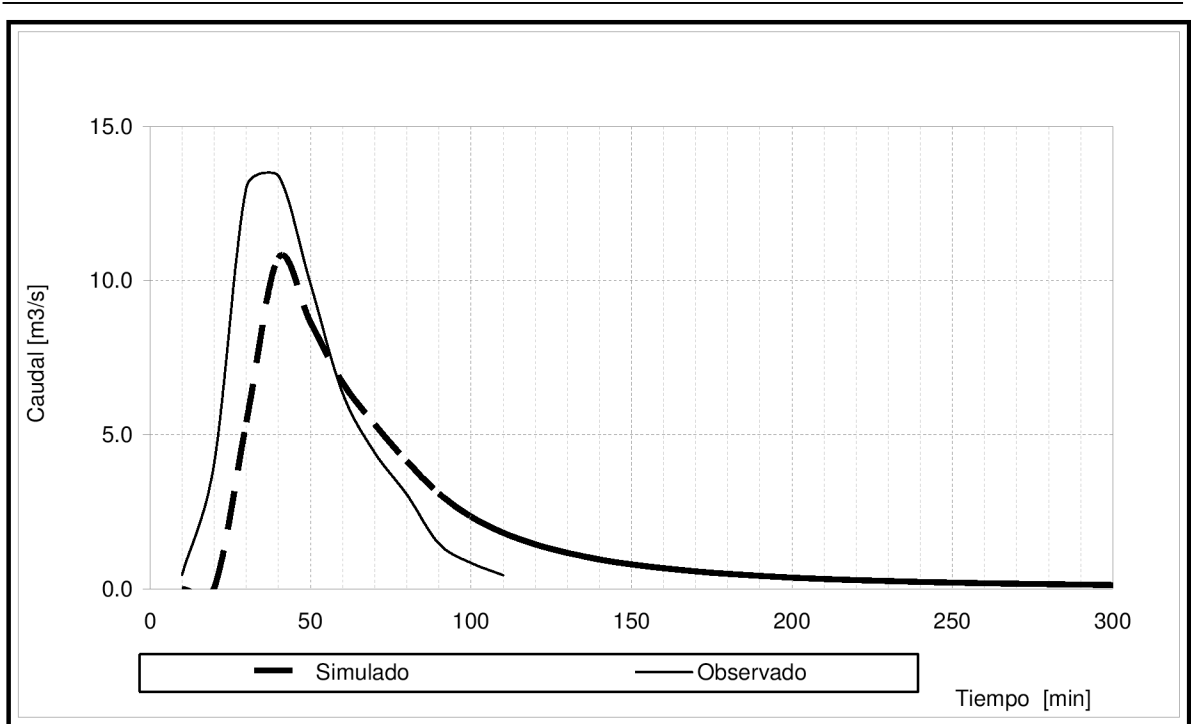


Figura 6.5: Hidrogramas observado y simulado del evento 22/03/08.

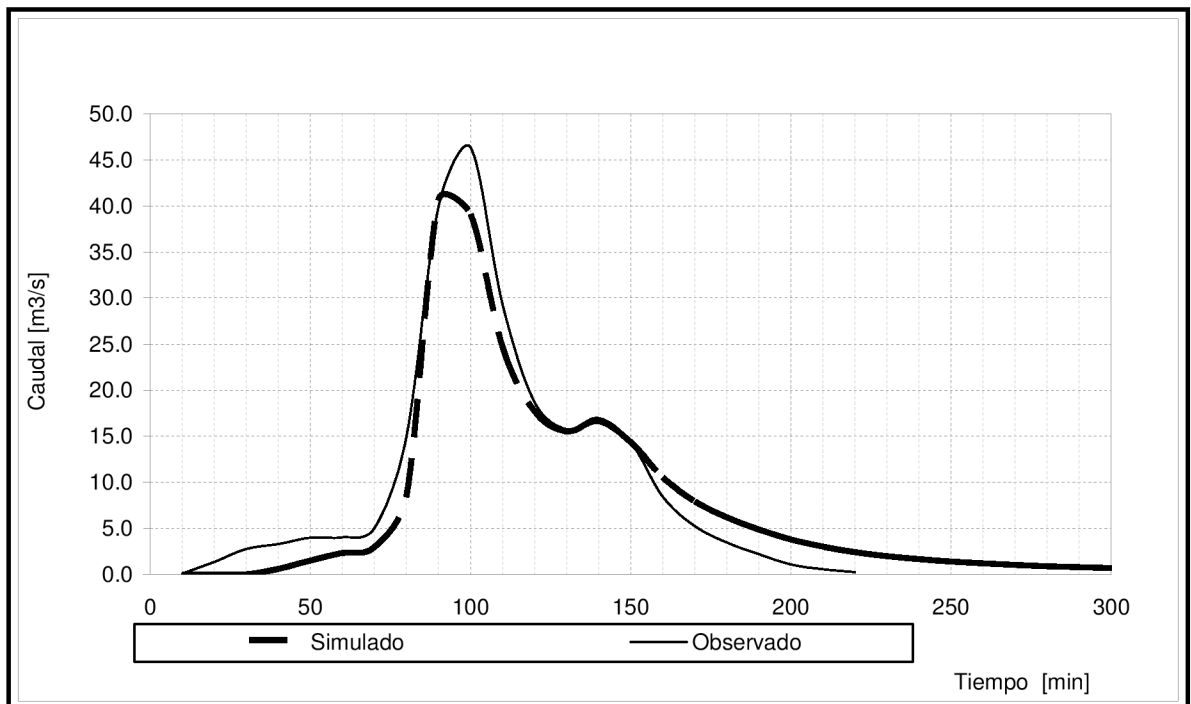


Figura 6.6: Hidrogramas observado y simulado del evento 07/02/08.

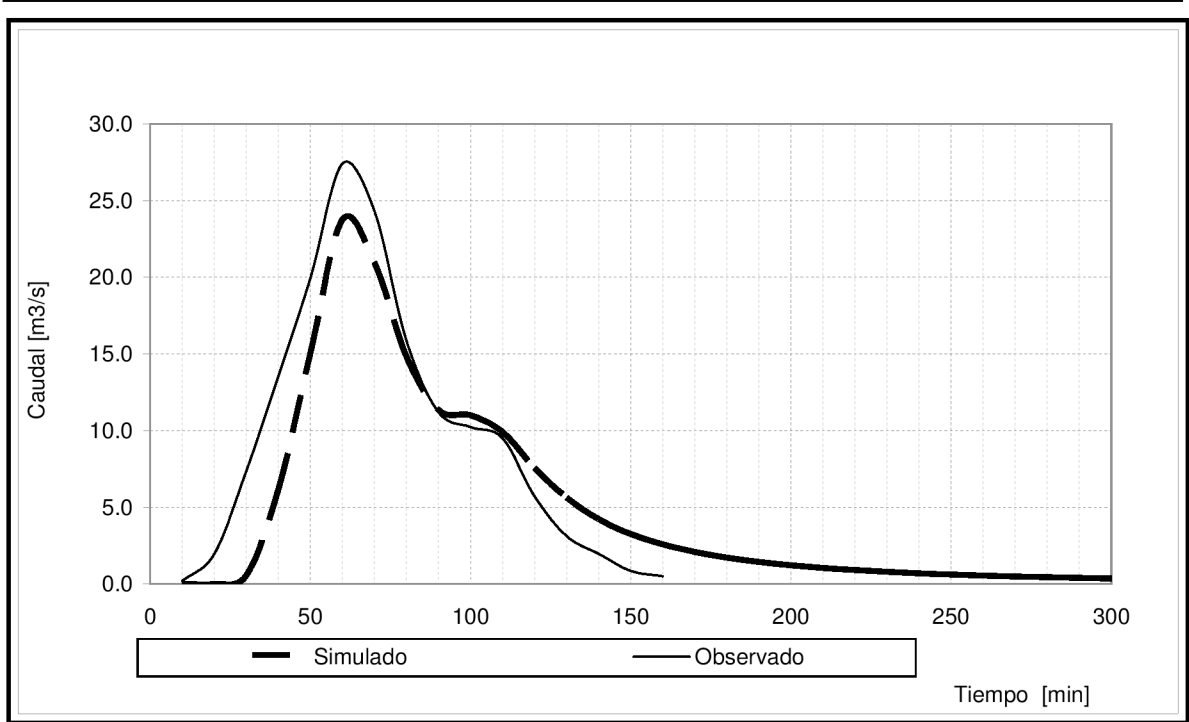


Figura 6.7: Hidrogramas observado y simulado del evento 19/02/08.

6.3 Efectos de la variabilidad espacial de la impermeabilidad y pendiente

En las corridas de calibración y verificación se consideraron valores de impermeabilidad y pendiente constantes para cada subcuenca pero variables de una subcuenca a otra.

Con el objeto de evaluar los efectos de la variabilidad espacial de estos parámetros sobre los hidrogramas simulados, se realizaron nuevas simulaciones de dichos eventos, conservando los parámetros de calibración pero considerando valores medios areales de impermeabilidad y pendiente para la cuenca completa.

Los valores medios areales de los parámetros se calcularon ponderando los valores medios de las subcuencas por la superficie de las mismas:

$$\overline{\text{Imp}} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Imp}_i \text{As}_i}{A_t} \quad (6.5)$$

$$\overline{S} = \frac{\sum_{i=1}^n Ss_i \text{As}_i}{A_t} \quad (6.6)$$

Donde $\overline{\text{Imp}}$ es la impermeabilidad media de la cuenca, Imp_i es la impermeabilidad media de la subcuenca i , As_i es la superficie de la subcuenca i , A_t es la superficie total de la cuenca, \overline{S} es la pendiente media de la cuenca y Ss_i es la pendiente de la subcuenca i .

La impermeabilidad media obtenida fue de 75.2 % y la pendiente, 1.0 %.

La Tabla 6.6 muestra a modo comparativo los caudales máximos y volúmenes de escorrentía obtenidos para los eventos de calibración y verificación con las distribuciones no uniforme o distribuida por subcuenca (NU) y uniforme (UN). También se muestran los valores de los estadísticos que permiten evaluar el grado de correspondencia de los hidrogramas simulados con la distribución UN respecto a los correspondientes a la distribución NU.

Tabla 6.6: Caudales máximos y volúmenes de escorrentía obtenidos para distribuciones NU y UN de impermeabilidad y pendiente

Evento	Distrib NU		Distrib UN				
	Qmáx [m3/s]	Esc [m3]	Qmáx [m3/s]	Esc [m3]	Ef	Δ Qmáx [%]	Δ Esc [%]
29/10/2007	31.7	191161	32.5	191818	0.998	2.4	0.3
27/01/2008	19.7	114407	20.3	115259	0.995	3.0	0.7
07/02/2008	40.6	143227	44.2	143930	0.996	8.9	0.5
19/02/2008	23.8	91442	24.7	91886	0.998	4.2	0.5
22/03/2008	10.7	35027	11.0	34828	0.990	2.2	-0.6

Donde Qmáx es el caudal máximo, Esc es la escorrentía, Distrib es la distribución espacial considerada para la impermeabilidad y pendiente, Ef es el coeficiente de eficiencia (6.1), Δ Qmáx es la diferencia relativa de los caudales máximos y Δ Esc es la diferencia relativa de las escorrentías, obtenidas con la distribución UN respecto de la NU.

Las Figuras 6.8 a 6.12 muestran en forma superpuesta los hidrogramas simulados para los eventos de calibración/verificación y las distribuciones UN y NU.

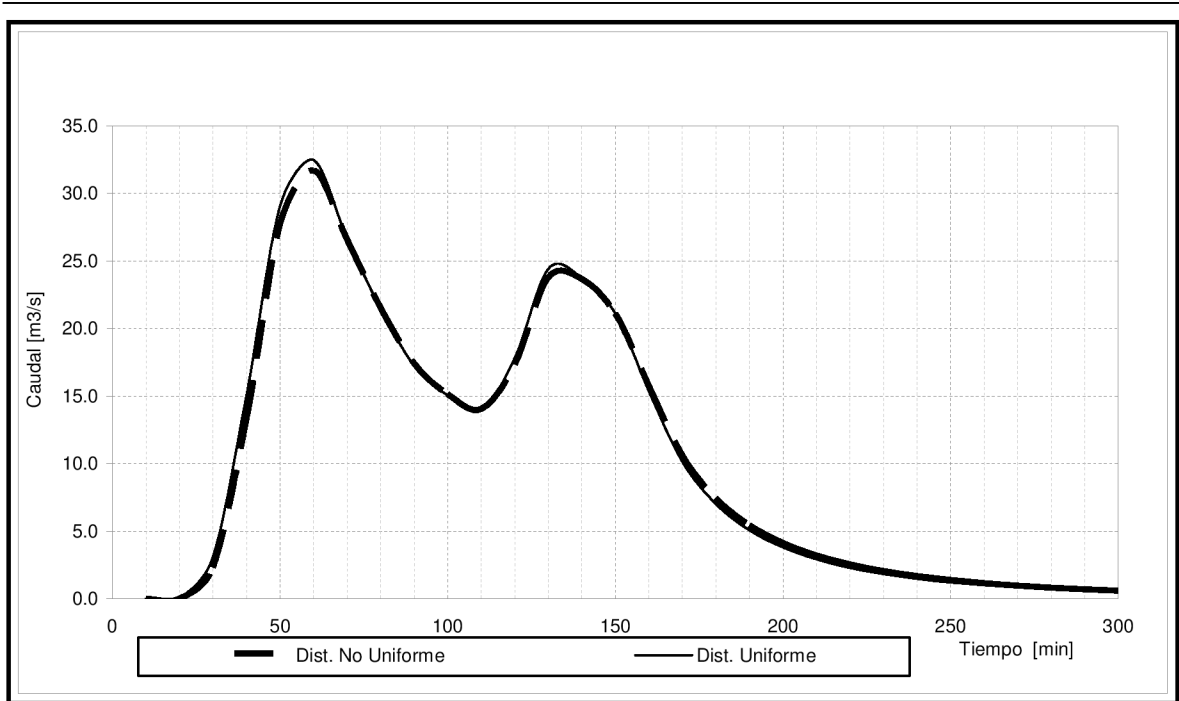


Figura 6.8: Hidrogramas simulados del evento 29/10/07 para las distribuciones UN y NU.

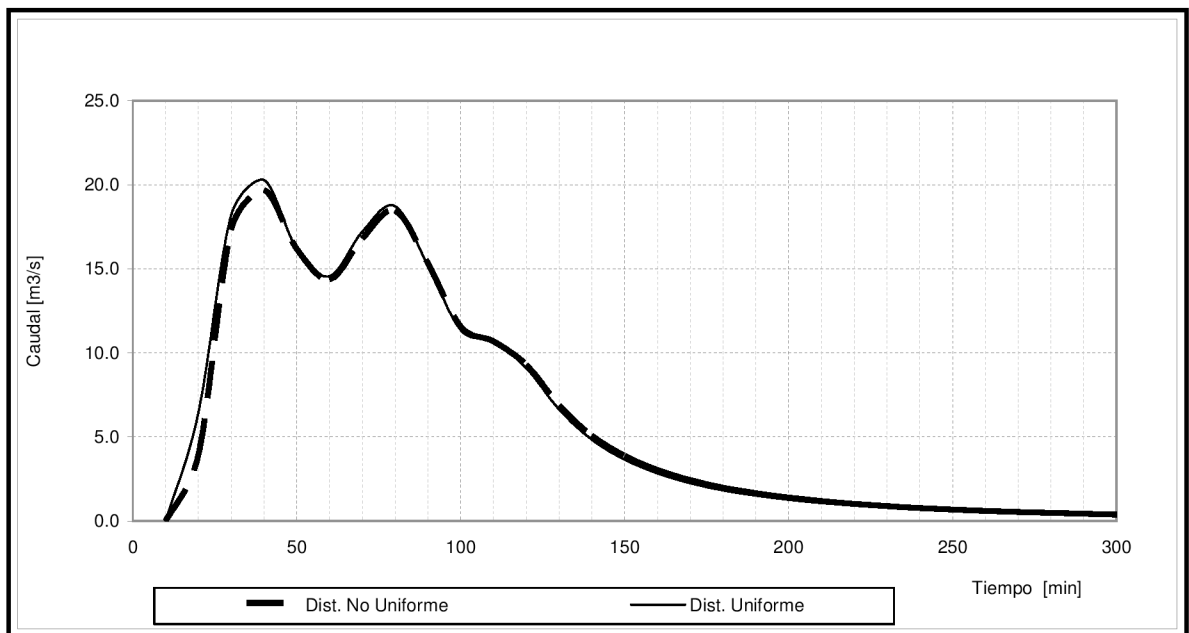


Figura 6.9: Hidrogramas simulados del evento 27/01/08/ para las distribuciones UN y NU.

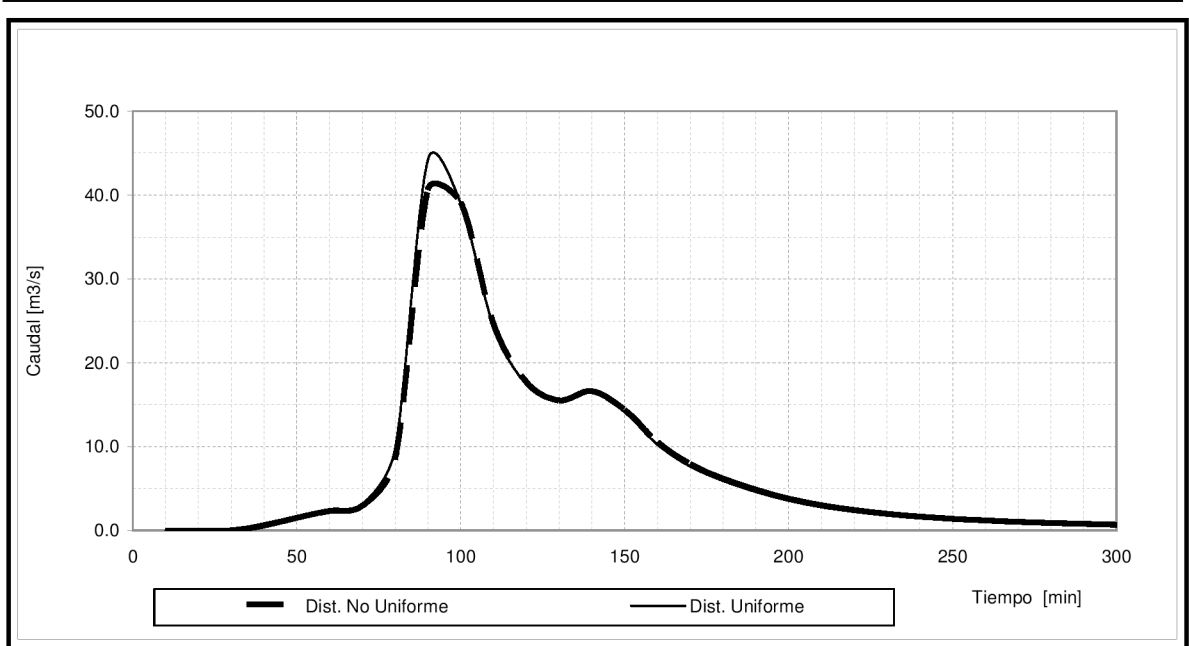


Figura 6.10: Hidrogramas simulados del evento 07/02/08 para las distribuciones UN y NU.

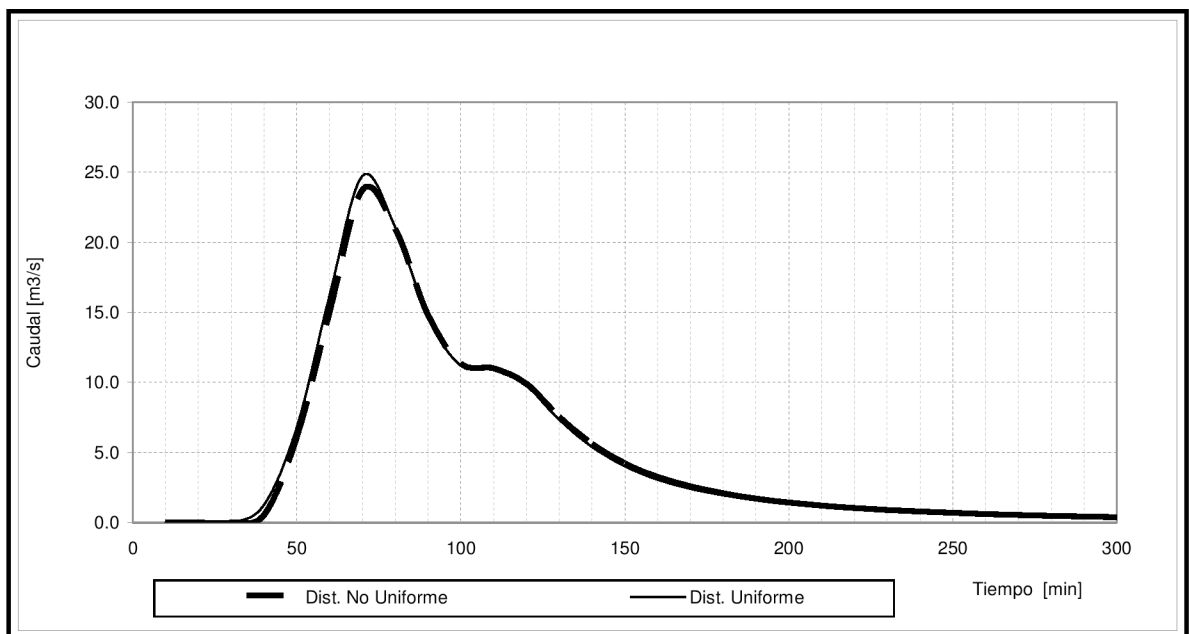


Figura 6.11: Hidrogramas simulados del evento 19/02/08 para las distribuciones UN y NU.

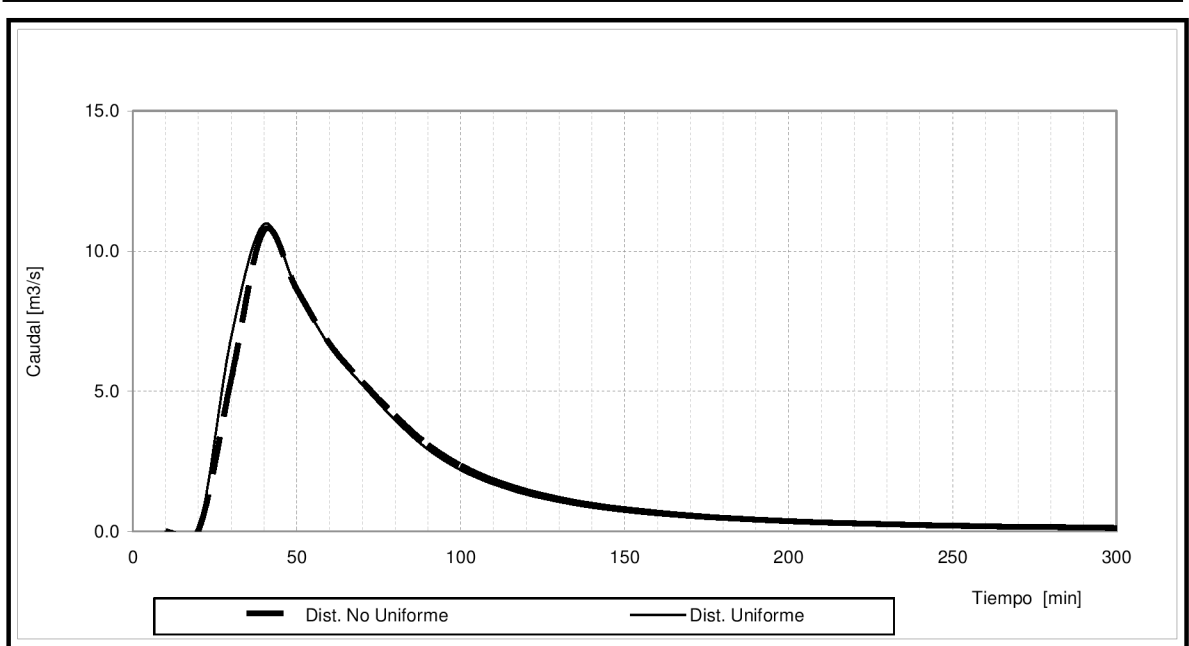


Figura 6.12: Hidrogramas simulados del evento 22/03/08 para las distribuciones UN y NU.

En base a un análisis de los hidrogramas y de estadísticos obtenidos, con valores del coeficiente de eficiencia próximos a la unidad, puede concluirse que los efectos de la variación espacial de la impermeabilidad y la pendiente sobre los hidrogramas simulados son despreciables a la escala de la cuenca en estudio. Esto es debido a que dichos parámetros, particularmente la impermeabilidad, tienen una baja variabilidad espacial en la cuenca experimental (Tabla 6.1).

Capítulo 7: Diseño de FSDs para distintos escenarios de cuenca

7.1 Diseño de FSD propuesto

A diferencia del diseño propuesto por Urbonas and Wulliman (2007), que cuenta con 2 niveles de control, el FSD propuesto en esta Tesis consta con *tres niveles de control*: H2, H10 y H100, que son los tirantes de agua máximos en el reservorio, por encima del nivel de depósito de basura, requeridos para controlar las crecidas de recurrencias de 2, 10 y 100 años. (Figura 7.1).

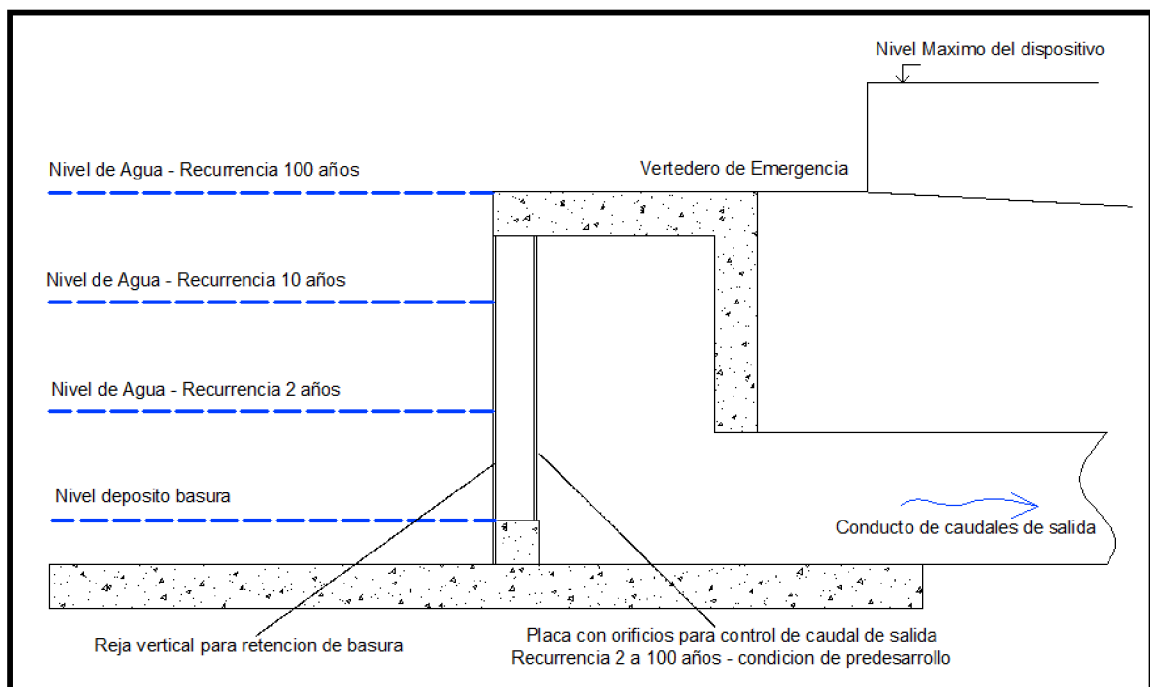


Figura 7.1: Esquema longitudinal del FSD propuesto.

Las estructuras de evacuación del dispositivo se componen de placas con orificios ubicados a distintos niveles y un vertedero superior. La Figura 7.2 muestra un corte transversal esquemático de las estructuras: a) tres orificios, uno inferior O2, uno intermedio O10 y uno superior O100, y b) un vertedero de excedencias.

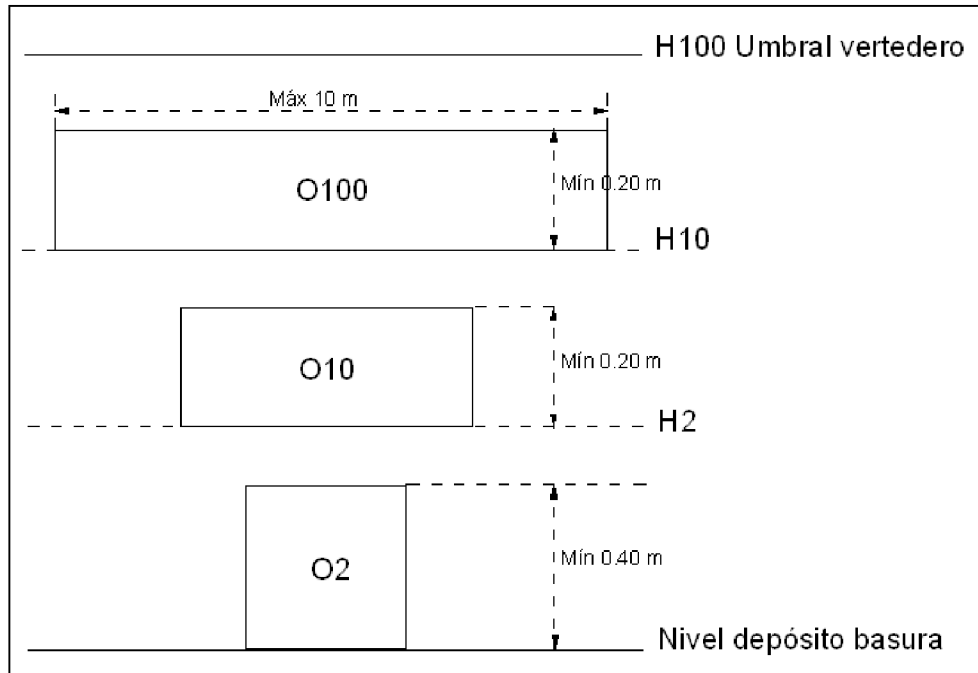


Figura 7.2: Esquema transversal de las estructuras de evacuación del FSD propuesto.

Las cotas de fondo de cada orificio se adoptaron de la siguiente manera: para O2, igual al nivel de depósito de basura; para O10, igual a H2 y para O100, igual a H10. El umbral del vertedero se ubica a H100. Se adopta una altura mínima de 0.40 m para O2 y de 0.20 m para O10 y O100, para evitar posibles obstrucciones. El ancho máximo de los orificios se restringió a 10 m, compatible con el ancho superficial del canal de descarga previsto a la salida del FSD.

El diseño propuesto por Urbonas and Wulliman (2007) considera como escorrentía característica a detener en forma extendida al valor promedio de EURV entre 2 y 100 años de recurrencia y plantea una tasa de descarga suficientemente baja para este volumen, para reducir los efectos de la energía del flujo sobre los cursos receptores. Para el área de Denver (Colorado, EUA), los autores recomiendan un tiempo de drenaje de 72 h.

Para esta Tesis, se adoptó como escorrentía característica a detener en forma extendida al EURV correspondiente a 2 años de recurrencia, EURV2. Este volumen contiene el WQCV y fue adoptado porque corresponde a las crecidas originadas por las tormentas pequeñas y medias. Las tormentas pequeñas son las que contribuyen la mayor parte de la escorrentía y del lavado de contaminantes desde las superficies urbanas y las tormentas medias, son las dominantes en la conformación del tamaño y la forma de los cursos receptores, como se ha descrito en el Capítulo 3. Por lo tanto, son las que más conciernen a los objetivos de mejora de la calidad del agua y mitigación de procesos de erosión y de degradación acelerados de los cursos receptores.

Teniendo en cuenta los estudios antecedentes descritos en el Capítulo 3 y de conformidad con lo recomendado en manuales de referencia (EPA, 2004; USDCM, 2011), para esta Tesis se adoptó un tiempo de drenaje mínimo admisible de 40 horas para el EURV2.

7.2 Procedimiento de diseño propuesto

Para el diseño de un FSD, se propone el procedimiento que se describe a continuación:

- i. Se calculan las crecidas de diseño de 2, 10 y 100 años de recurrencia correspondientes a las *condiciones de predesarrollo* (PRE) y *de posdesarrollo no controlado* (POSNC), por medio de aplicaciones del modelo SWMM a la cuenca de aportes al FSD.
- ii. Se calcula EURV2, como diferencia entre los volúmenes escurridos de POSNC y PRE correspondientes a la crecida de recurrencia 2 años. A partir de EURV2 y de la geometría del reservorio se calcula un valor inicial de H2.
- iii. Se elabora el diseño preliminar del orificio O2 de forma que el caudal máximo de salida de la *condición de posdesarrollo controlado* (POSCO) correspondiente al tirante H2 sea similar al caudal máximo de PRE de recurrencia 2 años. Para ello, se adopta una altura del orificio igual a 0.40 m y se calcula el ancho del orificio necesario para verificar el caudal máximo de PRE, aplicando la ecuación (4.20).
- iv. Se obtiene el diseño final del orificio O2 y el valor final de H2 por un proceso de aproximación, a partir del diseño preliminar y variando el ancho del orificio en incrementos de 0.10 m, por medio de aplicaciones del modelo SWMM a la cuenca de aporte al FSD para la condición POSCO. Para el diseño final se debe verificar la condición:

$$\Delta Q_{\text{máx}} = \frac{(Q_{\text{máx POSCO}} - Q_{\text{máx PRE}})}{Q_{\text{máx PRE}}} 100 < \pm 5\% \quad (7.1)$$

Donde $\Delta Q_{\text{máx}}$ es la diferencia relativa de caudales máximos, $Q_{\text{máx POSCO}}$ es el caudal máximo de la condición POSCO y $Q_{\text{máx PRE}}$ es el caudal máximo de la condición PRE.

- v. Se calcula el tiempo de drenaje del EURV2 con el modelo y se verifica que satisfaga el tiempo mínimo admisible de 40 horas. En los casos en que esta condición no sea satisfecha, se reduce el ancho del orificio en incrementos de 0.10 m y se vuelve al paso anterior, hasta verificar el tiempo de drenaje admisible. En esta iteración no se aplica (7.1)

dado que se aceptan valores de $\Delta Q_{\text{máx}}$ inferiores a -5%; es decir, caudales máximos de POSCO menores a los de PRE, para las correspondientes recurrencias.

vi. Se calcula un valor preliminar del volumen de almacenamiento requerido para controlar la crecida de 10 años, a partir del hidrograma de POSNC, ubicando el caudal máximo de PRE sobre la curva de recesión del hidrograma y asumiendo una rama de crecida lineal para el hidrograma controlado (Figura 7.3). El volumen de almacenamiento requerido se obtiene integrando el área comprendida entre los hidrogramas de entrada y de salida, desde el tiempo inicial y hasta el tiempo al pico del hidrograma de salida. A partir del volumen requerido y de la geometría del reservorio se calcula el valor inicial de H10.

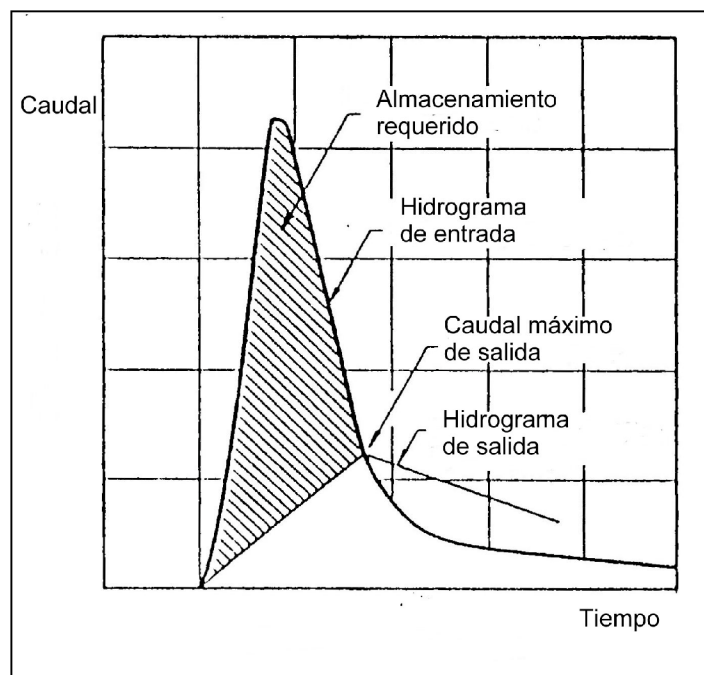


Figura 7.3: Cálculo preliminar del volumen de almacenamiento requerido para controlar las crecidas de 10 y 100 años.

vii. Se elabora el diseño preliminar del orificio O10, de forma que el caudal máximo de POSCO correspondiente al tirante H10 sea similar al caudal máximo de PRE de recurrencia 10 años. Para ello, se adopta una altura del orificio igual al valor mínimo (0.20m) y se calcula el ancho de orificio necesario para verificar el caudal máximo de PRE, aplicando la ecuación (4.20).

viii. Se obtiene el diseño final del orificio O10 y el valor final de H10, de modo similar al descrito en el paso iv.

ix. Se calcula un valor inicial del volumen de almacenamiento requerido para controlar la crecida de 100 años, de modo similar al descrito en el paso vi. A partir del volumen requerido y de la geometría del reservorio se calcula el valor preliminar de H100.

- x. Se elabora el diseño preliminar del orificio O100, de forma que el caudal máximo de salida controlado correspondiente al tirante H100 sea similar al caudal máximo de PRE de recurrencia 100 años. Para ello, se adopta una altura del orificio igual al valor mínimo (0.20 m) y se calcula el ancho de orificio necesario para verificar el caudal máximo de PRE, aplicando la ecuación (4.20). En los casos en que el ancho del orificio excede los 10 m, se aumenta su altura de a 0.10 m hasta verificar el ancho máximo admisible.
- xi. Se obtiene el diseño final del orificio O100 y el valor final de H100 de modo similar al descrito en el paso iv.
- xii. Se adopta H100 como nivel de umbral del vertedero.

El procedimiento se sistematiza por medio de la aplicación interactiva de una planilla de cálculo, desarrollada en el marco de esta tesis para el dimensionamiento preliminar automático de los dispositivos de evacuación del FSD, y del modelo SWMM, para el diseño final del dispositivo.

7.3 Esquema topológico y escenarios considerados

Una vez calibrado el modelo, se aplicó el mismo para el diseño de FSDs en la cuenca experimental y en distintos escenarios de cuenca.

El esquema topológico para la condición POSCO se adoptó a partir del esquema utilizado para la calibración y contemplando los siguientes aspectos:

a) El sector de la cuenca experimental ubicado al Oeste del terraplén del ferrocarril Gral. Manuel Belgrano tiene una pendiente superficial significativamente mayor al resto de la cuenca, por lo que las crecidas originadas en dicho sector son empuntadas, con tiempos de base cortos y altos caudales máximos. Dadas estas características, se planteó incorporar un FSD para regular las crecidas generadas en dicho sector, antes de que lleguen a la cuenca baja.

b) Existe disponibilidad de espacios públicos en los préstamos del Ferrocarril y en la Plaza Alvarado para incorporar obras hidráulicas.

Teniendo en cuenta ambos aspectos, en el esquema topológico se ubicó el FSD en la Plaza Alvarado, inmediatamente aguas arriba del nodo U8 y se incorporó un canal colector en el préstamo Oeste del ferrocarril, que capta y conduce el agua pluvial del sector Oeste hacia el dispositivo. El esquema topológico adoptado para la condición POSCO se muestra en la Figura 7.4.

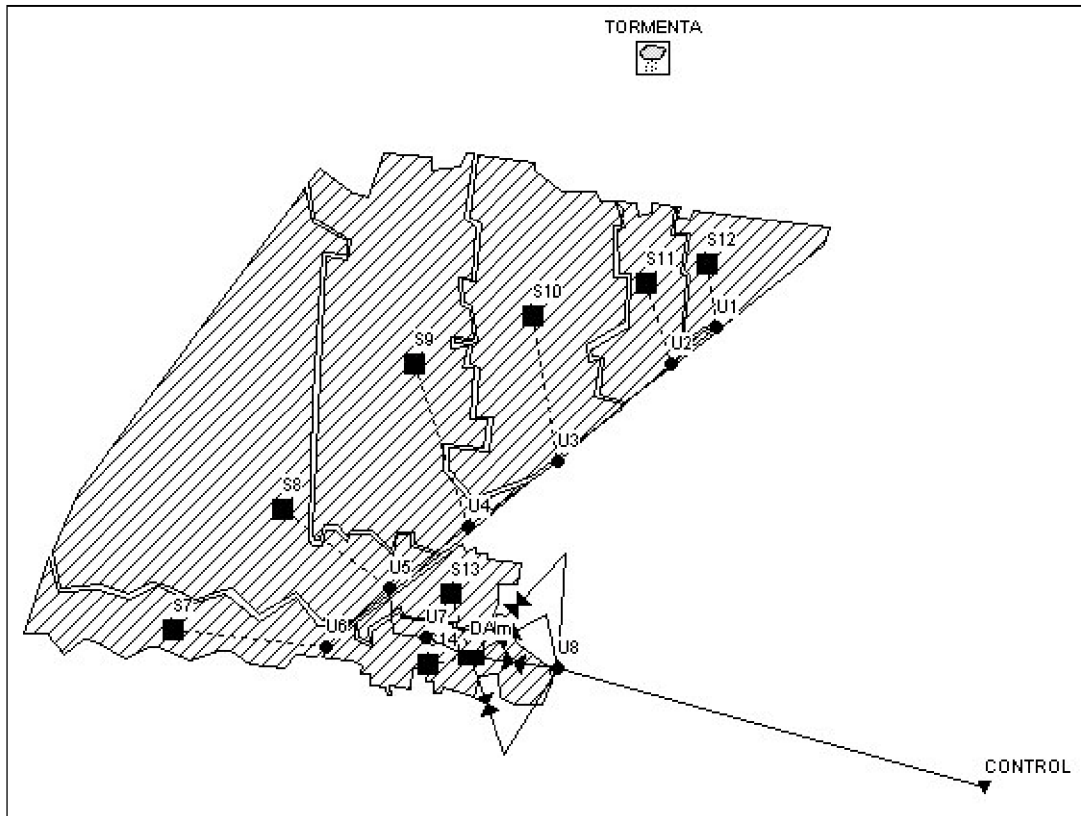


Figura 7.4: Esquema topológico para modelación de la condición POSCO.

La incorporación del FSD se implementó en base a un nodo de almacenamiento (DAlm), que representa el reservorio, y de 4 enlaces entre dicho nodo y U8, que representan los 3 orificios (O2, O10 y O100) y el vertedero. La cuenca de aportes hasta el nodo U8 tiene una superficie de 104.1 ha, una pendiente media de 1.5 % y una impermeabilidad media de 74.2 %.

El procedimiento propuesto en el ítem anterior fue aplicado al diseño de 19 FSDs, uno de ellos para la situación actual de la cuenca urbana experimental Caseros y los restantes para 18 escenarios de cuenca, denominados 1 a 18 (Tabla 7.1), que resultaron de combinar: 3 impermeabilidades (30%, 50 % y 80 %), 3 pendientes (0.5%, 2.5 % y 5.0 %) y 2 grupos hidrológicos de suelos (B y C) del método del Número de Curva (SCS, 1984). Para estos escenarios, la impermeabilidad y pendiente se consideraron distribuidas en forma uniforme en la cuenca (UN). Con el objeto de evaluar los efectos de la distribución espacial de estos parámetros sobre los caudales máximos y escorrentías simuladas, se consideraron 18 escenarios adicionales, denominados 19 a 36, cuyos parámetros tienen una distribución no uniforme (NU); es decir, son distribuidos por subcuenca. Para estos últimos escenarios, se aplicó una distribución proporcional a la observada en la cuenca experimental; esto es, para cada subcuenca se conservó la relación entre el valor local y el valor medio areal del parámetro para la cuenca.

Tabla 7.1: Escenarios de cuenca considerados.

Esc.	\bar{S} [%]	$\overline{\text{Imp}}$ [%]	Grupo Hid	Distrib
1	0.5	30	B	UN
2	2.5	30	B	UN
3	5.0	30	B	UN
4	0.5	50	B	UN
5	2.5	50	B	UN
6	5.0	50	B	UN
7	0.5	80	B	UN
8	2.5	80	B	UN
9	5.0	80	B	UN
10	0.5	30	C	UN
11	2.5	30	C	UN
12	5.0	30	C	UN
13	0.5	50	C	UN
14	2.5	50	C	UN
15	5.0	50	C	UN
16	0.5	80	C	UN
17	2.5	80	C	UN
18	5.0	80	C	UN
19	0.5	30	B	NU
20	2.5	30	B	NU
21	5.0	30	B	NU
22	0.5	50	B	NU
23	2.5	50	B	NU
24	5.0	50	B	NU
25	0.5	80	B	NU
26	2.5	80	B	NU
27	5.0	80	B	NU
28	0.5	30	C	NU
29	2.5	30	C	NU
30	5.0	30	C	NU
31	0.5	50	C	NU
32	2.5	50	C	NU
33	5.0	50	C	NU
34	0.5	80	C	NU
35	2.5	80	C	NU
36	5.0	80	C	NU

Donde \bar{S} es la pendiente media de la cuenca, $\overline{\text{Imp}}$ es la impermeabilidad media, Grupo Hid es el Grupo Hidrológico del método Número de Curva y Distrib es la distribución espacial considerada para la impermeabilidad y pendiente, que puede ser de dos tipos: UN o NU.

Para el Grupo Hidrológico B, se adoptó para todas las subcuencas un valor de CN de 83 y para el Grupo C, de 87.

Las impermeabilidades, pendientes y grupos hidrológicos considerados *cubren aproximadamente los rangos de variación de estos parámetros en la mayoría de las urbanizaciones del NOA.*

Para cada diseño, el tiempo de drenaje del EURV2 (paso v del procedimiento) se calculó con el modelo con un esquema similar al de la condición POSCO, pero desconectando los enlaces de entrada al dispositivo de almacenamiento y fijando como tirante inicial del reservorio el valor de H2 obtenido en el paso iv. Una vez realizada la simulación, que es independiente de la lluvia, se listó el reporte de caudales del orificio O2 y se adoptó como tiempo de drenaje aquél para el cual el caudal se volvía inferior a un valor prefijado de 0.001 m³/s.

7.4 Determinación de las crecidas de diseño

Se determinaron las tormentas de diseño de 2, 10 y 100 años de recurrencia a partir de la relación Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de la ciudad de Salta (AGAS, 1982) y aplicando el método de bloques alternados. Las relaciones IDF se muestran en la Tabla 7.2 y Figura 7.5.

Tabla 7.2: Relaciones IDF de la ciudad de Salta.

Tiempo [min]	Intensidad de lluvia [mm/h]				
	T [años]				
	10	30	50	75	100
5	120.8	158.9	177.5	192.1	203.9
10	100.0	131.5	147.8	159.6	168.5
15	89.9	115.7	129.8	140.5	148.3
20	80.9	105.1	118.0	126.4	133.7
30	68.5	89.9	100.0	107.9	113.5
45	56.7	73.6	82.6	88.8	93.8
60	47.2	61.8	69.1	74.2	78.1
75	41.6	54.5	60.7	64.6	67.4
90	37.1	47.8	52.8	56.2	58.4
120	28.1	36.5	39.3	42.7	44.9

Donde T es la recurrencia o tiempo de retorno del evento.

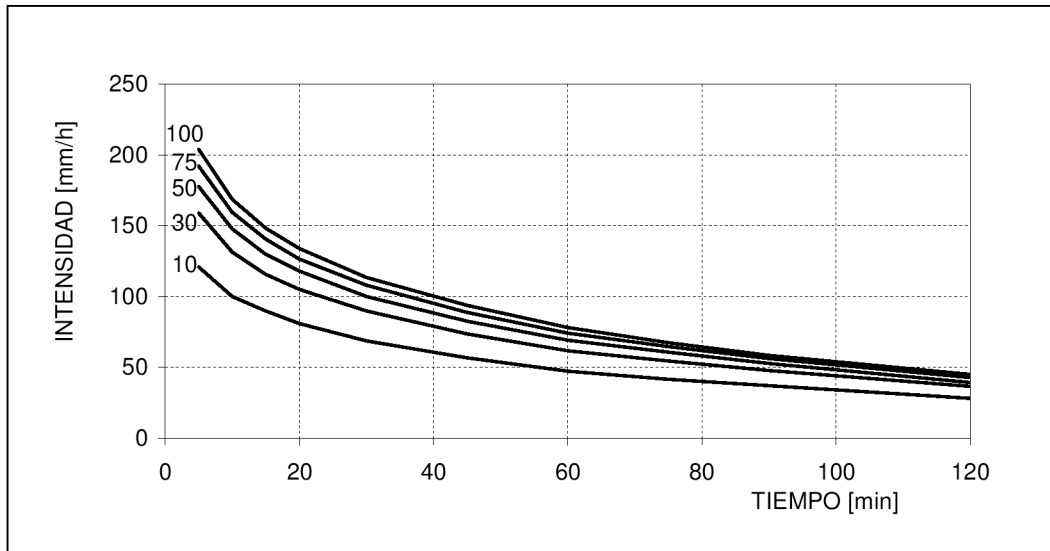


Figura 7.5: Relaciones IDF de la ciudad de Salta.

En base a los valores de la tabla anterior, se ajustó la siguiente expresión matemática (UCPFE, 2002):

$$i = \frac{1083.93 T^{0.216}}{(D + 20)^{0.830}} \quad (7.2)$$

Donde i es la intensidad de lluvia [mm/h], T es la recurrencia [años] y D es la duración de la lluvia [min].

Se calculó el tiempo de concentración de la cuenca hasta U8 aplicando el método TR-55 (SCS, 1986). El valor obtenido fue de 30.8 min. A partir de este valor y teniendo en cuenta las duraciones típicas de las tormentas críticas de la región, se adoptó una duración de 2 horas para las tormentas de diseño.

Las tormentas de diseño obtenidas para 2, 10 y 100 años de recurrencia se muestran en la Figura 7.6 y Tabla 7.3.

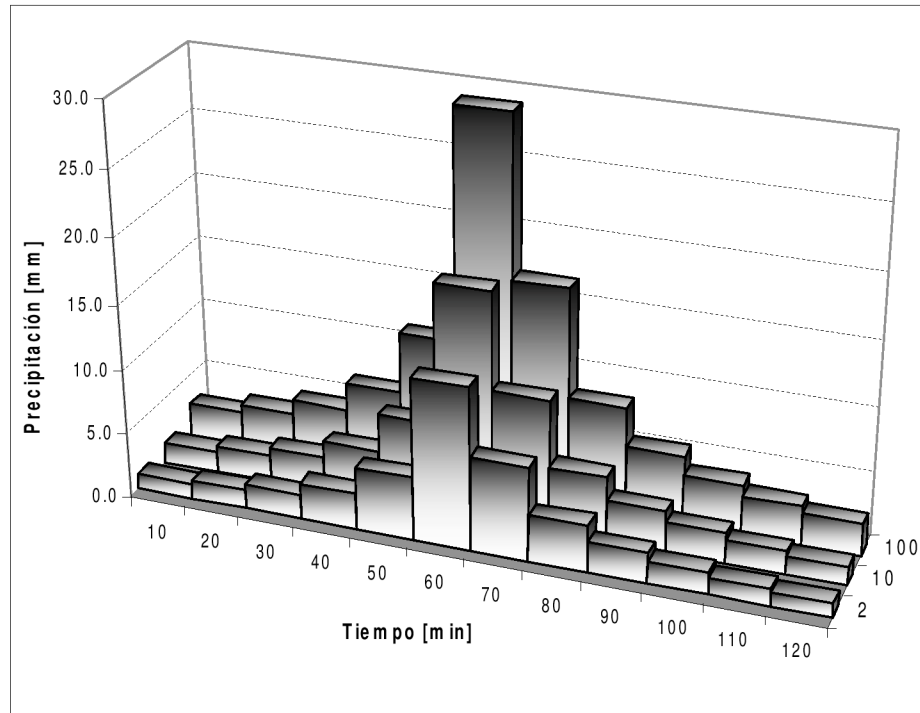


Figura 7.6: Tormentas de diseño adoptadas.

Tabla 7.3: Tormentas de diseño.

Tiempo [min]	Precipitación incremental [mm]		
	2	10	100
10	1.16	1.64	2.69
20	1.45	2.05	3.37
30	1.92	2.72	4.48
40	2.80	3.97	6.52
50	4.84	6.85	11.27
60	12.47	17.65	29.03
70	7.17	10.15	16.70
80	3.58	5.06	8.33
90	2.29	3.24	5.32
100	1.65	2.34	3.85
110	1.29	1.82	2.99
120	1.05	1.49	2.44
Total	41.7	59.0	97.0

Se determinaron las crecidas de diseño correspondientes a las condiciones PRE y POSNC de los 36 escenarios de cuenca y para las 3 recurrencias de interés (2, 10 y 100 años) por medio de la aplicación del modelo SWMM, considerando como entradas al mismo las correspondientes tormentas de diseño. En total, se realizaron 216 simulaciones.

El esquema topológico utilizado para las condiciones PRE y POSNC se muestra en la Figura 7.7. Es similar al esquema de POSCO (Figura 7.4), con la diferencia de que no se incluyen en este caso el nodo de almacenamiento y los 4 enlaces de control de caudales del FSD.

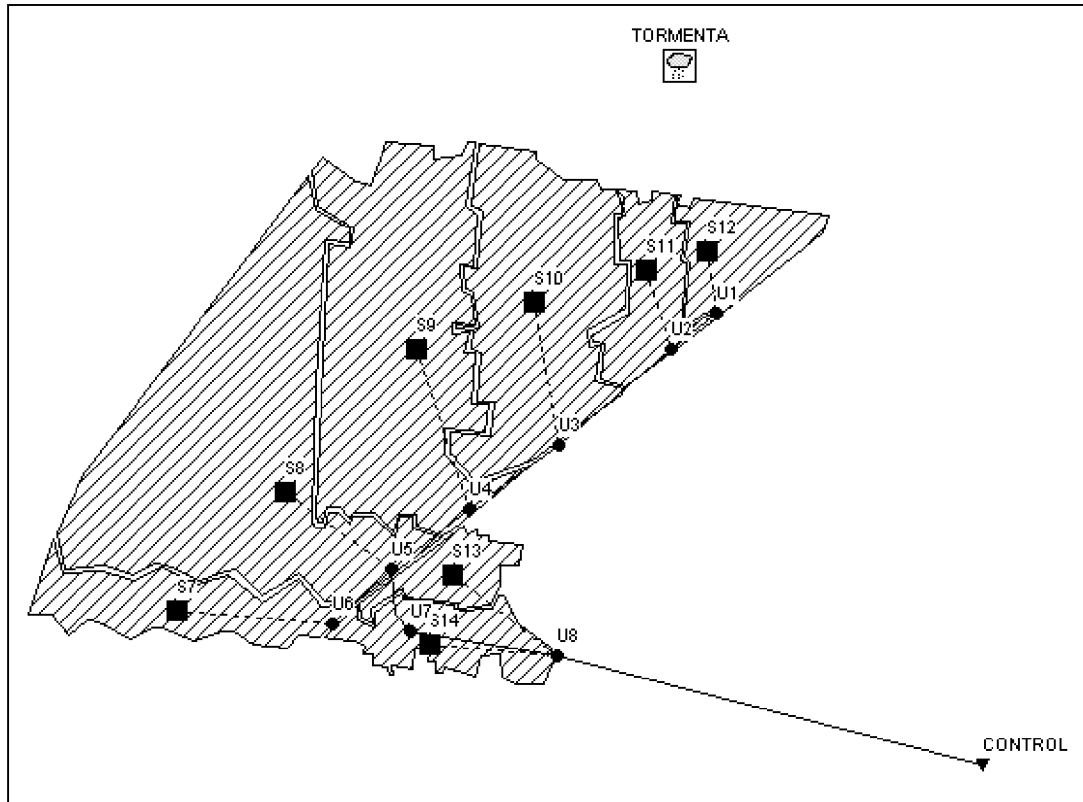


Figura 7.7: Esquema topológico para modelación de las condiciones PRE y POSNC.

Los hidrogramas para las condiciones PRE y POSNC se evaluaron en el nodo U8. Para la condición PRE, se adoptó una impermeabilidad del 5%, a partir de datos edafológicos de la zona.

7.5 Efectos hidrológicos de la urbanización para los distintos escenarios

En base a los hidrogramas simulados para las condiciones PRE y POSNC, se obtuvieron los caudales máximos y esorrentías correspondientes y se calcularon las variaciones de estos parámetros por efecto de la urbanización.

La Figura 7.8 muestra la relación entre los caudales máximos obtenidos para la condición POSNC y los correspondientes a la condición PRE, para los distintos escenarios y las recurrencias de interés. Se observa que todos los puntos caen por encima de la recta bisectriz.

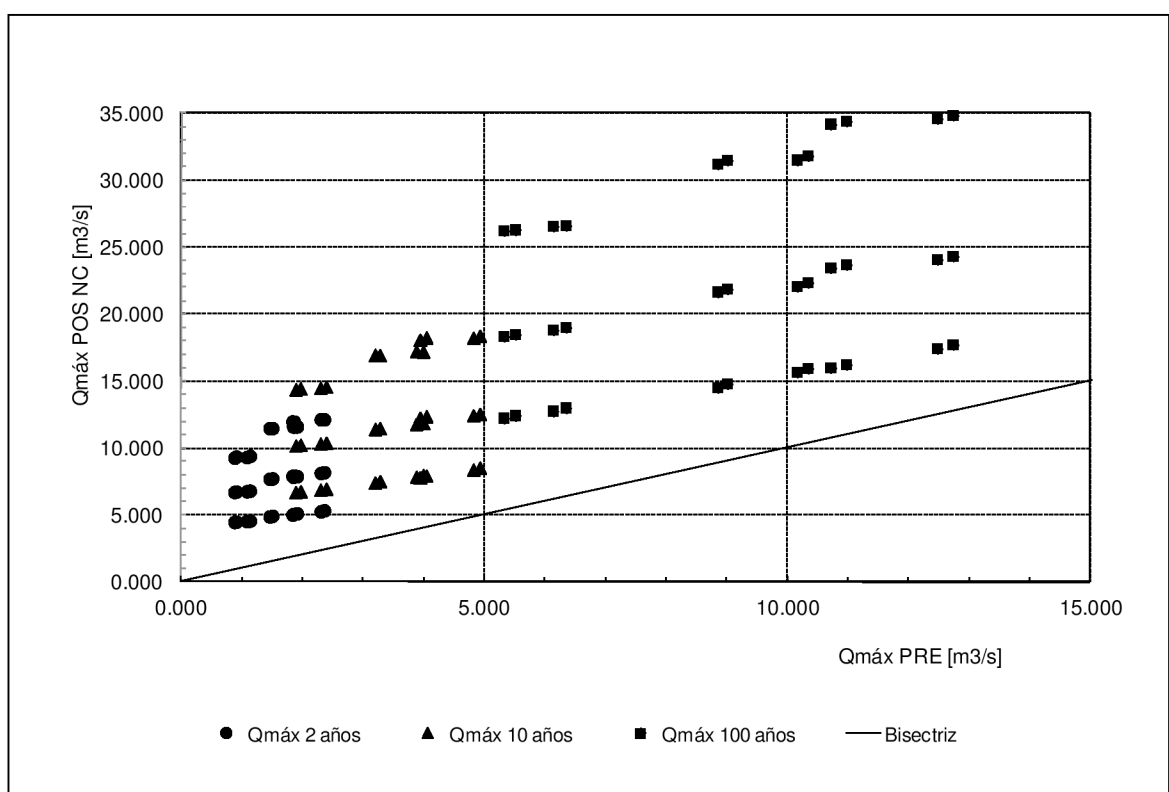


Figura 7.8: Caudales máximos para POSNC versus caudales máximos para PRE.

La Tabla 7.4 muestra los caudales máximos obtenidos y los aumentos relativos del caudal máximo por efecto de la urbanización.

Tabla 7.4: Caudales máximos obtenidos para las condiciones PRE y POSNC, distintos escenarios y recurrencias.

Escenario	Qmáx PRE [m3/s]			Qmáx POSNC [m3/s]			$\Delta Q_{máx}$ [%]		
	2	10	100	2	10	100	2	10	100
1	0.905	1.966	5.514	4.501	6.767	12.420	397	244	125
2	1.500	3.276	9.012	4.936	7.525	14.776	229	130	64
3	1.857	4.042	10.979	5.082	7.933	16.232	174	96	48
4	0.905	1.966	5.514	6.750	10.230	18.484	646	420	235
5	1.500	3.276	9.012	7.730	11.488	21.872	415	251	143
6	1.857	4.042	10.979	7.953	12.362	23.684	328	206	116
7	0.905	1.966	5.514	9.363	14.458	26.293	935	635	377
8	1.500	3.276	9.012	11.486	16.942	31.483	666	417	249
9	1.857	4.042	10.979	11.971	18.246	34.402	545	351	213
10	1.131	2.389	6.352	4.575	6.958	12.992	305	191	105
11	1.906	3.992	10.340	5.121	7.968	15.926	169	100	54
12	2.354	4.924	12.734	5.347	8.538	17.687	127	73	39
13	1.131	2.389	6.352	6.815	10.397	18.977	503	335	199
14	1.906	3.992	10.340	7.898	11.879	22.328	314	198	116
15	2.354	4.924	12.734	8.192	12.549	24.302	248	155	91
16	1.131	2.389	6.352	9.413	14.580	26.618	732	510	319
17	1.906	3.992	10.340	11.608	17.200	31.798	509	331	208

Escenario	Q _{máx} PRE [m ³ /s]			Q _{máx} POSNC [m ³ /s]			ΔQ _{máx} [%]		
	2	10	100	2	10	100	2	10	100
18	2.354	4.924	12.734	12.138	18.388	34.813	416	273	173
19	0.878	1.887	5.324	4.478	6.708	12.223	410	255	130
20	1.457	3.196	8.851	4.894	7.422	14.510	236	132	64
21	1.834	3.937	10.716	5.028	7.812	15.965	174	98	49
22	0.878	1.887	5.324	6.718	10.177	18.339	665	439	244
23	1.457	3.196	8.851	7.704	11.419	21.647	429	257	145
24	1.834	3.937	10.716	7.917	12.261	23.461	332	211	119
25	0.878	1.887	5.324	9.285	14.385	26.235	958	662	393
26	1.457	3.196	8.851	11.487	16.954	31.201	688	430	253
27	1.834	3.937	10.716	11.983	18.089	34.181	553	359	219
28	1.081	2.295	6.141	4.541	6.877	12.753	320	200	108
29	1.847	3.876	10.160	5.062	7.839	15.629	174	102	54
30	2.301	4.816	12.474	5.273	8.393	17.399	129	74	39
31	1.081	2.295	6.141	6.773	10.325	18.799	527	350	206
32	1.847	3.876	10.160	7.857	11.790	22.069	325	204	117
33	2.301	4.816	12.474	8.141	12.428	24.048	254	158	93
34	1.081	2.295	6.141	9.328	14.496	26.550	763	532	332
35	1.847	3.876	10.160	11.604	17.209	31.504	528	344	210
36	2.301	4.816	12.474	12.147	18.222	34.584	428	278	177
MÍN _u	0.905	1.966	5.514	4.501	6.767	12.420	127	73	39
MED _u	1.609	3.432	9.155	7.827	11.912	22.505	425	273	160
MÁX _u	2.354	4.924	12.734	12.138	18.388	34.813	935	635	377
MÍN _{nu}	0.878	1.887	5.324	4.478	6.708	12.223	129	74	39
MED _{nu}	1.566	3.335	8.944	7.790	11.823	22.283	439	283	164
MÁX _{nu}	2.301	4.816	12.474	12.147	18.222	34.584	958	662	393

Donde Q_{máx} PRE es el caudal máximo para la condición PRE, Q_{máx} POSNC es el caudal máximo para la condición POSNC, ΔQ_{máx} es el aumento relativo del caudal máximo de la condición POSNC respecto al de condición PRE. Los estadísticos MÍN_u, MED_u y MÁX_u corresponden a los escenarios de distribución UN (Esc. 1 a 18) mientras que MÍN_{nu}, MED_{nu} y MÁX_{nu} corresponden a los escenarios de distribución NU (Esc. 19 a 36).

Los resultados obtenidos indican que *todos los caudales máximos correspondientes a la condición de POSNC aumentan con respecto a los de PRE*. Para todos los escenarios, *los aumentos relativos del caudal máximo son más significativos para las tormentas de menor recurrencia*. Por otra parte, *los efectos aumentan a medida que disminuyen la pendiente y el potencial de escurrimiento del suelo y aumenta la impermeabilidad del posdesarrollo*. Si se analizan sólo los escenarios de distribución UN (Esc. 1 a 18), para aislar los efectos de la distribución espacial de los parámetros, se tiene que el mayor incremento de caudal máximo, de **935%**, corresponde a la tormenta de 2 años de

recurrencia y al Escenario 7, cuya pendiente es 0.5%, su Grupo Hidrológico es B y su impermeabilidad es 80%. Inversamente, el menor incremento de caudal máximo, de **39%**, corresponde a la tormenta de 100 años de recurrencia y al Escenario 12, cuya pendiente es 5.0%, su Grupo Hidrológico es C y su impermeabilidad es 30%. Un comportamiento similar se tiene para los escenarios de distribución NU de los parámetros (Esc. 19 a 36), con aumentos del caudal máximo entre **958%** (Escenario 25) y **39%** (Escenario 30).

La Figura 7.9 muestra la relación entre las escorrentías obtenidas para la condición POSNC y las correspondientes a la condición PRE, para los distintos escenarios y las recurrencias de interés. También en este caso se observa que todos los puntos caen por encima de la recta bisectriz.

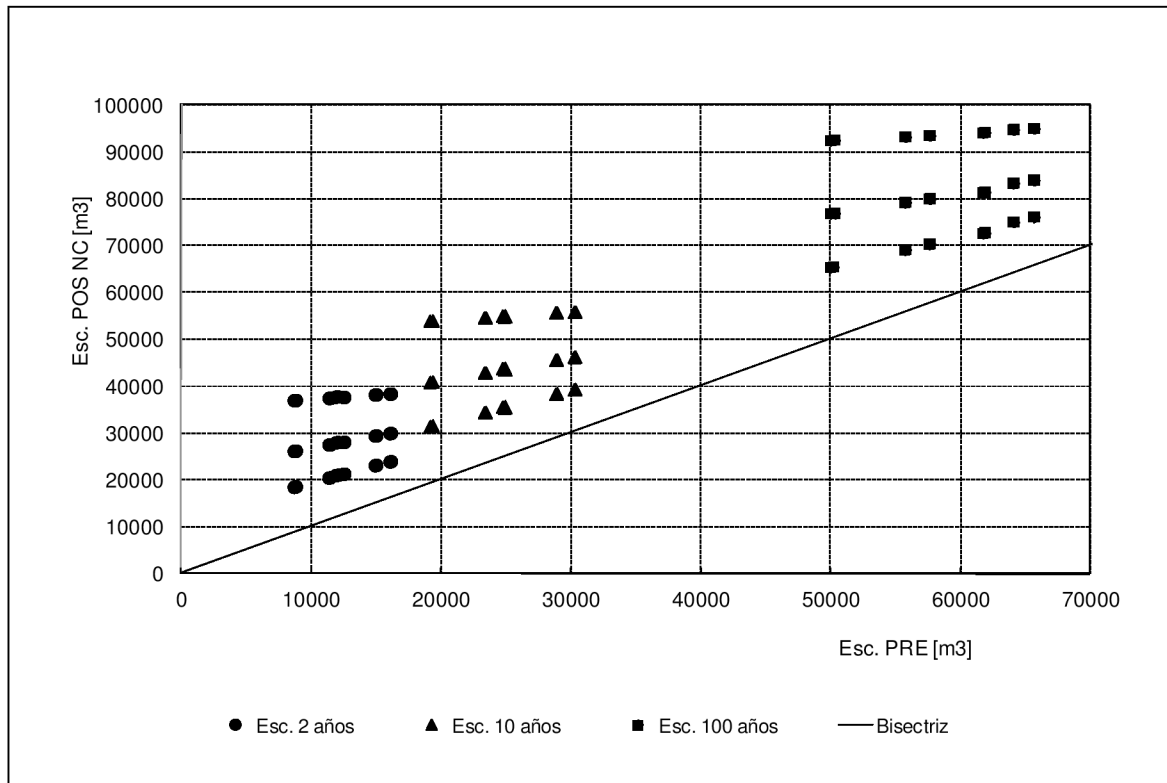


Figura 7.9: Escorrentías simuladas para las condiciones PRE y POSNC.

La Tabla 7.5 muestra las escorrentías obtenidas y los aumentos relativos de la escorrentía por efecto de la urbanización.

Tabla 7.5: Escorrentías obtenidas para las condiciones PRE y POSNC, distintos escenarios y recurrencias.

Escenario	Esc PRE [m3]			Esc POSNC [m3]			Δ Esc [%]		
	2	10	100	2	10	100	2	10	100
1	8815	19340	50218	18617	31618	65415	111	63	30
2	11460	23432	55812	20561	34475	69116	79	47	24
3	12545	24940	57691	21339	35496	70346	70	42	22

Capítulo 7: Diseño de FSDs para distintos escenarios de cuenca

Escenario	Esc PRE [m3]			Esc POSNC [m3]			Δ Esc [%]		
	2	10	100	2	10	100	2	10	100
4	8816	19340	50322	26247	41005	76869	198	112	53
5	11460	23432	55812	27604	42903	79206	141	83	42
6	12545	24940	57691	28122	43566	79984	124	75	39
7	8816	19340	50322	37042	54014	92471	320	179	84
8	11460	23432	55812	37506	54665	93232	227	133	67
9	12545	24940	57691	37693	54883	93484	200	120	62
10	12044	24906	61892	21113	35719	72744	75	43	18
11	15003	28910	64135	23203	38449	75051	55	33	17
12	16133	30321	65702	23989	39388	76084	49	30	16
13	12044	24906	61892	28092	43914	81376	133	76	31
14	15003	28910	64135	29496	45682	83311	97	58	30
15	16133	30321	65702	30003	46283	83963	86	53	28
16	12044	24906	61892	37794	55114	94097	214	121	52
17	15003	28910	64135	38249	55715	94759	155	93	48
18	16133	30321	65702	38425	55915	94990	138	84	45
19	8662	19133	49990	18511	31487	65272	114	65	31
20	11348	23305	55693	20497	34396	69053	81	48	24
21	12484	24838	57590	21287	35427	70303	71	43	22
22	8662	19133	49990	26175	40914	76764	202	114	54
23	11348	23305	55693	27556	42858	79166	143	84	42
24	12484	24838	57590	28088	43527	79972	125	75	39
25	8662	19133	49990	37003	53970	92417	327	182	85
26	11348	23305	55693	37487	54638	93202	230	134	67
27	12484	24838	57590	37685	54852	93485	202	121	62
28	11885	24718	61718	21008	35605	72566	77	44	18
29	14902	28804	64030	23146	38381	75003	55	33	17
30	16049	30236	65627	23944	39330	76053	49	30	16
31	11885	24718	61718	28021	43832	81240	136	77	32
32	14902	28804	64030	29450	45643	83280	98	58	30
33	16049	30236	65627	29975	46254	83962	87	53	28
34	11885	24718	61718	37759	55081	94048	218	123	52
35	14902	28804	64030	38231	55693	94736	157	93	48
36	16049	30236	65627	38419	55888	94988	139	85	45
MÍN _u	8815	19340	50218	18617	31618	65415	49	30	16
MED _u	12667	25308	59253	29172	44934	82028	137	80	39
MÁX _u	16133	30321	65702	38425	55915	94990	320	179	84
MÍN _{nu}	8662	19133	49990	18511	31487	65272	49	30	16
MED _{nu}	12555	25172	59108	29125	44876	81973	139	81	40
MÁX _{nu}	16049	30236	65627	38419	55888	94988	327	182	85

Donde Esc. PRE es la escorrentía para la condición PRE, Esc. POSNC es la escorrentía para la condición POSNC y Δ_{esc} es el aumento relativo de la escorrentía de la condición POSNC respecto a la de condición PRE.

Los resultados obtenidos indican que todas las escorrentías correspondientes a la condición POSNC aumentan con respecto a las de PRE. Para todos los escenarios, los aumentos relativos de la escorrentía son más significativos para las tormentas de menor recurrencia. Por otra parte, los efectos aumentan a medida que disminuyen la pendiente y el potencial de escurrimiento del suelo y aumenta la impermeabilidad del posdesarrollo. Si se analizan los escenarios de distribución UN, se tiene que el mayor incremento de escorrentía, de **320%**, corresponde a la tormenta de 2 años de recurrencia y al Escenario 7. Inversamente, el menor incremento de escurrimiento, de **16%**, corresponde a la tormenta de 100 años de recurrencia y al Escenario 12. Un comportamiento similar se tiene para los escenarios de distribución NU de los parámetros, con incrementos de escorrentía entre **327%** (Escenario 25) y **16 %** (Escenario 30).

También se evaluaron los efectos hidrológicos de la urbanización para la situación actual de la cuenca experimental hasta U8. Para ello, se determinaron los hidrogramas para las condiciones PRE y POSNC por simulación, considerando los valores medios areales de impermeabilidad y pendiente. Los caudales máximos y las escorrentías obtenidas para ambas condiciones y distintas recurrencias se muestran en las Tablas 7.6 y 7.7.

Tabla 7.6: Caudales máximos obtenidos para las condiciones PRE y POSNC de la cuenca experimental hasta U8 y distintas recurrencias.

Escenario	Qmáx PRE [m3/s]			Qmáx POSNC [m3/s]			$\Delta Q_{máx}$ [%]		
	2	10	100	2	10	100	2	10	100
Cca. Exp.	1.281	2.811	7.813	10.353	15.437	27.619	708	449	254

Tabla 7.7: Escorrentías obtenidas para las condiciones PRE y POSNC de la cuenca experimental hasta U8 y distintas recurrencias.

Escenario	Esc PRE [m3]			Esc POSNC [m3]			ΔEsc [%]		
	2	10	100	2	10	100	2	10	100
Cca. Exp.	10640	22229	54253	35497	52254	90382	234	135	67

Los resultados obtenidos indican que los caudales máximos y las escorrentías correspondientes a la condición de POSNC aumentan con respecto a los de PRE y que los aumentos relativos son más significativos a medida que la recurrencia del evento es menor.

7.6 Efectos de la variabilidad espacial de la impermeabilidad y pendiente

Se analizaron los efectos de la variabilidad espacial de la impermeabilidad y pendiente sobre los caudales máximos y escorrentías simuladas.

La Figura 7.10 muestra los caudales máximos simulados para la condición PRE, obtenidos con los escenarios de distribución UN (Esc. 1 a 18) versus los correspondientes a la distribución NU (Esc. 19 a 36). La Figura 7.11 muestra la relación correspondiente a los caudales máximos simulados para la condición POSNC.

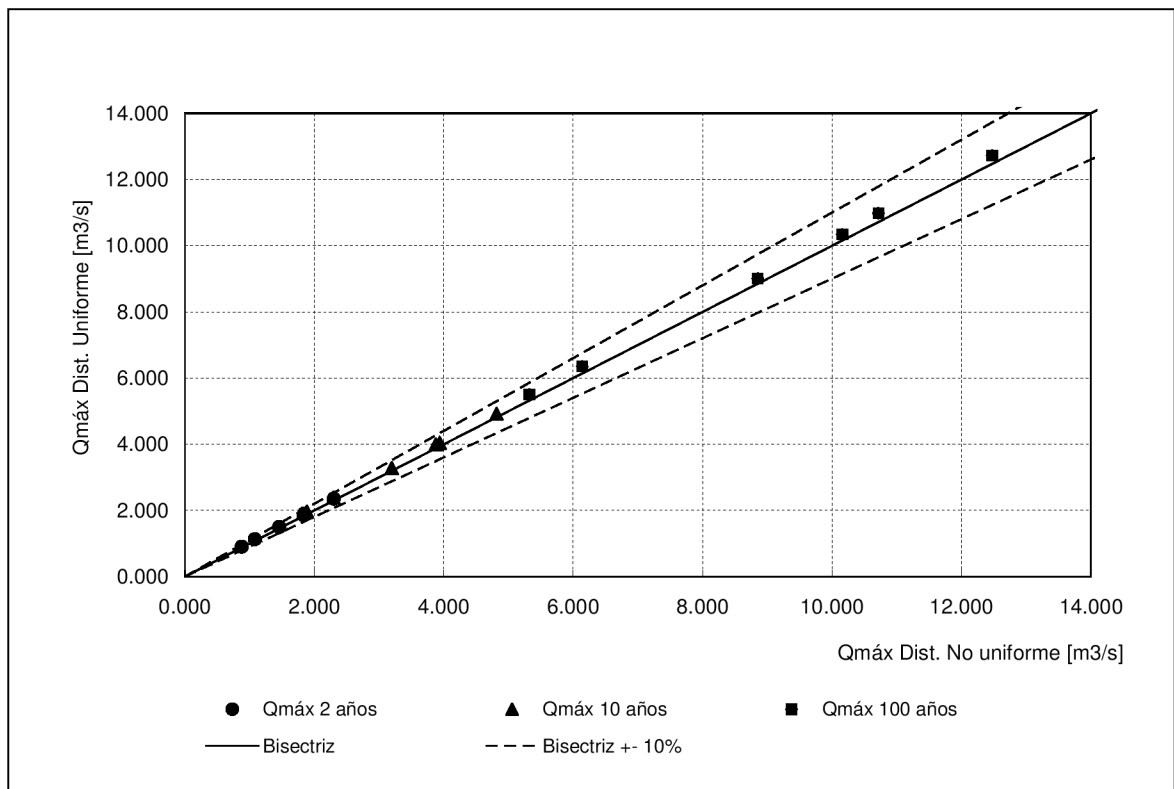


Figura 7.10: Caudales máximos simulados para condición PRE y distribuciones UN y NU.

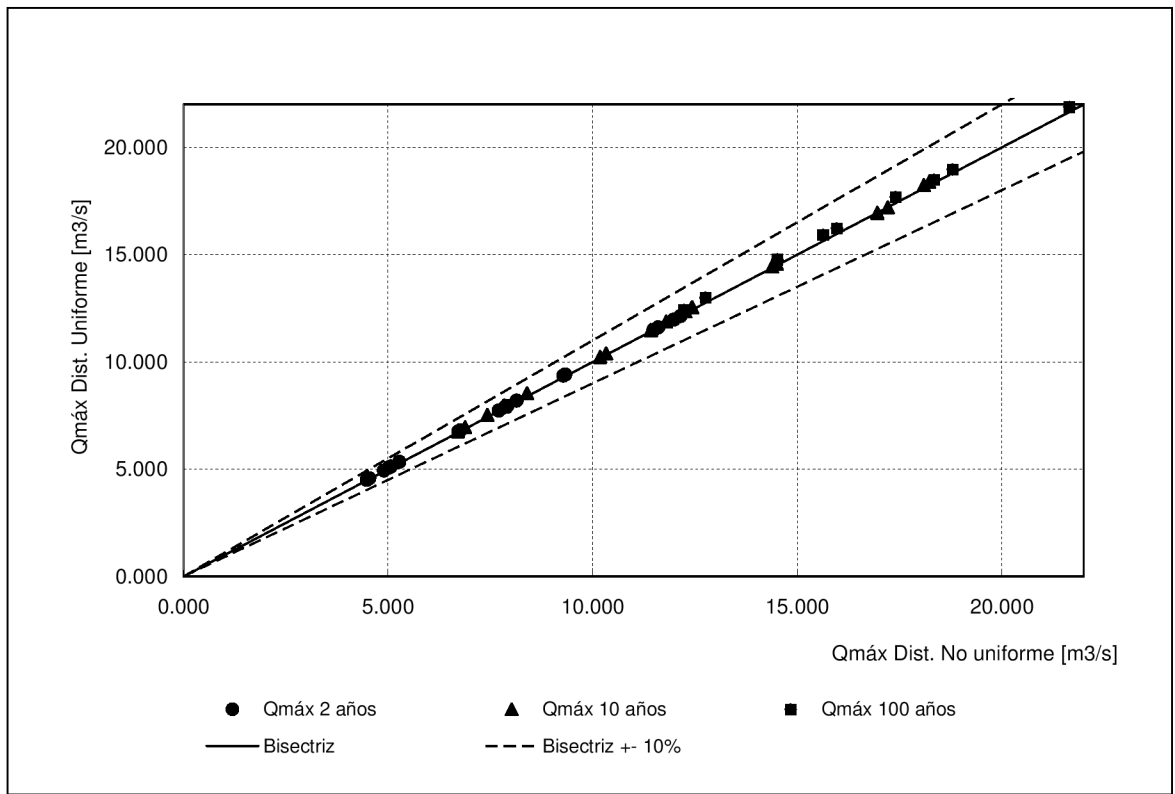


Figura 7.11: Caudales máximos simulados para condición POSNC y distribuciones UN y NU.

En ambas figuras se observa una *gran similitud entre los caudales máximos simulados con las distribuciones UN y NU*, con diferencias relativas en valor absoluto de los primeros respecto a los segundos inferiores a 10%.

La Figura 7.12 muestra las escorrentías simuladas para la condición PRE, obtenidas con los escenarios de distribución UN versus las correspondientes a la distribución NU. La Figura 7.13 muestra la relación correspondiente a las escorrentías simuladas para la condición POSNC. En ambas figuras se observa una *gran similitud entre las escorrentías obtenidas con las distribuciones UN y NU*, con diferencias relativas en valor absoluto de las primeras respecto a las segundas inferiores a 10%.

La gran similitud obtenida entre los caudales máximos y escorrentías simuladas con las distribuciones UN y NU se debe a que las distribuciones no uniformes consideradas para la pendiente e impermeabilidad son proporcionales a las de la cuenca experimental hasta U8, la cual presenta una baja variabilidad espacial de estos parámetros.

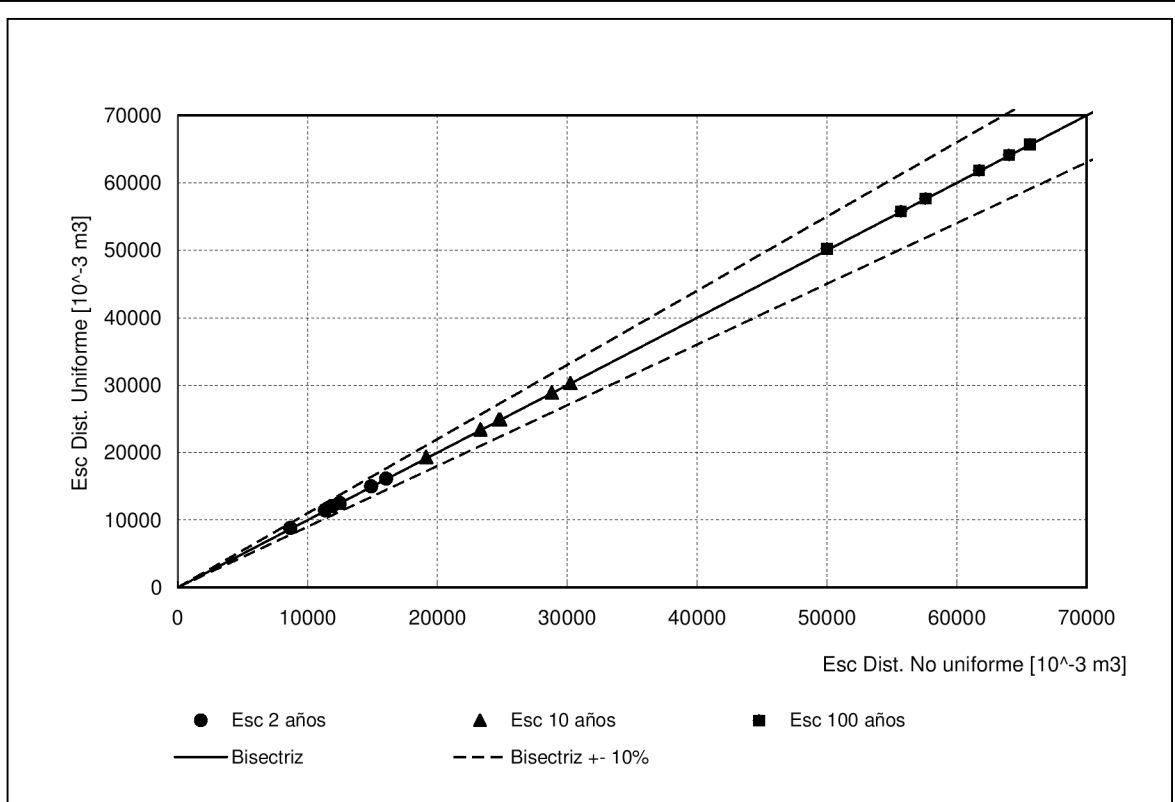


Figura 7.12: Escorrentías simuladas para la condición PRE con distribuciones UN y NU.

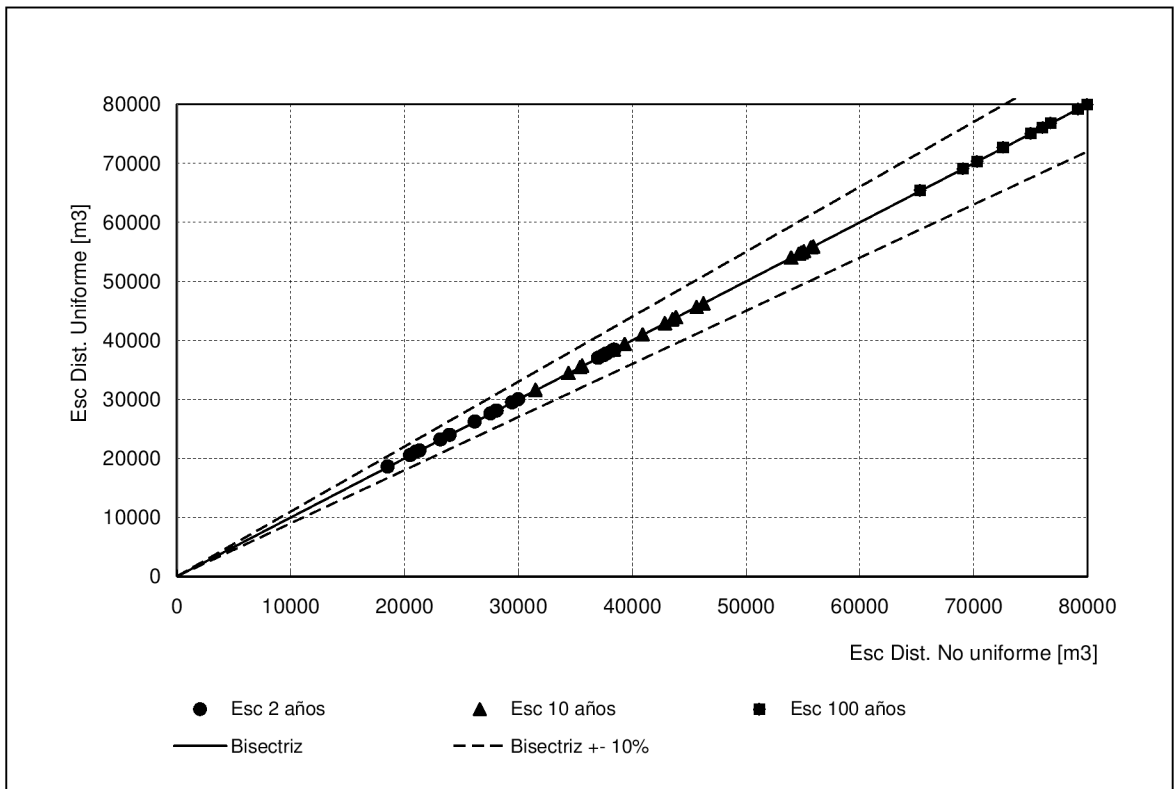


Figura 7.13: Escorrentías simuladas para la condición POSNC con distribuciones UN y NU.

7.7 Cálculo del EURV para distintos escenarios y recurrencias

Se calcularon los valores de EURV para cada uno de los escenarios de distribución UN (Esc. 1 a 18) y para cada una de las recurrencias de interés. Cada valor de EURV se obtuvo como diferencia entre las escorrentías simuladas para las condiciones POSNC y PRE y se lo expresó en unidades de m³ de escorrentía por m² de superficie impermeable (Tabla 7.8).

Tabla 7.8: Valores de EURV obtenidos para los distintos escenarios y recurrencias.

Esc.	\bar{S} [%]	$\overline{\text{Imp}}$ [%]	$\overline{\text{CN}}$	Distrib	EURV [m ³]			EURV [m ³ /m ² imp]		
					2	10	100	2	10	100
1	0.5	30	83	UN	9802	12278	15197	0.031	0.039	0.049
4	0.5	50	83	UN	17431	21665	26547	0.033	0.042	0.051
7	0.5	80	83	UN	28225	34673	42149	0.034	0.042	0.051
2	2.5	30	83	UN	9101	11042	13304	0.029	0.035	0.043
5	2.5	50	83	UN	16144	19471	23394	0.031	0.037	0.045
8	2.5	80	83	UN	26046	31233	37420	0.031	0.038	0.045
3	5.0	30	83	UN	8794	10556	12655	0.028	0.034	0.041
6	5.0	50	83	UN	15577	18626	22292	0.030	0.036	0.043
9	5.0	80	83	UN	25147	29944	35793	0.030	0.036	0.043
10	0.5	30	87	UN	9069	10813	10852	0.029	0.035	0.035
13	0.5	50	87	UN	16048	19008	19483	0.031	0.037	0.037
16	0.5	80	87	UN	25750	30208	32204	0.031	0.036	0.039
11	2.5	30	87	UN	8200	9539	10916	0.026	0.031	0.035
14	2.5	50	87	UN	14493	16772	19176	0.028	0.032	0.037
17	2.5	80	87	UN	23246	26806	30624	0.028	0.032	0.037
12	5.0	30	87	UN	7856	9067	10382	0.025	0.029	0.033
15	5.0	50	87	UN	13870	15962	18261	0.027	0.031	0.035
18	5.0	80	87	UN	22292	25594	29287	0.027	0.031	0.035

Donde $\overline{\text{Imp}}$ es la impermeabilidad media de la cuenca, \bar{S} es la pendiente media y $\overline{\text{CN}}$ es el número de curva medio de la cuenca correspondiente a la condición PRE.

Los resultados obtenidos indican que, para todos los escenarios, *los valores de EURV aumentan con la recurrencia*. Por otra parte, para una misma recurrencia, *los valores de EURV aumentan a medida que disminuyen la pendiente y el potencial de escurrimiento del suelo y aumenta la impermeabilidad del posdesarrollo*.

Las Figuras 7.14 a 7.19 muestran los valores obtenidos de EURV en función de la impermeabilidad de la cuenca, para los escenarios correspondientes a valores de \bar{S} igual a 0.5, 2.5 y 5.0%, a valores de $\overline{\text{CN}}$ igual a 83 (Grupo B) y 87 (Grupo C), y a las recurrencias de interés.

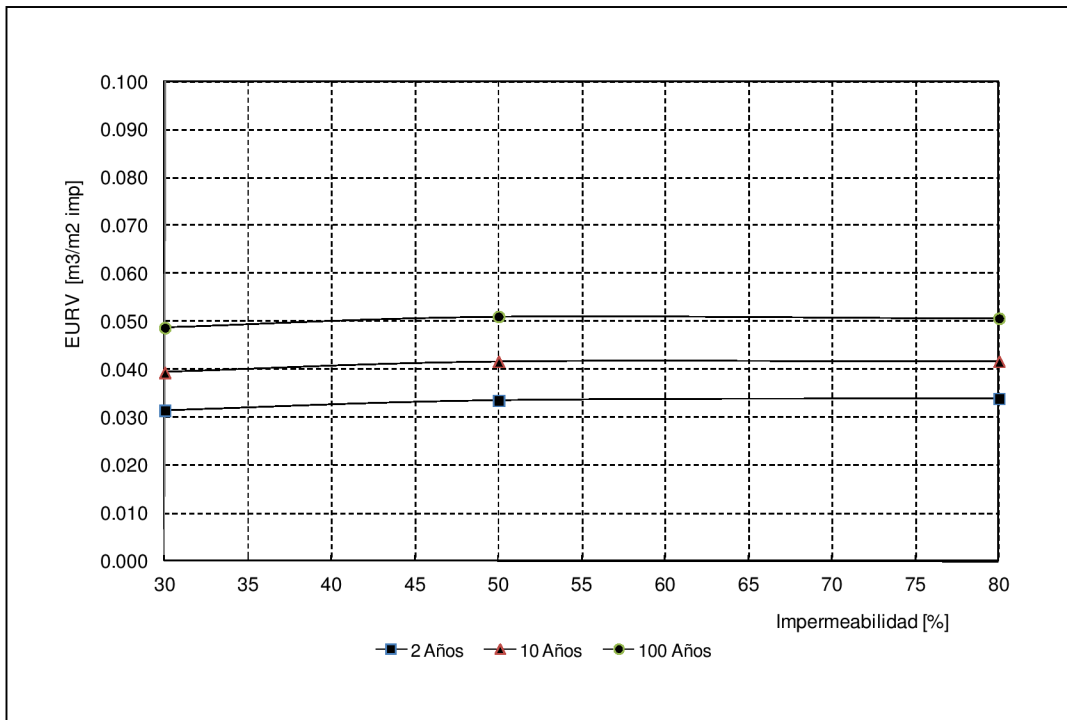


Figura 7.14: Valores de EURV para $\bar{S}=0.5\%$ y $\bar{CN}=83$.

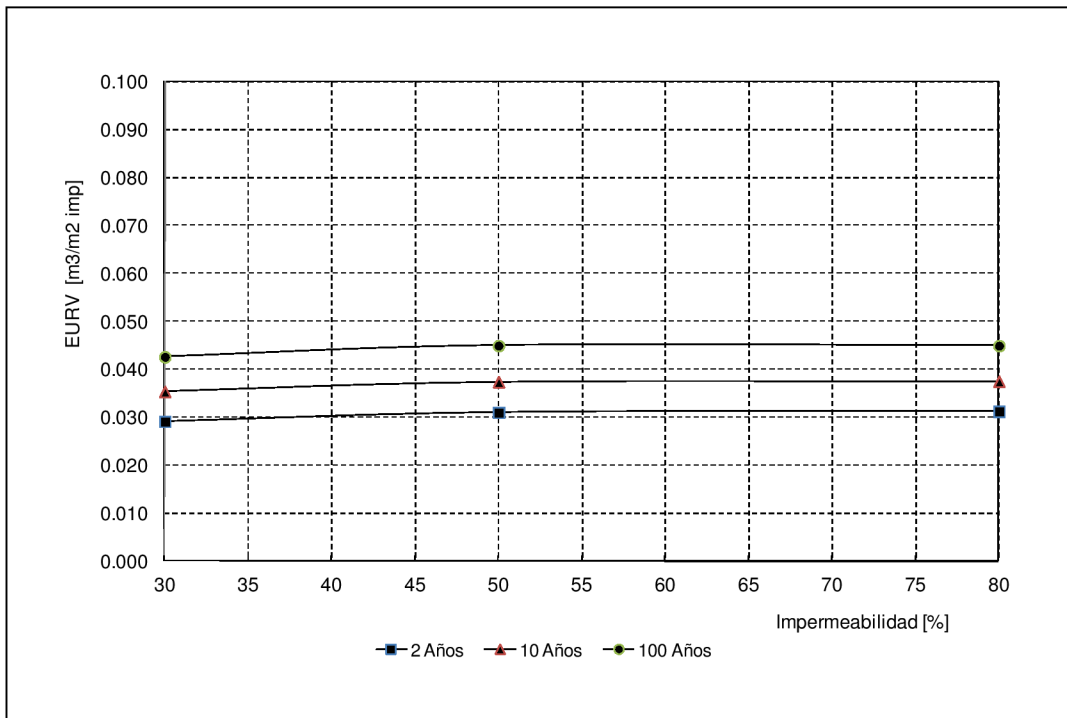


Figura 7.15: Valores de EURV para $\bar{S}=2.5\%$ y $\bar{CN}=83$.

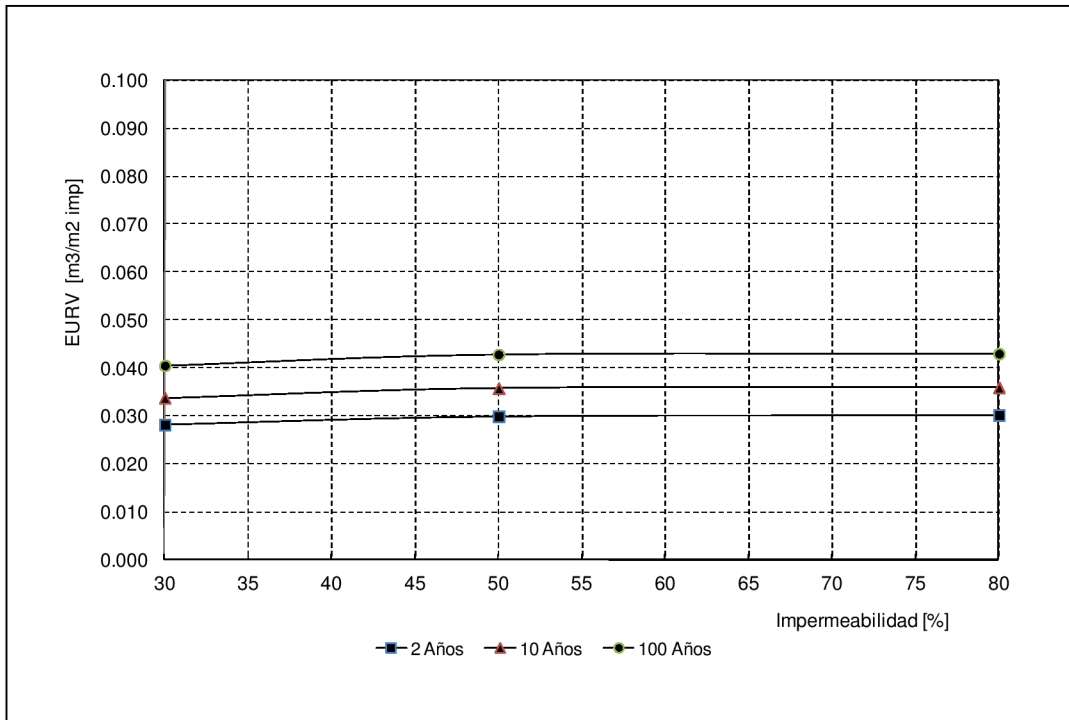


Figura 7.16: Valores de EURV para $\bar{S}=5.0\%$ y $\bar{CN}=83$.

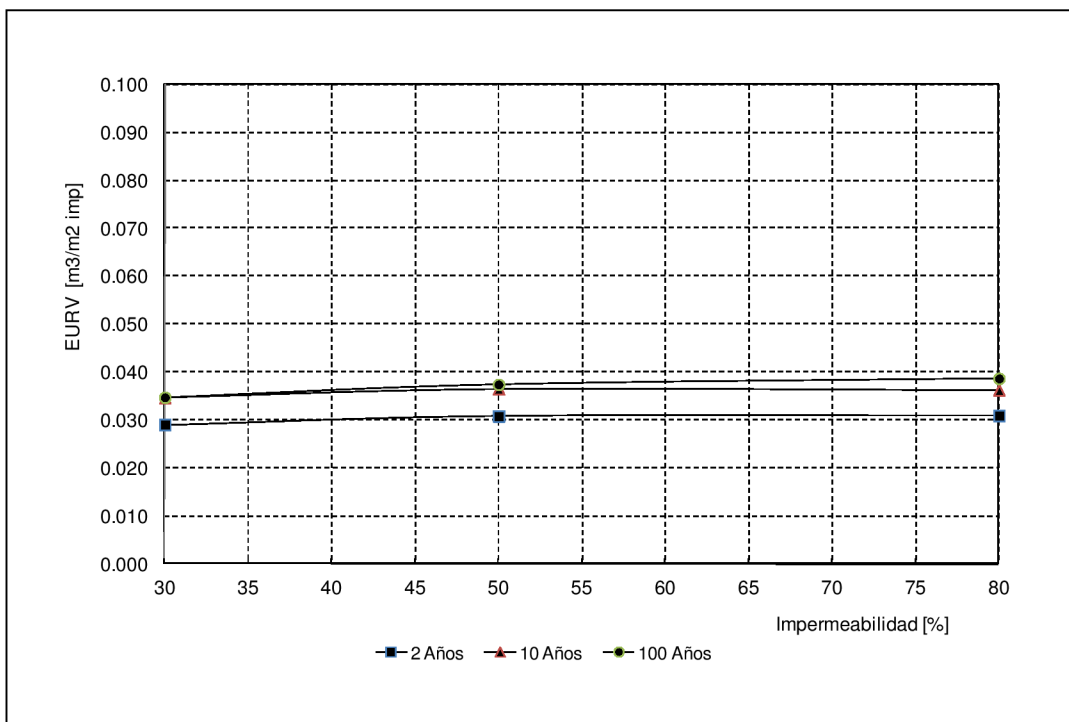


Figura 7.17: Valores de EURV para $\bar{S}=0.5\%$ y $\bar{CN}=87$.

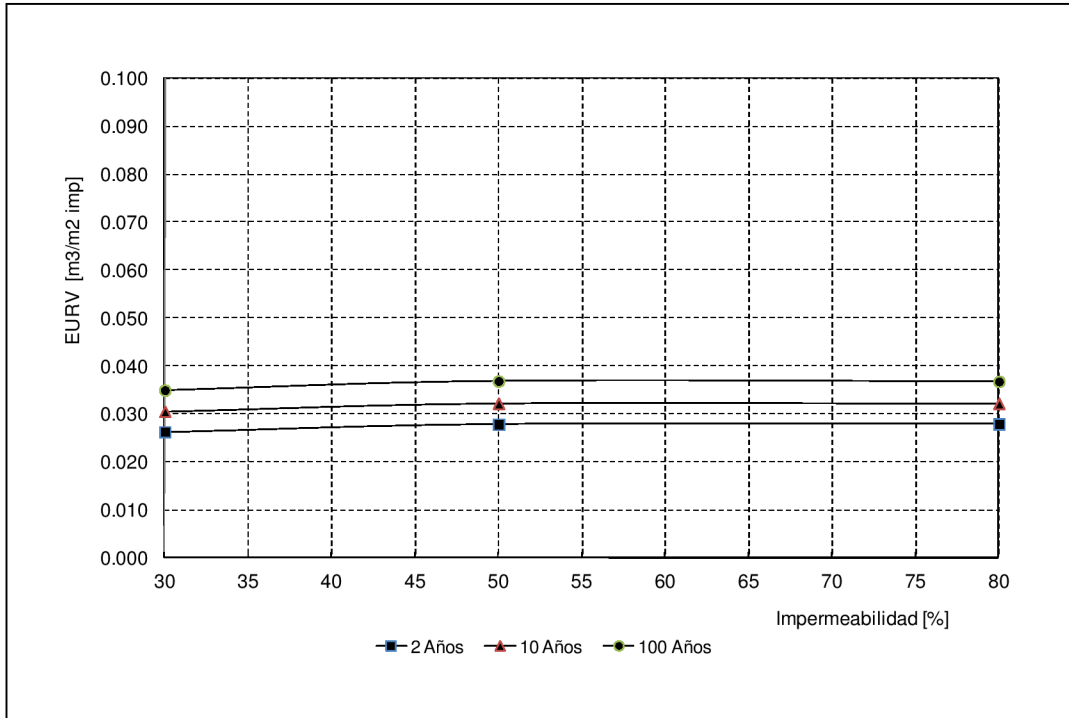


Figura 7.18: Valores de EURV para $\bar{S}=2.5\%$ y $\overline{CN}=87$.

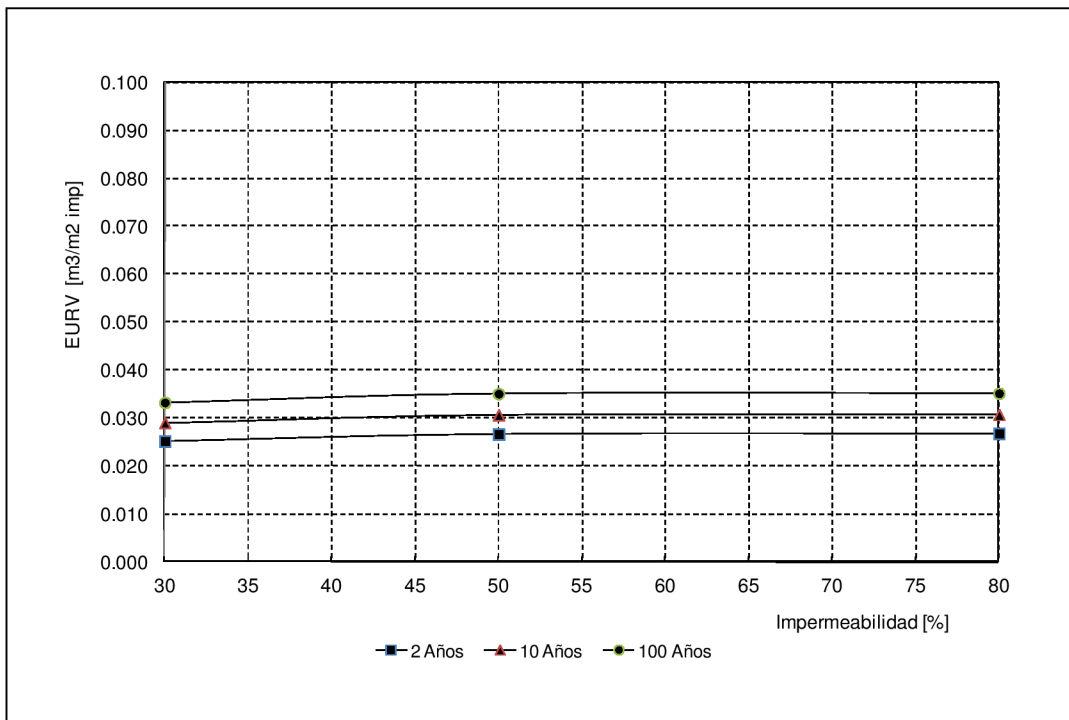


Figura 7.19: Valores de EURV para $\bar{S}=5.0\%$ y $\overline{CN}=87$.

Las relaciones obtenidas son compatibles con las presentadas por Urbonas and Wulliman (2007). Se observa que, para valores dados de pendiente y CN, los valores de EURV expresados en m³ de escorrentía por m² de superficie impermeable son aproximadamente constantes con la impermeabilidad y aumentan con la recurrencia del evento. Este último efecto es más notorio para suelos del Grupo B ($\overline{CN}=83$).

También se calcularon los valores de EURV para la situación actual de la cuenca experimental hasta U8 y para cada recurrencia (Tabla 7.9).

Tabla 7.9: Valores de EURV obtenidos para la cuenca experimental hasta U8 y distintas recurrencias.

Esc.	\bar{S} [%]	\overline{Imp} [%]	\overline{CN}	Distrib.	EURV [m3]			EURV [m3/m2 imp]		
					2	10	100	2	10	100
CE	1.5	74.2	83	UN	9802	12278	15197	0.013	0.016	0.020

7.8 Diseño de FSDs para distintos escenarios de cuenca

Se diseñó un FSD para cada escenario de distribución UN (Esc. 1 a 18), aplicando el procedimiento descrito en el ítem 7.2. Se consideró una distribución uniforme para la impermeabilidad y pendiente con el objeto de excluir los efectos de la variabilidad espacial de estos parámetros sobre los diseños obtenidos.

Para cada escenario, una vez concluido el diseño de cada orificio, se obtuvo el valor del tirante de agua máximo en el reservorio ($H_{m\acute{a}x}$) a partir del limnigrama simulado para la unidad de almacenamiento DA_{lm} , utilizando las opciones “Report”, “Table”, “By Variable”, “Depth”. El volumen máximo correspondiente ($V_{m\acute{a}x}$) se calculó como producto de $H_{m\acute{a}x}$ por el área en planta del reservorio, igual a 1.21 ha. El caudal máximo de salida para cada recurrencia se obtuvo a partir del hidrograma simulado para el nodo U8, utilizando las opciones “Report”, “Table”, “By Variable”, “Total Inflow”. La Tabla 7.10 muestra los resultados obtenidos.

Tabla 7.10: Parámetros de diseño de los FSDs obtenidos para los distintos escenarios.

Esc.	$H_{m\acute{a}x}$ [m]			$V_{m\acute{a}x}$ [m3]			$Q_{m\acute{a}x}$ [m3/s]		
	2	10	100	2	10	100	2	10	100
1	0.85	1.27	2.05	10285	15367	24805	0.944	1.995	5.587
2	0.90	1.28	1.90	10890	15488	22990	1.337	3.214	9.257
3	1.00	1.33	1.92	12100	16093	23232	1.333	3.847	10.772
4	1.44	2.09	3.30	17424	25289	39930	0.947	2.036	5.687
5	1.42	1.99	3.07	17182	24079	37147	1.526	3.425	8.870
6	1.42	1.93	2.94	17182	23353	35574	1.763	4.235	10.686
7	2.27	3.20	4.69	27467	38720	56749	0.917	2.025	5.706
8	2.24	3.07	4.44	27104	37147	53724	1.518	3.397	9.088
9	2.16	2.93	4.33	26136	35453	52393	1.936	4.240	10.489
10	0.86	1.27	2.04	10406	15367	24684	1.122	2.407	6.322
11	1.02	1.36	1.96	12342	16456	23716	1.348	3.817	10.407
12	1.11	1.41	1.94	13431	17061	23474	1.421	4.704	12.780

Esc.	H _{máx} [m]			V _{máx} [m ³]			Q _{máx} [m ³ /s]		
	2	10	100	2	10	100	2	10	100
13	1.41	2.08	3.33	17061	25168	40293	1.170	2.340	6.136
14	1.50	2.06	3.10	18150	24926	37510	1.574	3.797	9.923
15	1.50	1.98	2.89	18150	23958	34969	1.821	4.766	12.657
16	2.24	3.16	4.66	27104	38236	56386	1.062	2.293	6.107
17	2.13	2.94	4.31	25773	35574	52151	1.923	4.073	10.066
18	2.07	2.85	4.25	25047	34485	51425	2.329	4.740	12.625
MÍN	0.85	1.27	1.90	10285	15367	22990	0.917	1.995	5.587
MED	1.53	2.12	3.17	18513	25679	38397	1.444	3.408	9.065
MÁX	2.27	3.20	4.69	27467	38720	56749	2.329	4.766	12.780

Donde H_{máx} es el tirante de agua máximo en el reservorio, V_{máx} es el volumen de almacenamiento requerido y Q_{máx} es el caudal máximo de salida del FSD.

La Tabla 7.11 muestra las dimensiones de los orificios, secciones de paso y tiempos de drenaje del EURV2 obtenidos para los escenarios considerados.

Tabla 7.11: Dimensiones de orificios, secciones de paso y tiempos de drenaje obtenidos para los distintos escenarios.

Esc.	O2			O10			O100			Td [h]
	H _o [m]	B _o [m]	A _o [m ²]	H _o [m]	B _o [m]	A _o [m ²]	H _o [m]	B _o [m]	A _o [m ²]	
1	0.40	1.10	0.44	0.20	2.60	0.52	0.30	4.00	1.20	49.0
2	0.40	1.50	0.60	0.20	5.50	1.10	0.30	8.00	2.40	40.0
3	0.40	1.40	0.56	0.20	8.90	1.78	0.30	8.50	2.55	41.7
4	0.40	0.80	0.32	0.20	2.20	0.44	0.20	4.70	0.94	62.8
5	0.40	1.30	0.52	0.20	4.30	0.86	0.20	7.00	1.40	45.3
6	0.40	1.50	0.60	0.20	6.30	1.26	0.20	8.00	1.60	41.2
7	0.40	0.60	0.24	0.20	1.90	0.38	0.20	4.50	0.90	79.5
8	0.40	1.00	0.40	0.20	3.50	0.70	0.20	7.00	1.40	56.0
9	0.40	1.30	0.52	0.20	4.50	0.90	0.20	7.00	1.40	46.8
10	0.40	1.30	0.52	0.20	3.30	0.66	0.20	6.00	1.20	43.8
11	0.40	1.40	0.56	0.20	8.00	1.60	0.30	8.00	2.40	42.2
12	0.40	1.40	0.56	0.30	9.80	2.94	0.30	9.00	2.70	41.5
13	0.40	1.00	0.40	0.20	2.20	0.44	0.20	4.70	0.94	53.8
14	0.40	1.30	0.52	0.20	5.30	1.06	0.20	8.00	1.60	45.0
15	0.40	1.50	0.60	0.20	8.00	1.60	0.30	7.50	2.25	41.0
16	0.40	0.70	0.28	0.20	2.10	0.42	0.20	4.50	0.90	71.0
17	0.40	1.30	0.52	0.20	4.00	0.80	0.20	7.00	1.40	46.7
18	0.40	1.60	0.64	0.20	4.50	0.90	0.30	7.00	2.10	40.5
MÍN	0.40	0.60	0.24	0.20	1.90	0.38	0.20	4.00	0.90	40.0
MED	0.40	1.22	0.49	0.21	4.83	1.02	0.24	6.69	1.63	49.3
MÁX	0.40	1.60	0.64	0.30	9.80	2.94	0.30	9.00	2.70	79.5

Donde H_o , B_o y A_o son la altura, el ancho y el área de paso del orificio y T_d es el tiempo de drenaje del EURV2. En el Anexo 2 se muestra el detalle de los cálculos.

Las Figuras 7.20 a 7.37 muestran los hidrogramas simulados correspondientes a las condiciones PRE, POSNC y POSCO de los escenarios 1 a 18, respectivamente.

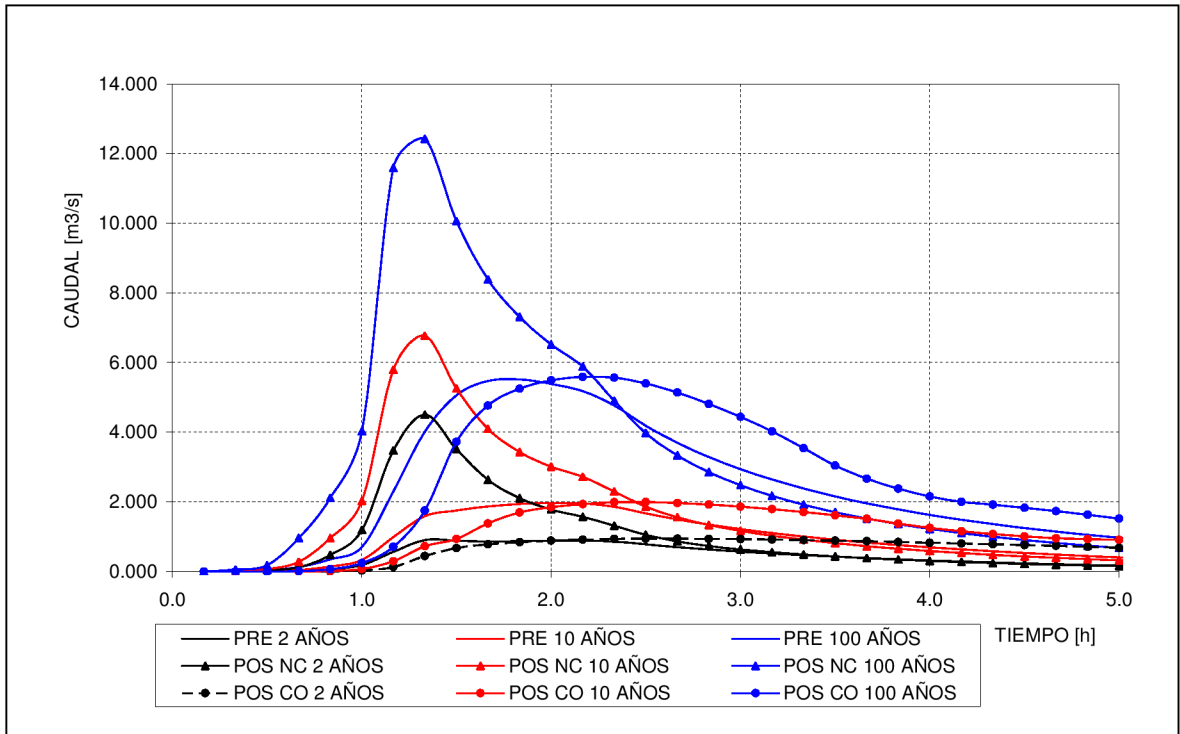


Figura 7.20: Hidrogramas simulados para Escenario 1.

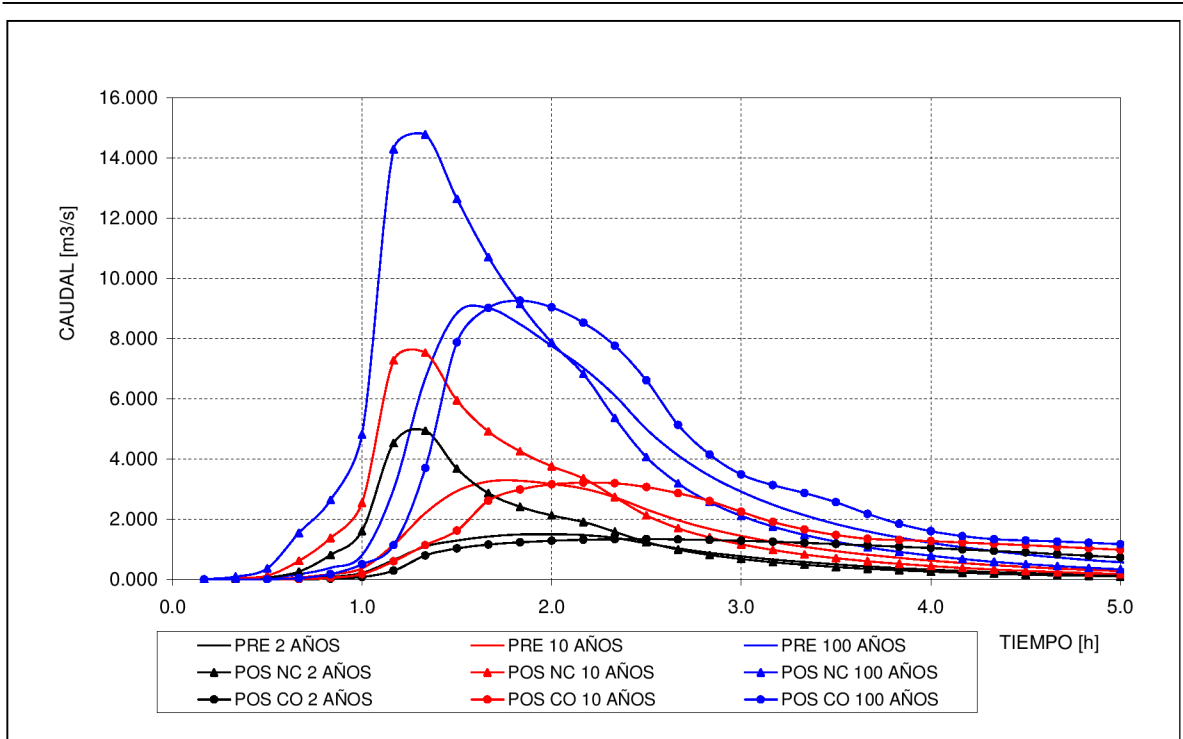


Figura 7.21: Hidrogramas simulados para Escenario 2.

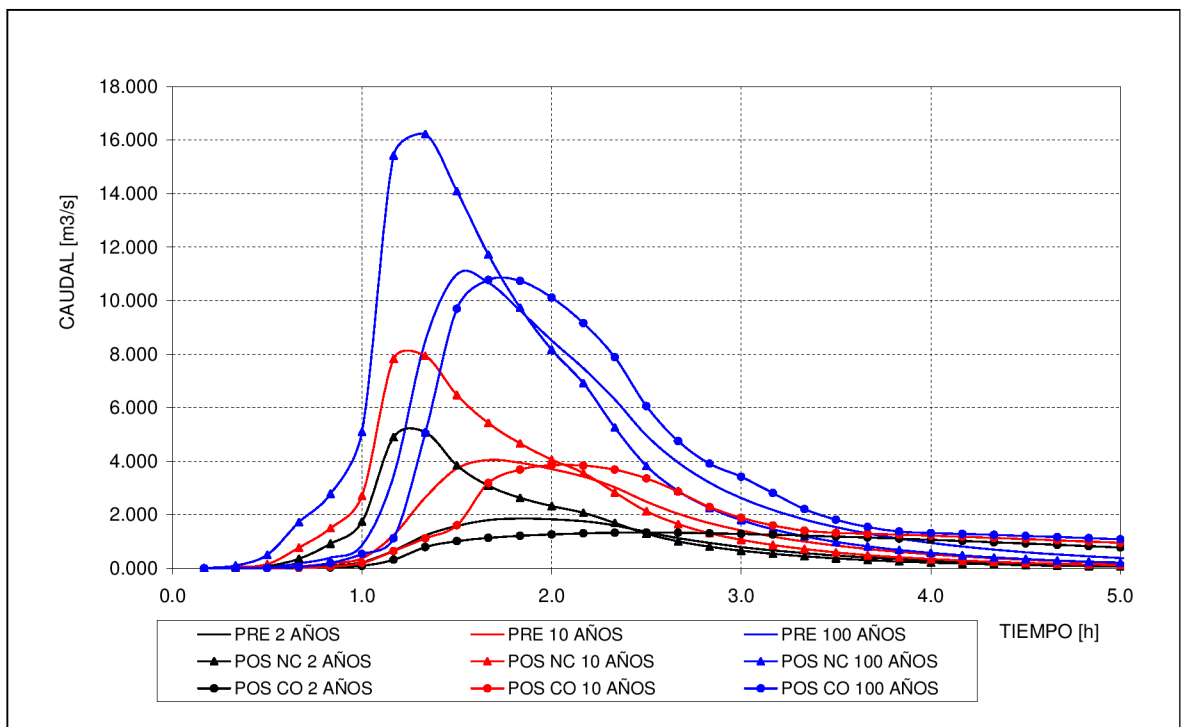


Figura 7.22: Hidrogramas simulados para Escenario 3.

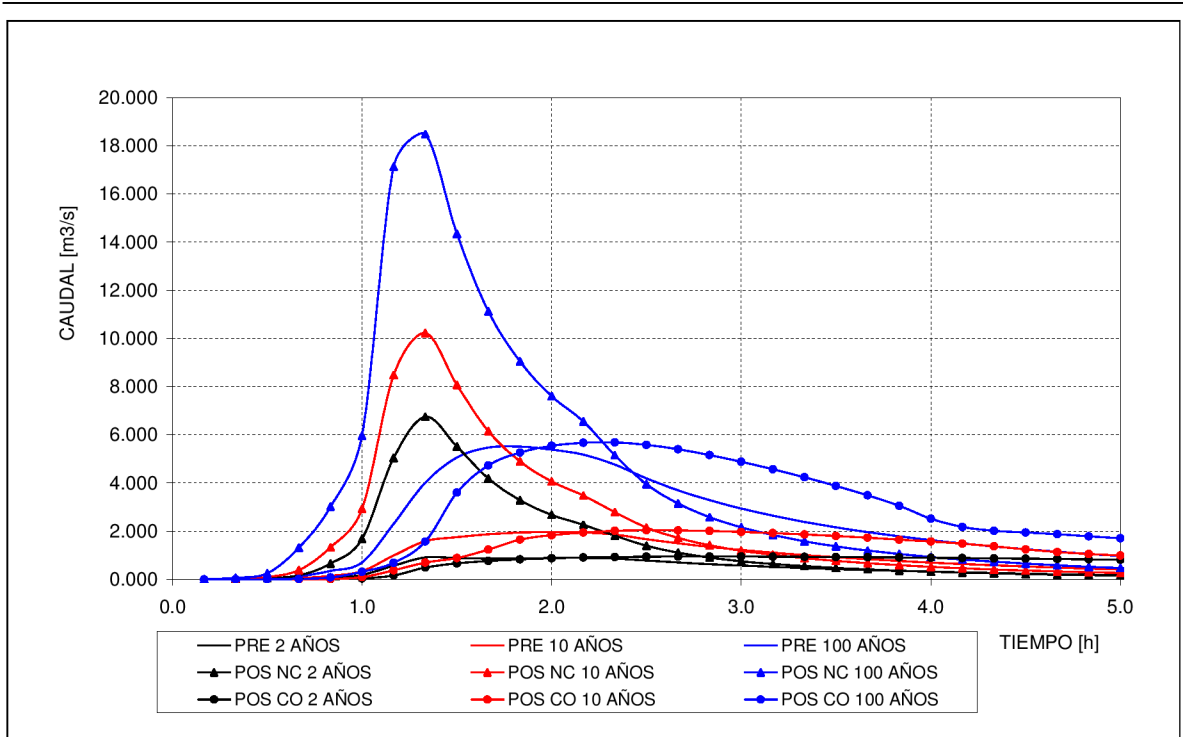


Figura 7.23: Hidrogramas simulados para Escenario 4.

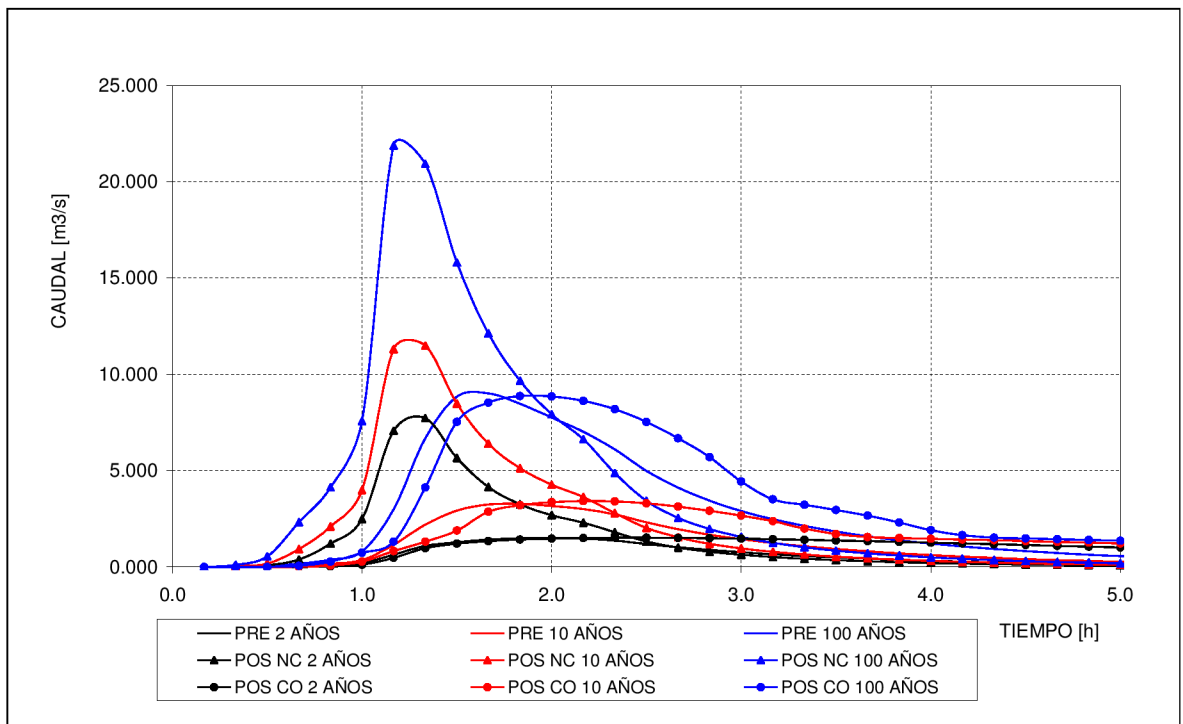


Figura 7.24: Hidrogramas simulados para Escenario 5.

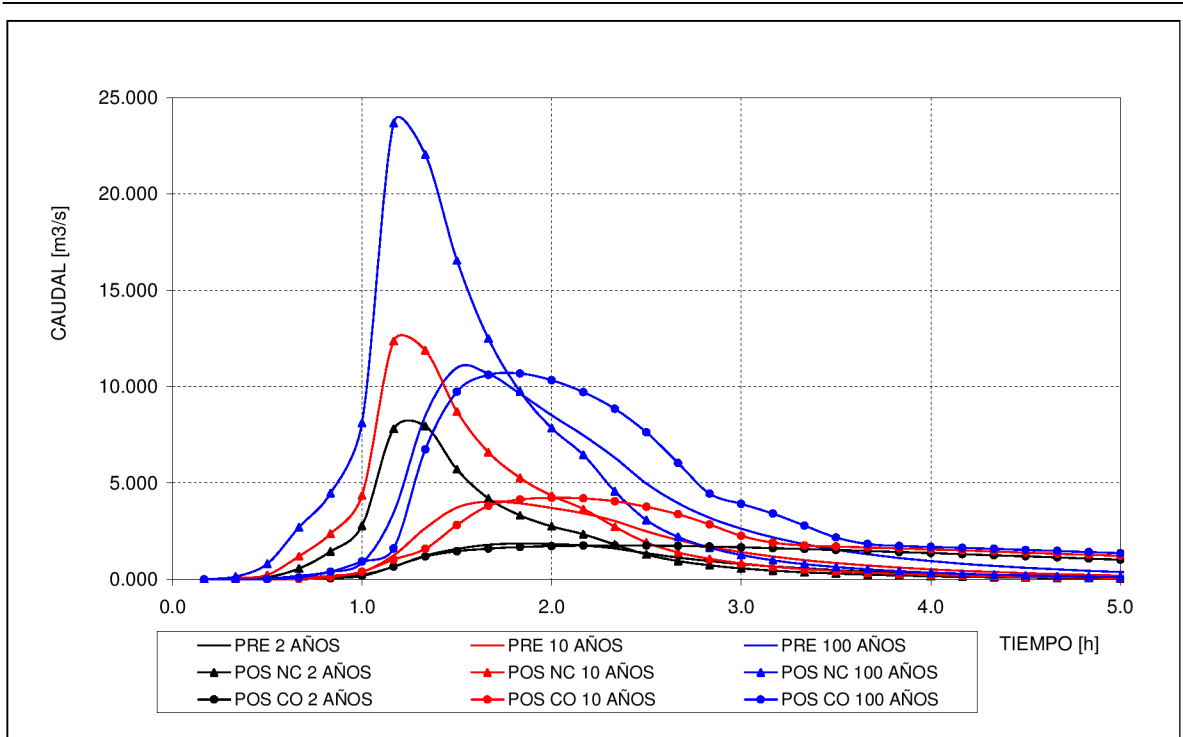


Figura 7.25: Hidrogramas simulados para Escenario 6.

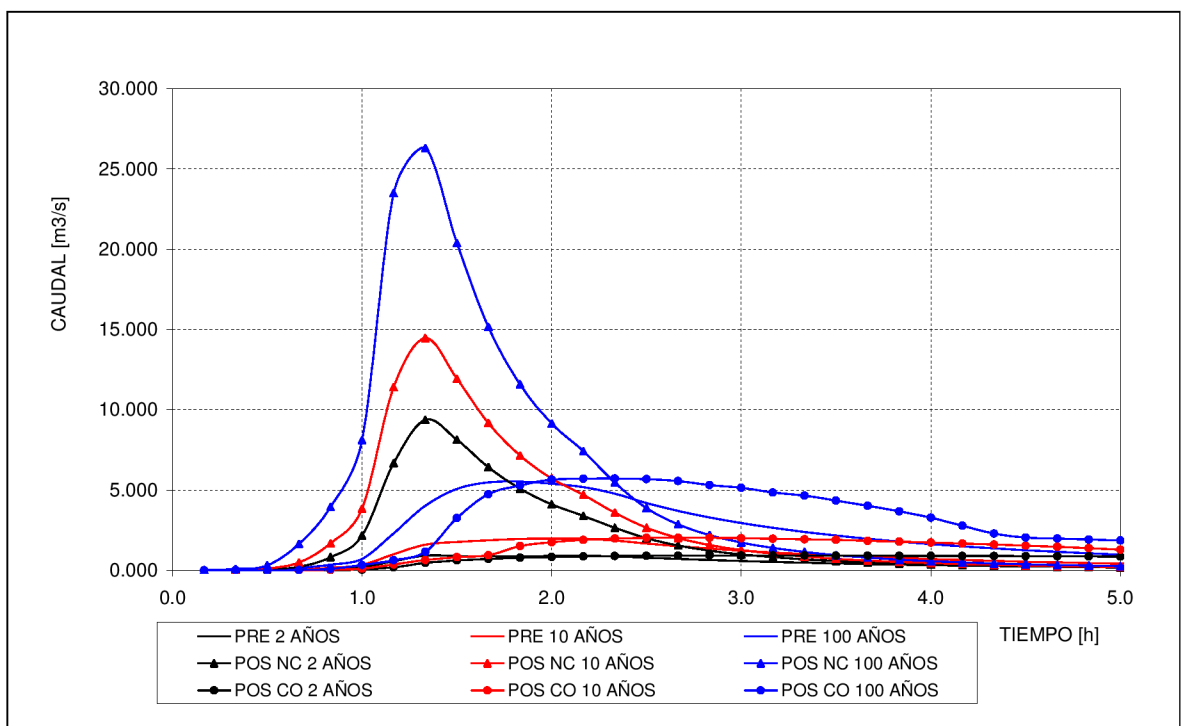


Figura 7.26: Hidrogramas simulados para Escenario 7.

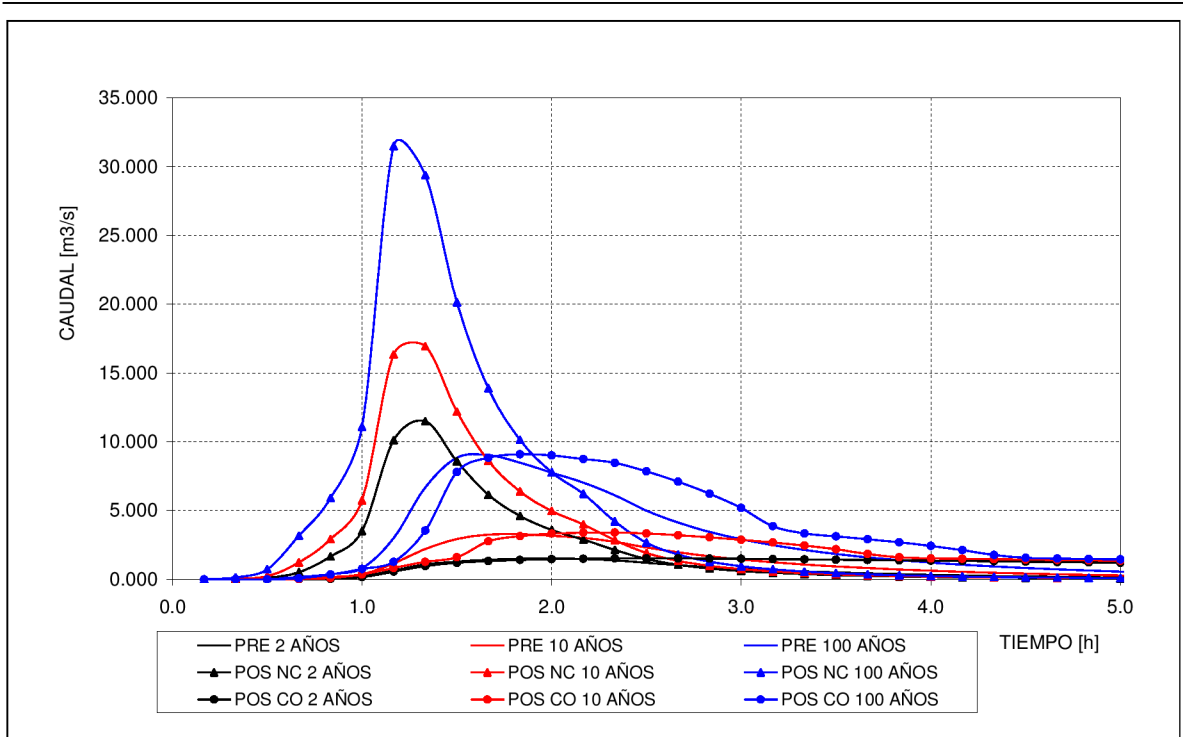


Figura 7.27: Hidrogramas simulados para Escenario 8.

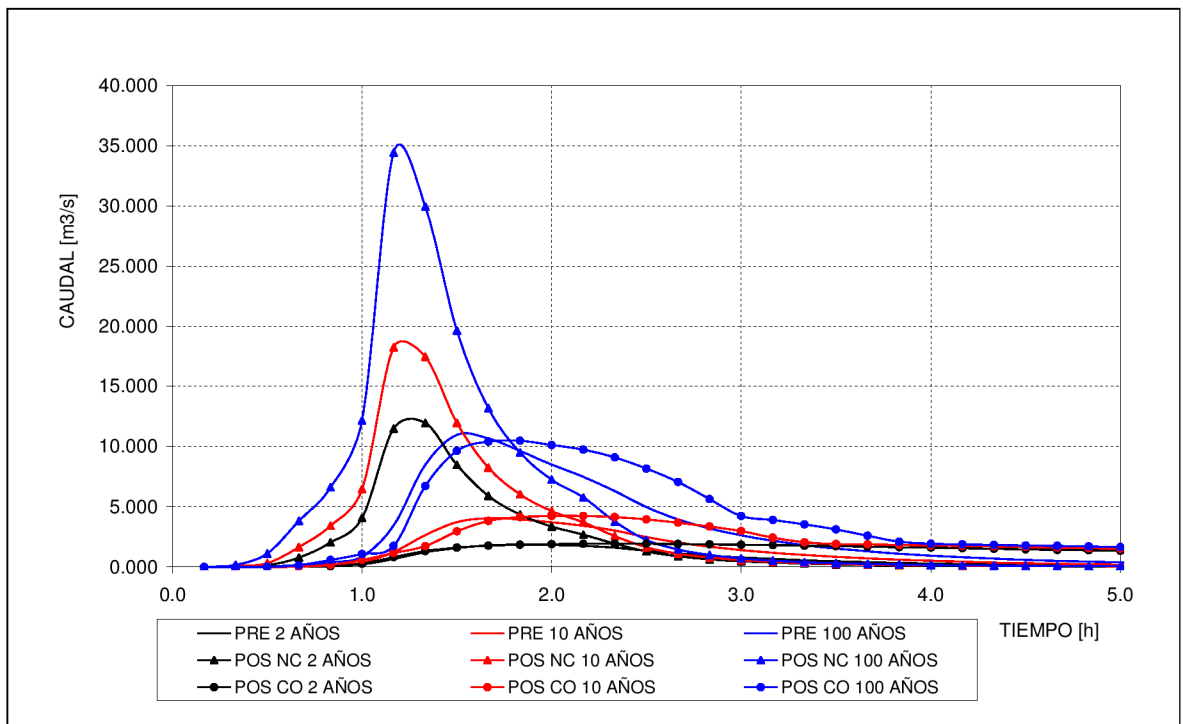


Figura 7.28: Hidrogramas simulados para Escenario 9.

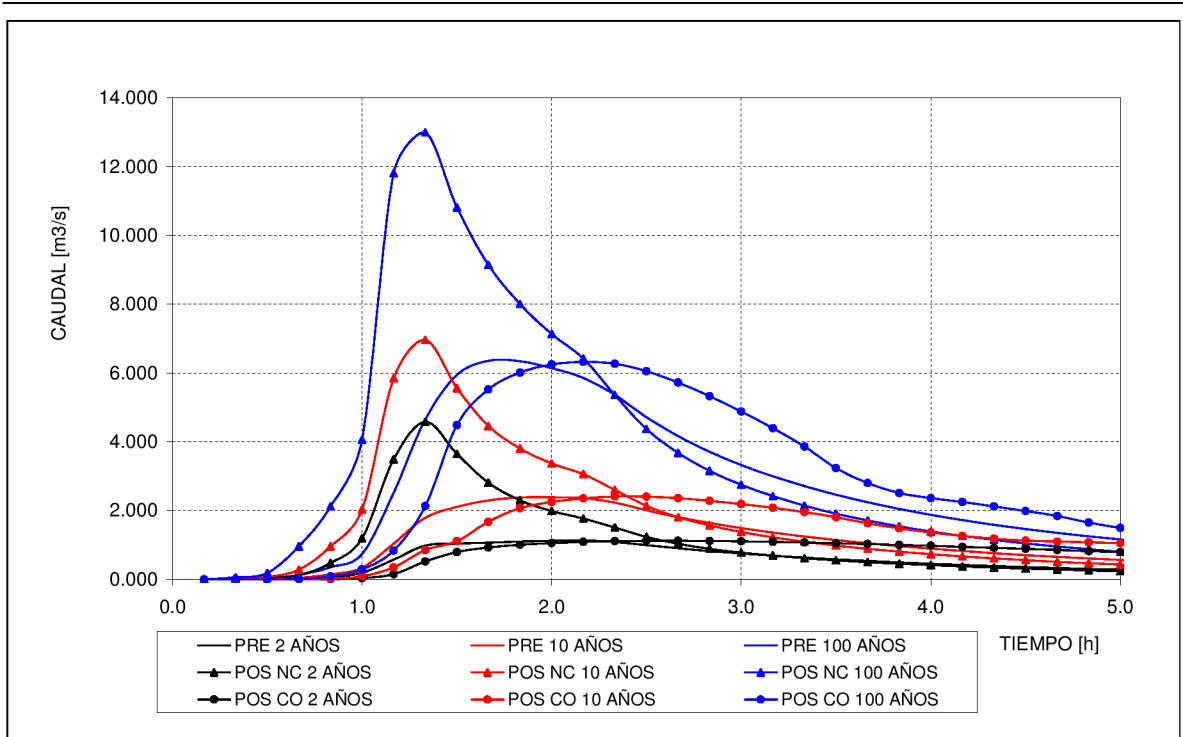


Figura 7.29: Hidrogramas simulados para Escenario 10.

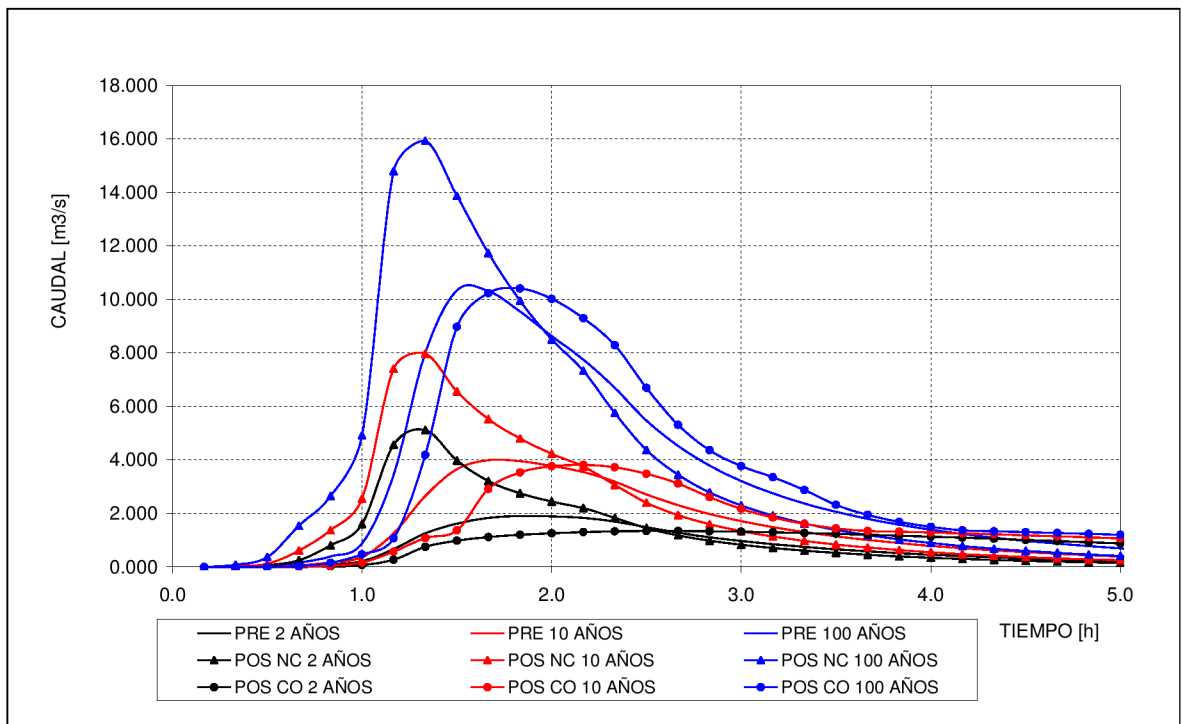


Figura 7.30: Hidrogramas simulados para Escenario 11.

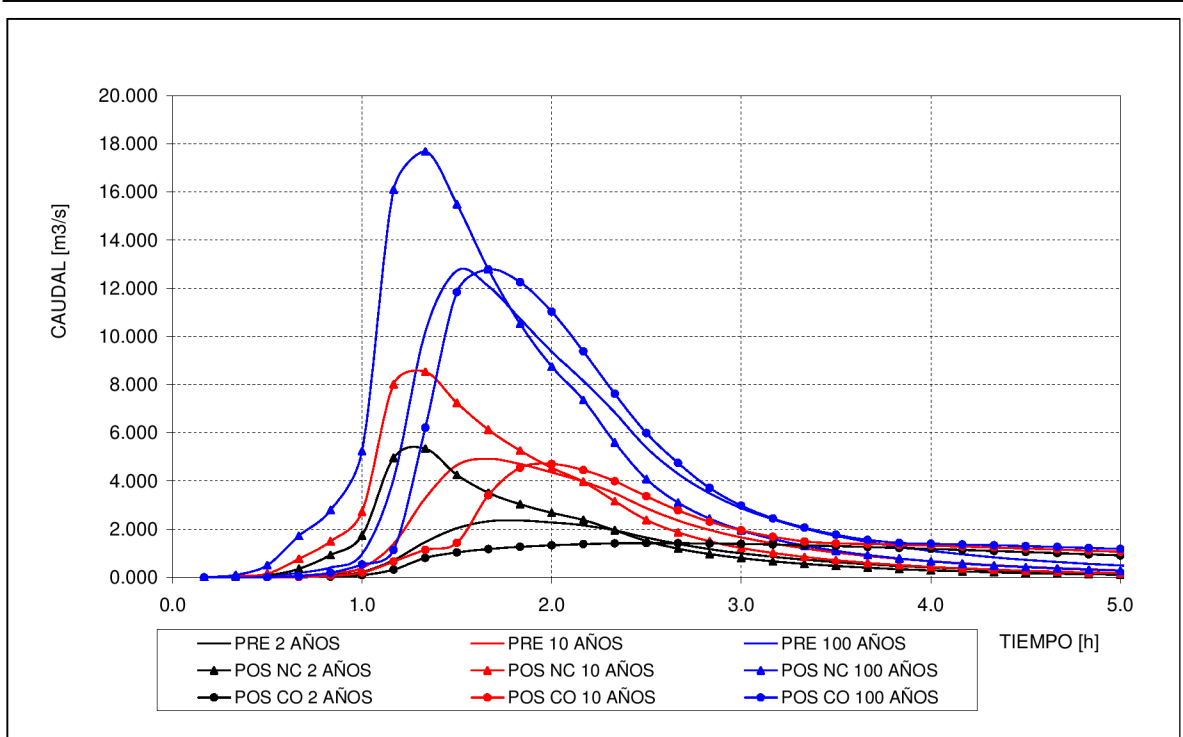


Figura 7.31: Hidrogramas simulados para Escenario 12.

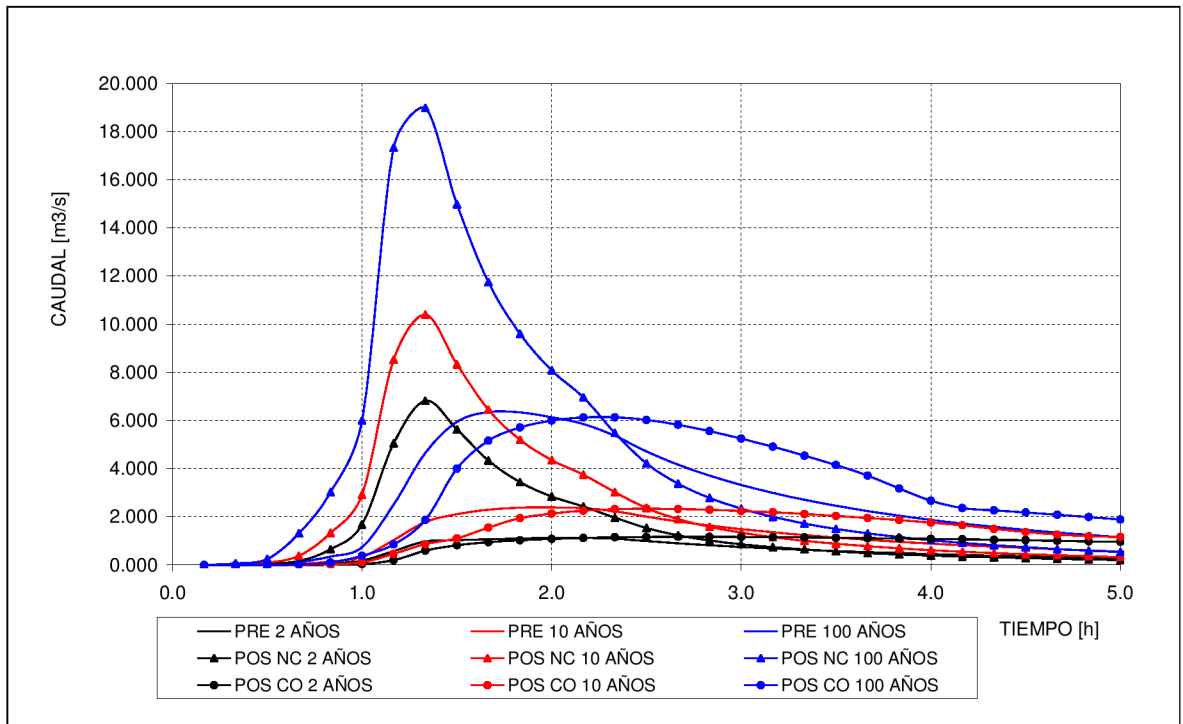


Figura 7.32: Hidrogramas simulados para Escenario 13.

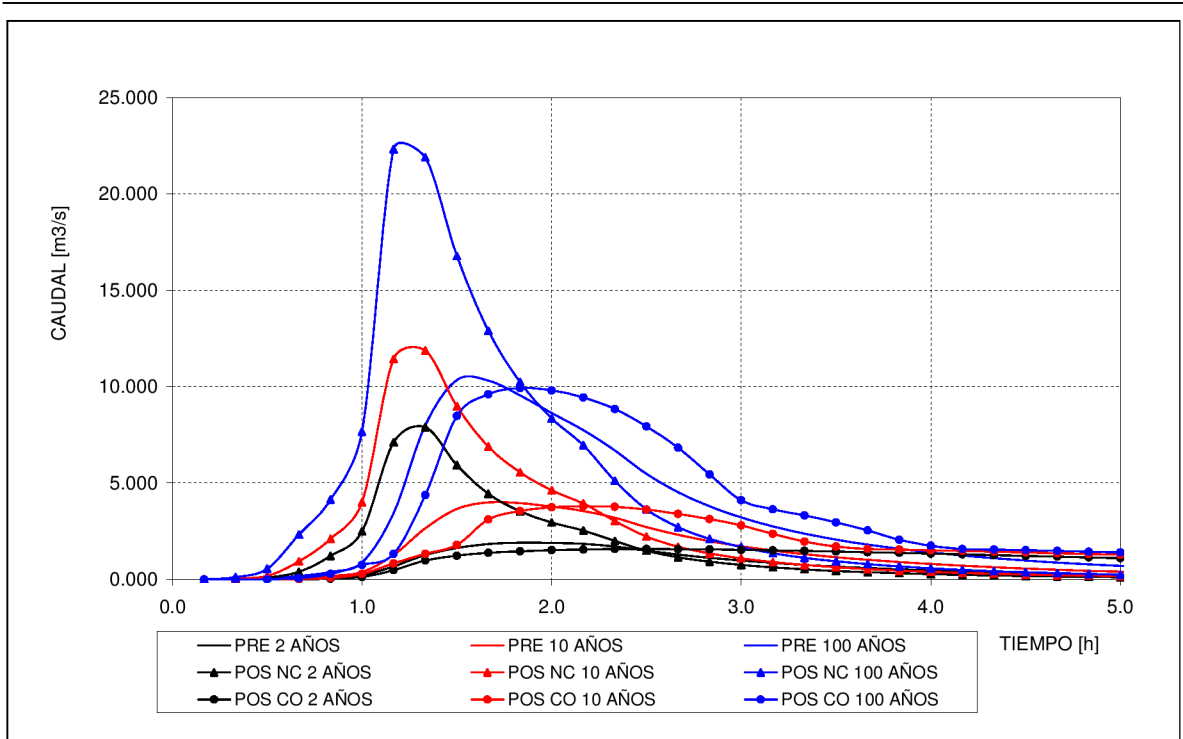


Figura 7.33: Hidrogramas simulados para Escenario 14.

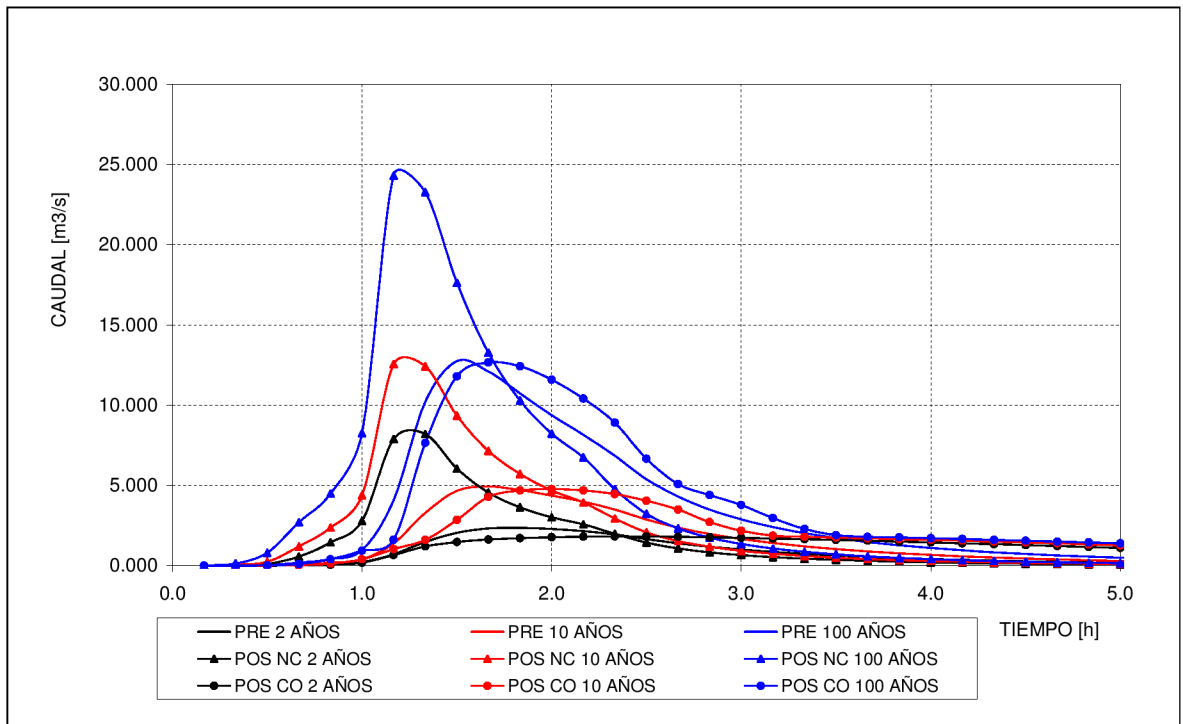


Figura 7.34: Hidrogramas simulados para Escenario 15.

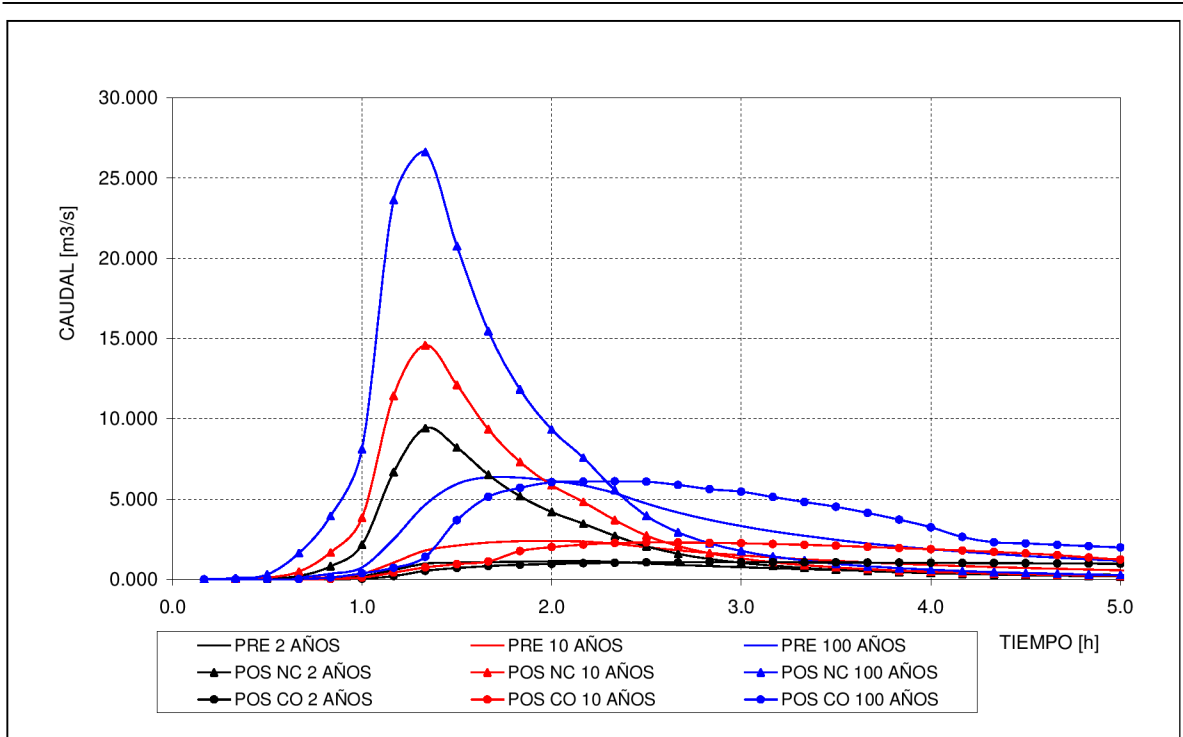


Figura 7.35: Hidrogramas simulados para Escenario 16.

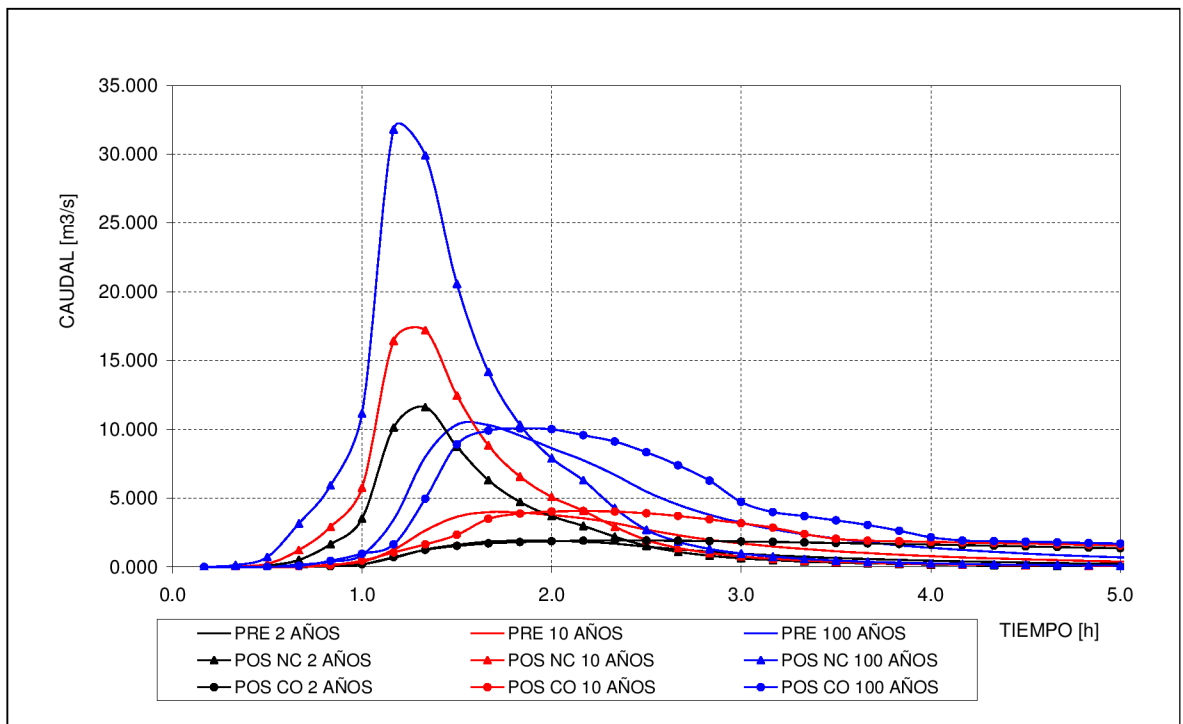


Figura 7.36: Hidrogramas simulados para Escenario 17.

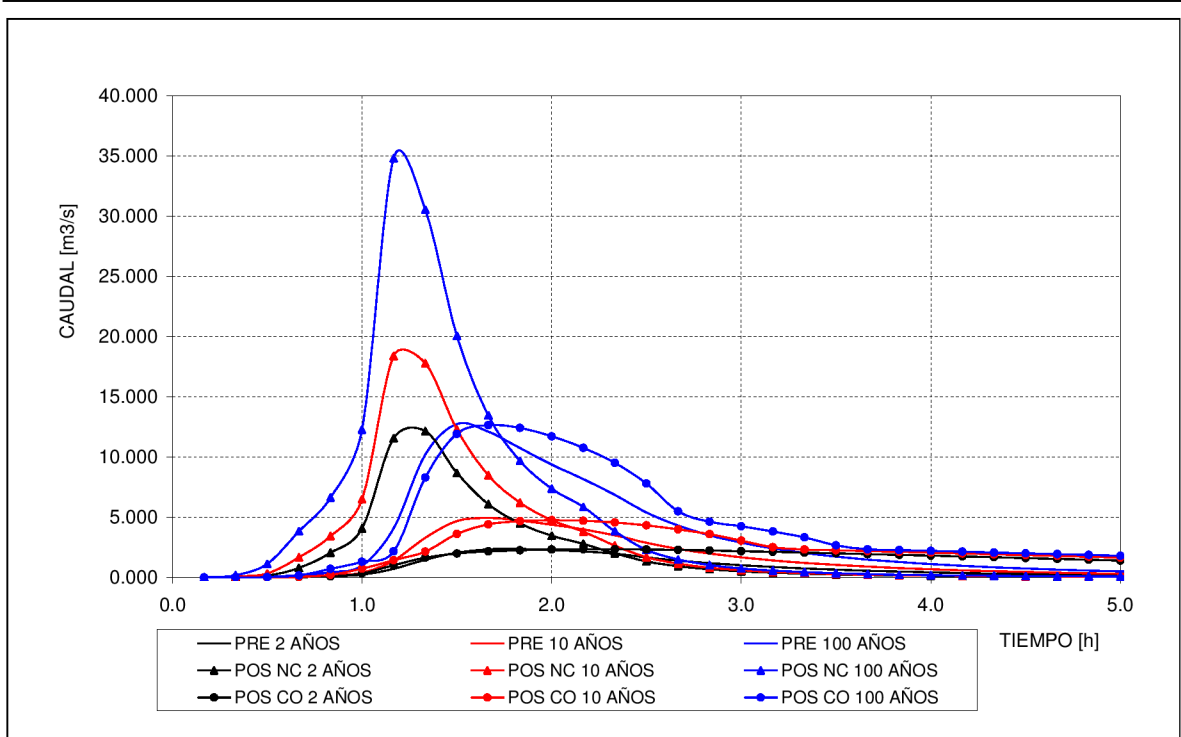


Figura 7.37: Hidrogramas simulados para Escenario 18.

Los resultados obtenidos indican que el desempeño del dispositivo propuesto es satisfactorio en los distintos escenarios de cuenca considerados. En todos los casos, los hidrogramas correspondientes a la condición POSCO conservan los caudales máximos de la condición PRE, para las recurrencias de 2, 10 y 100 años y se verifica el tiempo de drenaje mínimo admisible, de 40 horas. Para los escenarios 2, 3, 11, 12, 14 y 15, los caudales máximos de 2 años de recurrencia para la condición POSCO resultaron inferiores a los de la condición PRE, a efectos de verificar el tiempo de drenaje mínimo admisible del EURV2.

También se diseñó un FSD para la situación actual de la cuenca experimental, aplicando el procedimiento descrito en el ítem 7.2. A tal efecto, para la simulación de la cuenca se consideraron los valores medios areales de impermeabilidad y pendiente. La Tabla 7.12 muestra los resultados obtenidos.

Tabla 7.12: Parámetros de diseño del FSD obtenidos para la cuenca experimental.

Escenario	Hmáx [m]			Vmáx [m³]			Qmáx [m³/s]		
	2	10	100	2	10	100	2	10	100
Cca. Exp.	2.11	2.95	4.29	25531	35695	51909	1.294	2.923	8.034

La Tabla 7.13 muestra las dimensiones de los orificios, las secciones de paso y los tiempos de drenaje de EURV2 obtenidos.

Tabla 7.13: Dimensiones de los orificios, secciones de paso y tiempo de drenaje obtenidos para la cuenca experimental.

Escenario	O2			O10			O100			Td [h]
	H _o [m]	B _o [m]	A _o [m ²]	H _o [m]	B _o [m]	A _o [m ²]	H _o [m]	B _o [m]	A _o [m ²]	
Cca. Exp.	0.40	0.88	0.35	0.20	3.00	0.60	0.20	6.50	1.30	60.8

Se observa que los valores de H_{máx}, V_{máx}, Q_{máx}, H_o, B_o, A_o y Td del FSD diseñado para la situación actual de la cuenca experimental se encuentran dentro de los rangos de variación de dichos parámetros obtenidos para los distintos escenarios (Tablas 7.10 y 7.11).

La Figura 7.38 muestra los hidrogramas simulados correspondientes a las condiciones PRE, POSNC y POSCO de la cuenca experimental.

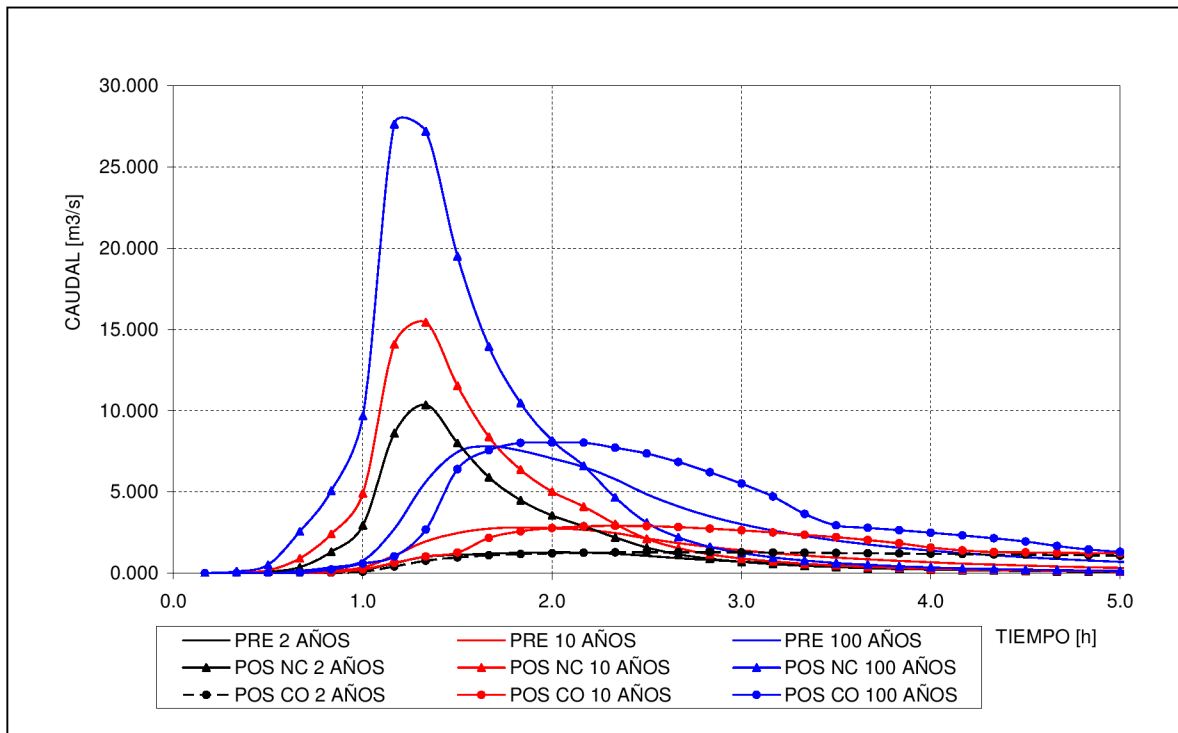


Figura 7.38: Hidrogramas simulados para la cuenca experimental hasta U8.

Los resultados obtenidos indican que el desempeño del dispositivo propuesto es satisfactorio en la cuenca experimental. Se observa que los hidrogramas correspondientes a la condición POSCO conservan los caudales máximos de la condición PRE, para las recurrencias de 2, 10 y 100 años y que se verifica el tiempo de drenaje mínimo admisible.

Capítulo 8: Análisis de regresión múltiple para la estimación de parámetros de diseño de FSDs

8.1 Introducción

A partir a los resultados obtenidos de las simulaciones para las condiciones PRE y POSCO de los escenarios 1 a 18, se realizó un análisis de regresión múltiple con el objeto de ajustar ecuaciones que permitan estimar parámetros de diseño de FSDs en base a características físicas y de cobertura de la cuenca, para una superficie de aportes de referencia de aproximadamente 100 ha. Los parámetros de diseño a determinar con estas ecuaciones son los caudales máximos de salida admisibles y los volúmenes de almacenamiento requerido del FSD, para controlar las crecidas de 2, 10 y 100 años de recurrencia.

Se consideraron para el ajuste los resultados obtenidos para los escenarios de distribución UN de impermeabilidad y pendiente (Escenarios 1 a 18), a efectos de que las expresiones a ajustar no dependan de una distribución espacial particular de estos parámetros.

Se aplicaron las siguientes ecuaciones generales de regresión múltiple lineal (8.1) y no lineal (8.2):

$$Y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 + \dots + a_p X_p \quad (8.1)$$

$$Y = a_0 a_1^{X_1} a_2^{X_2} a_3^{X_3} \dots a_p^{X_p} \quad (8.2)$$

Donde Y es la variable dependiente, $a_0, a_1, a_2 \dots a_p$ son los coeficientes a ajustar y $X_1, X_2, \dots X_p$ son las variables independientes.

8.2 Ajuste de caudales máximos de salida admisibles

A partir de los caudales máximos obtenidos por simulación para la condición PRE de los distintos escenarios, se ajustaron las siguientes ecuaciones de regresión múltiple lineal (8.3) y no lineal (8.4):

$$Q_{\text{máx}} = a_0 + a_1 \bar{S} + a_2 \overline{CN} \quad (8.3)$$

$$Q_{\text{máx}} = a_0 a_1^{\bar{S}} a_2^{\overline{CN}} \quad (8.4)$$

Donde $Q_{\text{máx}}$ es el caudal máximo de salida admisible del dispositivo para una recurrencia dada [m3/s], \bar{S} es la pendiente media de la cuenca [%], \overline{CN} es el número de curva medio de la cuenca correspondiente a la condición PRE.

Los datos utilizados para los ajustes se muestran en las columnas 2 a 6 de la Tabla 8.1 y los resultados obtenidos, en las columnas 7 a 12 de la misma tabla. Los ajustes se obtuvieron aplicando las funciones “ESTIMACION.LINEAL” y “ESTIMACION.LOGARITMICA” de la planilla de cálculo Excel (Microsoft, 2003), las cuales utilizan el método de mínimos cuadrados.

Tabla 8.1: Caudales máximos de salida admisibles obtenidos por simulación y con regresiones lineal y no lineal.

Escenario	\bar{S} [%]	\overline{CN}	Q _{máx} simulación [m3/s]			Q _{máx} reg. lineal [m3/s]			Q _{máx} reg. no lineal [m3/s]		
			2	10	100	2	10	100	2	10	100
1-4-7	0.5	83	0.905	1.966	5.514	0.904	2.000	5.689	0.966	2.108	5.893
2-5-8	2.5	83	1.500	3.276	9.012	1.381	3.010	8.285	1.326	2.887	7.968
3-6-9	5.0	83	1.857	4.042	10.979	1.977	4.274	11.531	1.969	4.278	11.618
10-13-16	0.5	87	1.131	2.389	6.352	1.281	2.674	6.996	1.220	2.566	6.795
11-14-17	2.5	87	1.906	3.992	10.340	1.757	3.684	9.592	1.674	3.514	9.188
12-15-18	5.0	87	2.354	4.924	12.734	2.353	4.947	12.838	2.486	5.208	13.396

Los coeficientes de las ecuaciones (8.3) y (8.4) y los estadísticos de los ajustes obtenidos se muestran en la Tabla 8.2.

Tabla 8.2: Coeficientes de las ecuaciones de regresión de caudales máximos de salida admisibles.

T [años]	Regresión lineal					Regresión no lineal				
	a0	a1	a2	r ²	\bar{E}_r [%]	a0	a1	a2	r ²	\bar{E}_r [%]
2	-7.02388	0.23836	0.09408	0.95	5.9	0.00706	1.17138	1.06003	0.92	8.3
10	-12.23126	0.50525	0.16842	0.95	5.9	0.03293	1.17036	1.05039	0.92	8.3
100	-22.08027	1.29813	0.32675	0.95	5.7	0.28462	1.16279	1.03624	0.92	7.9

Donde r^2 es el coeficiente de determinación y \bar{E}_r es el valor medio de los errores relativos en valor absoluto [%].

A partir de los resultados obtenidos, se adoptó la expresión lineal (8.3) para la estimación de $Q_{m\acute{a}x}$. Los ajustes obtenidos con esta expresión se muestran en la Figura 8.1.

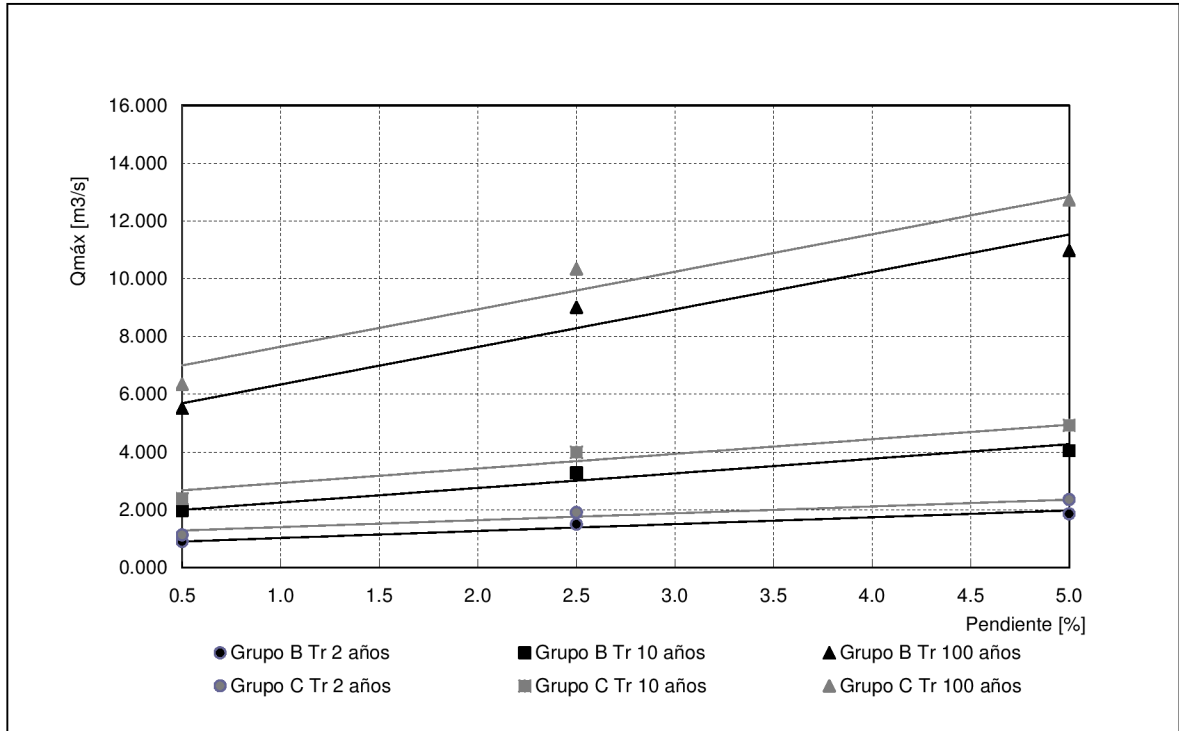


Figura 8.1: Ajustes de caudales máximos de salida admisibles.

Se observa que las ecuaciones de regresión se ajustan aceptablemente a los caudales obtenidos por simulación. Los resultados indican que los caudales máximos correspondientes a la condición PRE aumentan a medida que aumenta la pendiente y el \overline{CN} de la cuenca y que estos efectos son mayores a medida que aumenta la recurrencia del evento.

La Figura 8.2 muestra los caudales máximos para la condición PRE obtenidos por simulación versus los correspondientes obtenidos con la ecuación de regresión. Se observa una buena correspondencia de los valores estimados por regresión respecto a los obtenidos por simulación, con diferencias relativas en valor absoluto de los primeros respecto a los segundos inferiores a 10%.

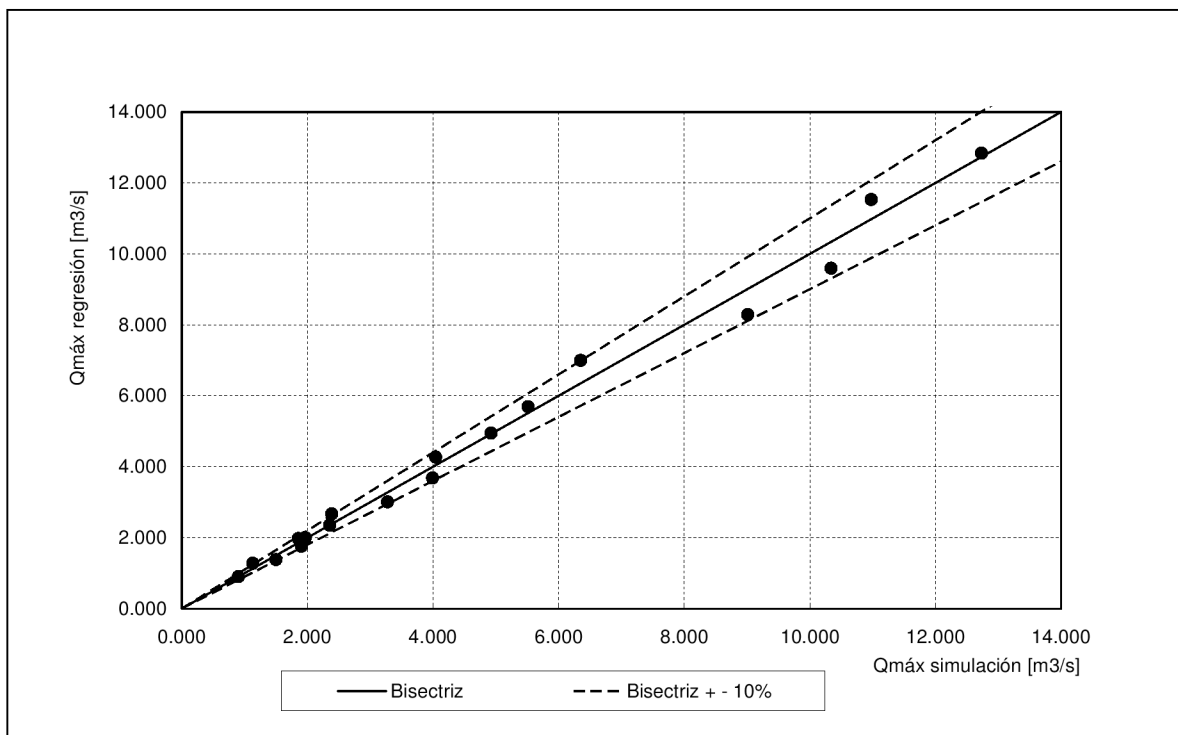


Figura 8.2: Caudales máximos de salida admisibles obtenidos por simulación versus caudales obtenidos por regresión lineal múltiple.

8.3 Ajuste de volúmenes de almacenamiento requerido

A partir de los volúmenes de almacenamiento requerido obtenidos por simulación para la condición POSCO de los distintos escenarios, se ajustaron las siguientes ecuaciones de regresión múltiple lineal (8.5) y no lineal (8.6):

$$V_{\text{máx}} = a_0 + a_1 \overline{I_{\text{mp}}} + a_2 \overline{S} + a_3 \overline{CN} \quad (8.5)$$

$$V_{\text{máx}} = a_0 a_1^{\overline{I_{\text{mp}}}} a_2^{\overline{S}} a_3^{\overline{CN}} \quad (8.6)$$

Donde $V_{\text{máx}}$ es el volumen de almacenamiento requerido por el FSD para controlar la crecida de diseño de una recurrencia dada [m³].

Los datos utilizados para los ajustes se muestran en las columnas 2 a 7 de la Tabla 8.3 y los resultados obtenidos, en las columnas 8 a 13 de la misma.

Tabla 8.3: Volúmenes de almacenamiento requerido obtenidos por simulación y con regresiones lineal y no lineal.

Escenario	$\overline{\text{Imp}}$ [%]	$\overline{\text{S}}$ [%]	$\overline{\text{CN}}$	Vmáx simulación [m ³]			Vmáx reg. lineal [m ³]			Vmáx reg. no lineal [m ³]		
				2	10	100	2	10	100	2	10	100
1	30	0.5	83	10285	15367	24805	11303	16668	26331	11466	16710	26171
2	30	2.5	83	10890	15488	22990	11469	16100	24750	11752	16503	25156
3	30	5.0	83	12100	16093	23232	11678	15390	22774	12119	16248	23943
10	30	0.5	87	10406	15367	24684	11491	16695	26116	11755	16879	26123
11	30	2.5	87	12342	16456	23716	11657	16127	24535	12048	16670	25110
12	30	5.0	87	13431	17061	23474	11866	15417	22559	12424	16413	23899
4	50	0.5	83	17424	25289	39930	17248	24907	38234	15909	23165	36007
5	50	2.5	83	17182	24079	37147	17414	24339	36653	16306	22879	34611
6	50	5.0	83	17182	23353	35574	17622	23630	34677	16815	22526	32942
13	50	0.5	87	17061	25168	40293	17436	24934	38019	16309	23400	35941
14	50	2.5	87	18150	24926	37510	17602	24366	36438	16716	23111	34547
7	80	0.5	83	27467	38720	56749	26165	37267	56088	26001	37813	58110
8	80	2.5	83	27104	37147	53724	26332	36699	54507	26649	37345	55856
9	80	5.0	83	26136	35453	52393	26540	35989	52531	27482	36769	53163
16	80	0.5	87	27104	38236	56386	26353	37294	55873	26654	38197	58003
17	80	2.5	87	25773	35574	52151	26520	36726	54292	27319	37724	55754
18	80	5.0	87	25047	34485	51425	26728	36016	52315	28173	37142	53065

Los coeficientes de las ecuaciones (8.5) y (8.6) y los estadísticos de los ajustes obtenidos se muestran en la Tabla 8.4.

Tabla 8.4: Coeficientes de ecuaciones de regresión de volúmenes de almacenamiento requerido.

Tr [años]	Regresión lineal					
	a0	a1	a2	a3	r ²	\overline{E}_r [%]
2	-1562.00896	297.24605	83.31148	47.05556	0.98	4.4
10	3892.32907	411.98377	-283.98634	6.72222	0.99	3.4
100	13336.14649	595.12895	-790.46721	-53.77778	0.99	3.1

Tr [años]	Regresión no lineal					
	a0	a1	a2	a3	r ²	\overline{E}_r [%]
2	4164.42038	1.01651	1.01239	1.00623	0.96	6.0
10	8328.03362	1.01647	0.99379	1.00253	0.97	4.9
100	17016.62477	1.01608	0.98042	0.99954	0.96	5.6

A partir de los resultados obtenidos, se adoptó la expresión lineal (8.5) para la estimación de $V_{m\acute{a}x}$. Los ajustes obtenidos con esta expresión se muestran en las Figuras 8.3 y 8.4.

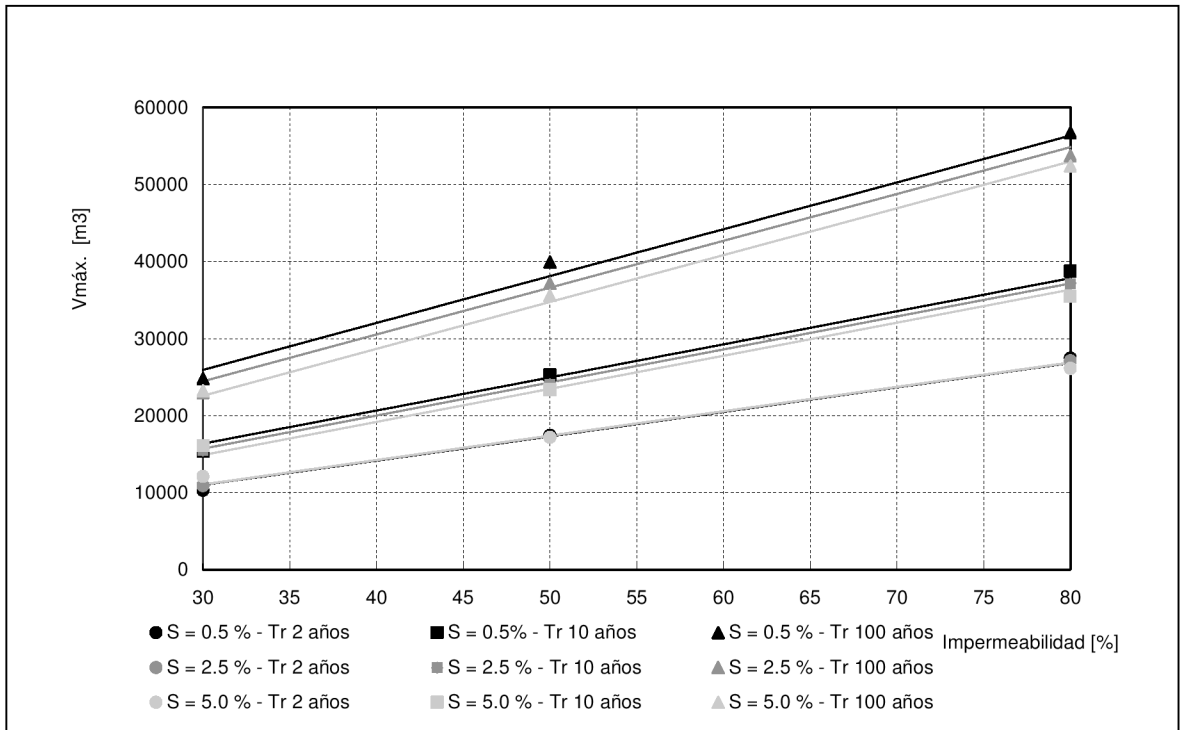


Figura 8.3: Ajustes de volúmenes de almacenamiento requerido para Grupo B (CN = 83).

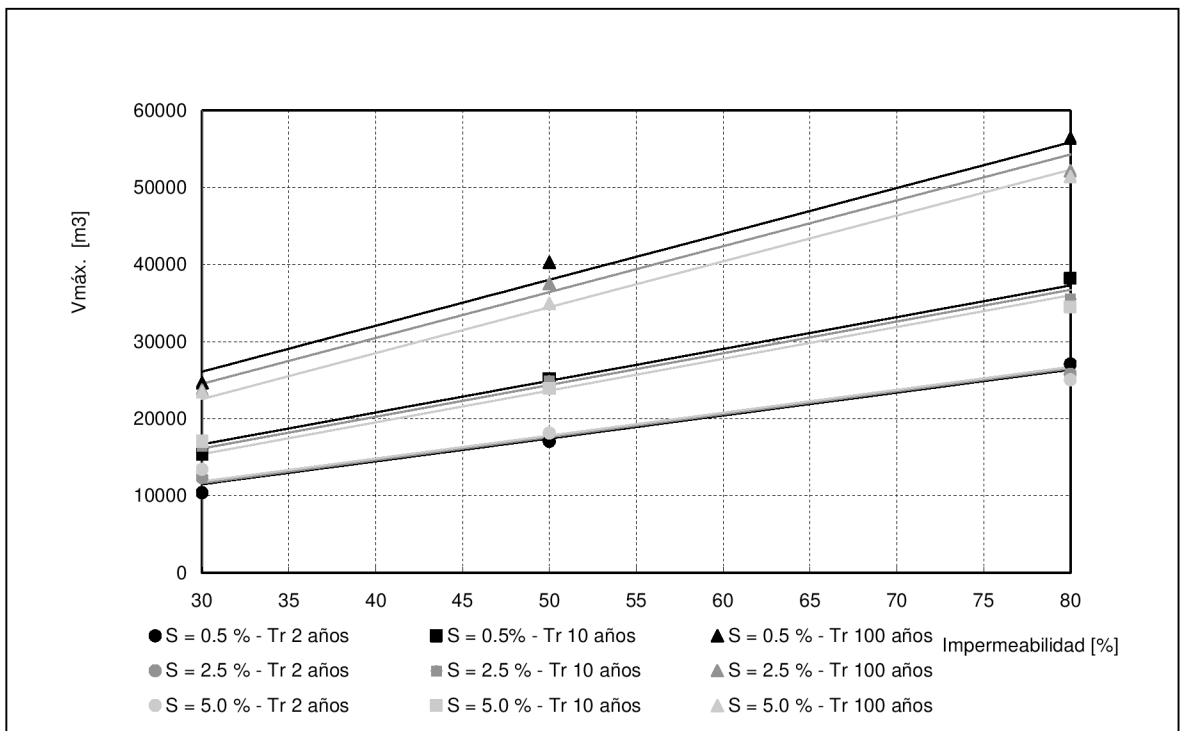


Figura 8.4: Ajustes de volúmenes de almacenamiento requerido para Grupo C (CN = 87).

Se observa que las ecuaciones de regresión se ajustan aceptablemente a los volúmenes obtenidos por simulación. Los resultados indican que *el volumen de almacenamiento requerido aumenta principalmente con la impermeabilidad del posdesarrollo. Además, para eventos mayores a 2 años de recurrencia, el volumen aumenta ligeramente a medida que disminuye la pendiente media de la cuenca.*

La Figura 8.5 muestra los volúmenes de almacenamiento requerido obtenidos por simulación versus los correspondientes obtenidos con la ecuación de regresión.

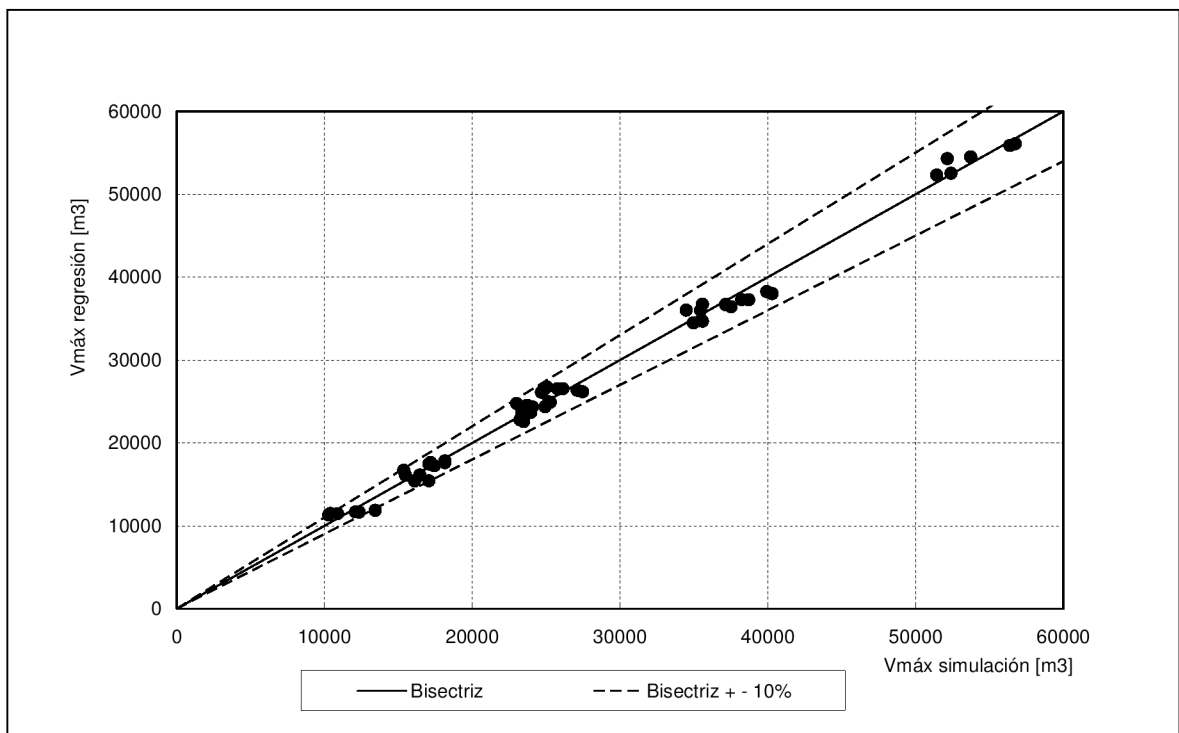


Figura 8.5: Volúmenes de almacenamiento requerido obtenidos por simulación versus volúmenes obtenidos por regresión lineal múltiple.

Se observa una buena correspondencia de los volúmenes estimados por regresión respecto a los obtenidos por simulación, con diferencias relativas en valor absoluto de los primeros respecto a los segundos inferiores a 10%.

8.4 Aplicación de las ecuaciones de regresión a la cuenca experimental

Se aplicaron las ecuaciones (8.3) y (8.5) a la cuenca experimental hasta U8, considerando los valores medios areales de impermeabilidad, pendiente y número de curva y se estimaron los parámetros de diseño del FSD: caudales máximos de salida admisibles y volúmenes de almacenamiento requerido para las recurrencias 2, 10 y 100 años (Tabla 8.5). También se muestran, a modo comparativo, los valores obtenidos por simulación.

Tabla 8.5: Parámetros diseño del FSD obtenidos para la cuenca experimental.

Método	Q _{máx} admisible [m ³ /s]			Vol. requerido [m ³]		
	2	10	100	2	10	100
Ecuaciones regresión	1.145	2.510	7.000	24531	34599	51849
Simulación SWMM	1.281	2.811	7.813	25531	35695	51909
Er [%]	-10.6	-10.7	-10.4	-3.9	-3.1	-0.1

Los resultados obtenidos indican que *los parámetros estimados con las ecuaciones de regresión aproximan aceptablemente los valores obtenidos por simulación, con errores relativos en valor absoluto del orden del 10 % para los caudales máximos e inferiores al 4% para los volúmenes de almacenamiento requerido.*

Las ecuaciones de regresión (8.3) y (8.5) pueden ser aplicadas en otras urbanizaciones de la región, que carezcan de suficiente información para la implementación y calibración del modelo, para la estimación de los parámetros de diseño de un FSD, para una superficie de aportes de referencia de unas 100 ha.

La aplicabilidad de estas ecuaciones está sujeta a las siguientes condiciones: los valores medios areales de impermeabilidad, pendiente y número de curva de la cuenca de aplicación deben estar dentro de los rangos de variación considerados para estos parámetros, la distribución espacial de los mismos debe ser preferentemente uniforme y la curva IDF utilizada en esta Tesis debe ser representativa de las lluvias críticas de dicha cuenca.

Capítulo 9: Conclusiones y recomendaciones

Esta Tesis investiga el desempeño de un diseño avanzado de dispositivo de detención extendida de espectro completo (FSD) en distintos escenarios de cuenca urbana del NOA. El dispositivo tiene como objetivos el control de crecidas, la mejora de la calidad del agua y la mitigación de los efectos erosivos del agua pluvial en los cuerpos de agua receptores. Consta de 3 niveles de control, mantiene los caudales máximos del posdesarrollo en valores similares a los del predesarrollo para las crecidas de 2, 10 y 100 años de recurrencia y verifica un tiempo de drenaje mínimo admisible de 40 horas para el volumen de escorrentía urbana en exceso de 2 años. Se propone, además, un procedimiento de diseño del FSD basado en la aplicación interactiva de una planilla de cálculo, para el dimensionamiento preliminar automático de los dispositivos de evacuación del FSD, y del modelo SWMM 5.0 para el diseño final del dispositivo.

El procedimiento propuesto fue aplicado al diseño de 19 FSDs, uno de ellos para la cuenca urbana experimental Caseros (ciudad de Salta, Prov. de Salta) y los restantes para 18 escenarios de cuenca, que resultaron de combinar: 3 impermeabilidades (30%, 50 % y 80 %), 3 pendientes (0.5%, 2.5 % y 5.0 %) y 2 grupos hidrológicos de suelos (B y C) del método del Número de Curva. Las impermeabilidades, pendientes y grupos hidrológicos considerados cubren aproximadamente los rangos de variación de estos parámetros en la mayoría de las urbanizaciones del NOA. Para estos escenarios, la impermeabilidad y la pendiente se consideraron distribuidas en forma uniforme en la cuenca.

Con el objeto de evaluar los efectos de la distribución espacial de estos parámetros sobre los hidrogramas simulados, se consideraron 18 escenarios adicionales, denominados 19 a 36, cuyos parámetros tienen una distribución no uniforme (NU); es decir, son distribuidos por subcuenca. Para estos últimos escenarios, se aplicó una distribución proporcional a la observada en la cuenca experimental. Se encontró una gran similitud entre los caudales máximos y las escorrentías simuladas con las distribuciones UN y NU, con diferencias relativas en valor absoluto de las primeras respecto a las segundas inferiores a 10%. La gran similitud obtenida se debe a que las distribuciones no uniformes consideradas para la pendiente e impermeabilidad son proporcionales a las de la cuenca experimental hasta el nodo U8, la cual presenta una baja variabilidad espacial de estos parámetros.

A efectos de aplicar el procedimiento de diseño, se implementó el modelo a la cuenca Caseros y se calibró y verificó el mismo en base a 5 eventos precipitación-escorrentía observados.

Para cada aplicación del procedimiento, se evaluaron los efectos hidrológicos de la urbanización. Se encontró que tanto los caudales máximos como las escorrentías aumentan sensiblemente con la urbanización; los aumentos relativos son más significativos para las tormentas de menor recurrencia y los efectos son mayores a medida que disminuye la pendiente y el potencial de escurrimiento del suelo y aumenta la impermeabilidad del posdesarrollo. Para la crecida de 2 años de recurrencia, los caudales máximos aumentaron hasta el 958% y las escorrentías, hasta el 327% entre los escenarios considerados. Para la cuenca experimental, los aumentos fueron del 708 % y 234%, respectivamente.

El desempeño del dispositivo propuesto resultó satisfactorio en todos los escenarios considerados. Se encontró, además, que el volumen de almacenamiento requerido para controlar la crecida de una recurrencia dada aumenta principalmente con la impermeabilidad del posdesarrollo y en menor medida con la disminución de la pendiente de la cuenca.

A partir a los resultados obtenidos, se realizó un análisis de regresión múltiple y se ajustaron ecuaciones que permiten estimar los caudales máximos de salida admisibles del FSD y los volúmenes de almacenamiento requerido para controlar las crecidas de 2, 10 y 100 años de recurrencia, en base a características físicas y de cobertura de la cuenca de aplicación, para una superficie de aportes de referencia de aproximadamente 100 ha. Las ecuaciones de regresión obtenidas fueron aplicadas a la cuenca experimental, obteniéndose resultados satisfactorios, con diferencias relativas en valor absoluto inferiores a 10% respecto a los parámetros de diseño determinados con el procedimiento propuesto.

Las ecuaciones obtenidas pueden ser aplicadas a otras cuencas urbanas de la región que carezcan de suficiente información para la implementación y calibración del modelo, para estimar los parámetros de diseño de un FSD. La aplicabilidad de estas ecuaciones está sujeta a las siguientes condiciones: los valores medios areales de impermeabilidad, pendiente y número de curva de la cuenca de aplicación deben estar dentro de los rangos de variación considerados para estos parámetros, la distribución espacial de los mismos debe ser suficientemente uniforme y la curva IDF utilizada en esta Tesis debe ser representativa de las lluvias críticas de dicha cuenca.

Dados los importantes efectos encontrados de la urbanización sobre los caudales máximos y la escorrentía, se recomienda para futuras investigaciones evaluar los efectos

acumulativos a escala de cuenca de FSDs complementados con técnicas de control de volumen, como cunetas vegetadas, zanjas de infiltración y celdas de bioretención, bajo un enfoque de tren de tratamiento. Los efectos de este conjunto de medidas se deberían evaluar por medio de una simulación continua para un período de varios años.

Teniendo en cuenta que muchas urbanizaciones de la región se ubican en zonas de pie de monte, se recomienda evaluar la incorporación de una trampa de sedimentos a la entrada de los FSDs, a efectos de reducir la cantidad de sedimentos que ingresan al reservorio.

Finalmente, se recomienda monitorear las principales variables hidrometeorológicas, hidrológicas y de calidad de agua en cuencas experimentales representativas de la región, a efectos de mejorar el conocimiento de los procesos y de optimizar las prácticas de mejor manejo del agua pluvial urbana.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Administración de Aguas de Salta (AGAS), 1982. Relación Intensidad-Duración-Frecuencia de la ciudad de Salta. Informe técnico.
- Alley, W., 1986. Summary of experience with the Distributed Routing Rainfall-Runoff Model (DR3M). Urban Drainage Modelling. Proceedings, International Symposium on Comparison of Urban Drainage Models with Real Catchment Data, UDM86, Dubrovnik. Edited by Maksinovic and Radojkovic. Pergamon Press, Oxford, United Kingdom, 1986.
- American Society of Civil Engineers (ASCE), 1992. Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems. ASCE Manuals and Reports of Engineering Practice No. 77.
- American Society of Civil Engineers (ASCE), 2001. A Guide for Best Management Practice (BMP) Selection in Urban Developed Areas, ASCE, Reston , VA.
- Arnold, C. L., P. J. Boison and P. C. Patton, 1982. Sawmill Brook: an example of rapid geomorphic change related to urbanization. *Jl. Geology* 90: 155-166.
- Arnold, C. L. and C. J. Gibbons, 1996. Impervious surface coverage: Emergence of a key environmental factor. *Journal of the American Planning Association* 62, 2: 243-58.
- Bannerman, R. T., D. W. Owens, R. B. Dobbs and N. J. Hornewer, 1993. Sources of pollutants in Wisconsin stormwater. *Water Science and Technology* 28, 3-5: 241-59.
- Baudino, G., 1996. Hidrogeología del Valle de Lerma, Provincia de Salta, Argentina. Tesis Doctoral. Universidad Nacional de Salta. Escuela del Doctorado en Ciencias Geológicas.
- Bianchi, A., 1981. Las Precipitaciones en el Noroeste Argentino. Asoc. Coop. INTA, EEA Salta.
- Bianchi A. y J. Volante, 2006. Mapa digital de precipitación media anual del NOA. Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria - EEA Salta.
http://anterior.inta.gov.ar/prorenea/info/resultados/mapa_precip/precip_anual_noa.htm

- Booth, D. B., 1990. Stream channel incision following drainage basin urbanization. *Water Resources Bulletin* 26(3): 407-417.
- Brabec, E., S. Schulte and P. Richards, 2002. Impervious Surfaces and Water Quality: A Review of Current Literature and Its Implications for Watershed Planning. *Journal of Planning Literature*, Vol. 16, No. 4.
- Bravo, J. M. y J. V. Pilar, 2003. Á procura do “impacto hidrológico zero” em Resistência: avaliação da eficiência de medidas de mitigação. *Anales XV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos*. Curitiba, Brasil.
- Bledsoe, B. and C. Watson, 2001. Effects of urbanization on channel instability. *Journal of American Water Resources Association*. 255-270 Vol. 37. Nro. 2.
- Chang, G., J. Parrish and C. Souer, 1990. The first flush of runoff and its effect on control structure design. Environmental Resource Management Division. Department of Environmental and Conservation Services, City of Austin, Austin, TX, pp. 18 (<http://www.ci.austin.tx.us/watershed/firstflush.pdf>).
- City of Austin, TX, 1990. Removal efficiencies of stormwater control structures. Final report. Environmental Resource Management Division, Austin, TX, 36 pp.
- Clar, M., 2000. Applications of Low Impact Development Techniques in Maryland, paper presented at the Conference on Ecological Approaches to Urban Water Resources Design, Harvard, MA.
- Clar, M. and L. Coffman, 2001. Low Impact Development Applications for Ultra Urban Areas. Paper presented at the World Water and Environmental Congress, sponsored by the Environmental and Water resources Institute (EWRI) of the ASCE, Orlando, Florida.
- Clavegueram de Barcelona S.A. (CLABSA), 2007. Los depósitos del Plan Especial de Alcantarillado de Barcelona. <http://www.clabsa.es/>
- Coffman, L. and M. Clar, 1998. Low-Impact Development (LID) for Storm Water Management. Paper presented at the 25th Annual Meeting of the Water Resources Planning and Management Division, ASCE, Chicago, IL.
- Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), 2007. The SuDS manual. CIRIA C697, 599 p. London.

- Cullum, M., 1985. Stormwater Runoff Analysis at a Single Family Residential Site. University of Central Florida at Orlando. Publication 85-1: 247-256.
- Debo, T. N. and A. J. Reese, 1995. Municipal Storm Water Management, Lewis publishers, CRC Press, LLC, Boca Raton, FL.
- Depettris, C. A. y J. V. Pilar, 2001. Uso de medidas no estructurales para controlar el aumento de las áreas impermeables en la ciudad de Resistencia. Anales Primer Seminario de Drenaje Urbano del Mercosur, pp. 229-232. Porto Alegre, Brasil.
- DeWiest, D. R. and E. H. Livingston, 1999. The Florida Stormwater, Erosion, and Sedimentation Control Inspector's Manual. Florida Department of Environmental Protection, Stormwater/Nonpoint Source Management Section, in cooperation with Florida Department of Transportation.
- Dietz, M., 2007. Low Impact Development Practices: A Review of Current Research and Recommendations for Future Directions. *Water Air Soil Pollut* 186:351–363. Springer.
- Digiano, F., D. Adrian, P. Mangarella, Eds., 1977. Short course proceedings-applications of Stormwater Management Models. EPA-600/2-77-065 (NTIS PB-265321). U.S. Environmental Protection Agency.
- Dorman, M., J. Hartigan, R. Steg and T. Quaserbarth, 1989. Retention, detention and overland flow for pollutant removal from highway stormwater runoff. Federal Highway Administration, Vol. 1, Research Report FHWA/RD 89/202 179 pp.
- Driscoll, E. D., 1983. Performance of Detention Basins for Control of Urban Runoff Quality, Proc. International Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics and Sediment Control, Univ. Kentucky, Lexington.
- Driscoll, E. D., D. DiToro, D. Gaboury and P. Shelly, 1986. Methodology for Analysis of Detention Basins for Control of Urban Runoff Quality. Report No. EPA 440/5-87-01 (NTIS No. PB87-116562), U.S. EPA, Washington, DC.
- Ellis, J. B. and J. Marsalek, 1996. Overview of urban drainage: Environmental impacts and concerns, means of mitigation and implementation policies. *Journal of Hydrological Resources* 34: 723-31.

- Ferguson, B. K., 1998. Introduction to Stormwater: Concept, Purpose, Design. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Glidden, M. W., 1981. The Effects of Stormwater Detention Policies on Peak Flows in Major Drainageways. Master of Science Thesis, Department of Civil Engineering, University of Colorado.
- Grizzard, T. J., C. W. Randall, B. L. Weand and K. L. Ellis, 1986. Effectiveness of Extended Detention Ponds. Urban Runoff Quality - Impacts and Quality Enhancement Technology, Edited by B. Urbonas and L. Roesner, ASCE, New York.
- Hammer, T. R., 1972. Stream channel enlargement due to urbanization. Water Resources Research 8:139-167.
- Hardt, R. A. and S. J. Burges, 1976. Some Consequences of Area Wide Runoff Control Strategies In Urban Watersheds. Technical Release No. 48, Charles W. Harris Hydraulics Laboratory, University of Washington, Seattle, WA, June 1976, NTIS PB-261258.
- Holler, J.D., 1989. Water quality efficiency of an urban commercial wet detention stormwater management system at Boynton Beach Mall in South Palm Beach County, FL. Florida Scientist 52(1):48.57.
- Hollis, G. E., 1977. Water yield changes after the urbanization of the Canon's Brook catchment, Harlow, England. Hydrological Sciences Bulletin, 22, 61-75.
- Hollis, G. E., 1975. The effect of urbanization on floods of different recurrence intervals. Water Resour. Res., 11(3), 431-435.
- Hubert, W. and R. Dickinson, 1992. Storm Water Management Model User's Manual. Version 4. U. S. Water Resources Publications.
- Instituto Nacional de Estadística y Censos (INDEC), 1991. Censo Nacional de Población y Vivienda de la Republica Argentina- Año 1990.
- Instituto Nacional de Estadística y Censos (INDEC), 2001. Censo Nacional de Población y Vivienda de la Republica Argentina- Año 2000.
- Instituto Nacional de Estadística y Censos (INDEC), 2011. Censo Nacional de Población y Vivienda de la Republica Argentina - Año 2010.

- Jennings, D. B. and S. T. Jarnagin, 2002. Changes in anthropogenic impervious surfaces, precipitation and daily streamflow discharge: A historical perspective in a mid-Atlantic subwatershed. *Landscape Ecology*, 17, 471–489.
- Jones, J. E., 1997. Urban Runoff Impacts on Receiving Waters. In: *Urban Runoff Quality.- Impact and Quality. Enhancement Technology*. B. Urbonas and L. Roesner (Ed.), ASCE, New York, NY.
- Kidd, C., 1978. Rainfall-Runoff processes over urban surfaces. *Proceedings International Work Shop held at the Institute of Hydrology*. Wallingford, Oxon, UK.
- Kuichling, E., 1889. The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 20, 1–60.
- Lai, C., 1986. Numerical modeling of unsteady open-channel flow. *Advances in hydroscience*, V.T. Chow and B.C. Yen, eds., Vol. 14, Academic Press, Orlando, FL, 163-333.
- Leopold, L. B., 1968. Hydrology for urban land planning - a guidebook on the hydrologic effects of urban land use. *Geological Survey Circular*, 554.
- Leopold, L. B., M. G. Wolman and J. P. Miller, 1964. *Fluvial Processes in Geomorphology*. Dover Publications, Inc., Mineola, NY.
- López, E., 2010. Efectos de la urbanización creciente y descontrolada en la zona norte de la ciudad de Salta y el municipio de Vaqueros, Argentina. Instituto de Recursos Naturales y Ecodesarrollo (IRNED), Instituto de Bio y Geo Ciencias (IBIGEO), Universidad Nacional de Salta, Argentina.
- MacRae, C. R., 1996. Experience from morphological research on Canadian streams: is control of the two year frequency runoff event the best basis for stream channel protection? pp. 144-162 in *Effects of Watershed Development and Management on Aquatic Ecosystems*. Engineering Foundation. New York, NY.
- Makepeace, D. K., D. W. Smith and S. J. Stanley, 1995. Urban stormwater quality: Summary of contaminant data. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*, 25(2), 93–139.
- McCuen, R. H., 1974. A Regional Approach To Urban Stormwater Detention. *Geophysical Research Letters*, 74-128, p. 321 - 322.

- McCuen, R.H., G. Moglen, E. Kistler and P. Simpson, 1987. Policy Guidelines for Controlling Stream Channel erosion with Detention Basins, prepared by the Department of Civil Engineering, University of Maryland, College Park, MD, prepared for the Water Management Administration, Maryland Department of the Environment, Baltimore, MD.
- Marcuzzi, J. J., A. Nadir, R. Alonso, M. Peralta y R. Argañaraz, 1996. Riesgos Geoambientales y Ordenamiento Territorial del Gran Salta. Actas del XIII Cong. Geol. Argentino y III Cong. de Expl. de Hidrocarburos, Actas IV: 463-479. Buenos Aires.
- Martin, E., 1988. Effectiveness of an Urban Runoff Detention Pond/Wetland System. ASCE Journal of Environmental Engineering. Vol. 114(4): 810-827.
- Maryland Department of the Environment (MDE), 2000. Maryland Stormwater Design Manual: Volume 1 and 2. Maryland Department of the Environment, Annapolis, Maryland.
- Maxted, J. and E. Shaver, 1997. The use of retention basins to mitigate stormwater impacts on aquatic life. L. A. Roesner (Ed.), Effects of Watershed Development and Management on Aquatic Ecosystems, 494 – 512. ASCE, New York, NY.
- Messamer, J., 2011. An evaluation of hydraulic retention time on BMP water quality performance. Department of Civil and Environmental Engineering. Thesis of Master Colorado State University. Fort Collins, Colorado.
- Metropolitan Washington Council of Governments (MWCOCG), 1983. Urban runoff in the Washington metropolitan area. Final Report. Washington, DC area Urban Runoff Project. Water Resources Planning Board. 168 pp.
- Microsoft, 2003. Microsoft Office Excel 2003: la planilla de cálculo de Microsoft Office.
<http://www.microsoft.com/latam/office/excel/prodinfo/overview.msp>
- Nadir, A. y T. Chafatinos, 1990. Los Suelos del NOA (Salta y Jujuy). Tomos I, II y III. Universidad Nacional de Salta.
- Nash, J.E. and J.V. Sutcliffe, 1970. River Flow Forecasting Through Conceptual Models. Part I – A Discussion of Principles. Journal of Hydrology 27(3):282.
- Newman, T. L., T. A. Omer and E. D. Driscoll, 2000. SWMM Storage-Treatment for Analysis/Design of Extended-Detention Ponds. In: Applied Modeling of Urban

- Water Systems, Monograph 8 in the Series. William James (Ed.), Proceedings of the Conference on Stormwater and Urban Water Systems, Modeling, Toronto, Ontario, February, 1999.
- Occoquan Watershed Monitoring Laboratory (OWML), 1983. Final Report: Metropolitan Washington Urban Runoff Project. Prepared for the Metropolitan Washington Council of Governments. Manassas, VA, 460 p.
- Occoquan Watershed Monitoring Laboratory (OWML), 1987. Final Report: London Commons Extended Detention Facility. Urban BMP Research and Demonstration Project. Virginia Tech University. Manassas, VA, 68 p.
- Organización de las Naciones Unidas (ONU), 2009. Planificación de ciudades sostenibles: orientaciones para políticas informe global sobre asentamientos humanos 2009. Resumen Ejecutivo. Programa de las Naciones Unidas para los Asentamientos Humanos. <http://www.unhabitat.org/grhs/2009>.
- Organización Meteorológica Mundial (OMM), 1994. Guía de Prácticas Hidrológicas. Adquisición y proceso de datos, análisis, predicción y otras aplicaciones. OMM N° 168.
- Pitt, R., 1987. Small Storm Flow and Particulate Washoff Contributions to Outfall Discharges. Ph.D. dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, the University of Wisconsin, Madison.
- Prince George's County (PGC), 1997. Low-impact development design manual. Department of Environmental Resources. Maryland.
- Prince George's County (PGC), 1999. Low-impact development design strategies: An integrated design approach. Department of Environmental Resources. Maryland.
- Roberts, C. R., 1989. Flood frequency and urban-induced channel change: some British examples. In: Floods: Hydrological, Sedimentological and Geomorphological Implications, K. J. Beven and P. A. Carling, Eds. John Wiley and Sons Ltd. Chichester, England, pp. 57-82.
- Roesner, L., B. P. Bledsoe and R. W. Brashear, 2001. Are Best-Management-Practice Criteria Really Environmentally Friendly?. Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 127, No. 3, May/June 2001, p. 150-154.

- Rohrer, C.A. and L. A. Roesner, 2006. Matching the Critical Portion of the Flow Duration Curve to Minimize Changes in Modeled Excess Shear. *Water Science and Technology* 54(6-7):347-354.
- Secchi, A., R. Mazzón, 2000. Nuevas tecnologías para contribuir a la solución de inundaciones en grandes ciudades. Instituto Nacional del Agua – Centro Regional Litoral. www.ina.gov.ar/pdf/Crl-DispositivoBocasdeTormenta.pdf
- Schueler, T. R., 1987. Controlling urban runoff: A practical manual for planning and designing urban BMPs. Metropolitan Washington Council of Governments, Washington, D.C
- Skupien, J. J., 2000. Establishing Effective Development Site Outflow Rates. Paper presented at the Delaware Sediment and Stormwater Issues for a New Millennium, Conference 2000, University of Delaware, Newark, DE.
- Stahre, P. and B. Urbonas, 1990. Stormwater Detention For Drainage, Water Quality, and CSO Management. Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Strecker, E., 2002. Low-Impact Development (LID): Is it Really Low or Just Lower. Proceedings of an Engineering Foundation Conference Linking Stormwater BMP Designs and Performance to Receiving Water Impacts Mitigation, Snowmass Village, CO, ASCE, p. 210-222.
- Strecker, E., B. Urbonas, M. Quigley, J. Howell and T. Hesse, 2002. Urban Stormwater BMP Performance Monitoring. A Guidance Manual for Meeting the National Stormwater BMP Database Requirements. EPA, Office of Water, Washington, DC, EPA-821-B-02-001.
- Strecker, E., M. Quigley and B. Urbonas, 2004. Determining Urban Stormwater BMP Effectiveness. National Conference on Tools for Urban Water Resources Management and Protection Proceedings. Chicago, Illinois.
- Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación (SSRH), 2011. Sistema Nacional de Información Hídrica (SNIH) – Argentina. Red Hidrológica Nacional.
http://www.hidricosargentina.gov.ar/sistema_sistema.php
- Tetra Tech, Inc., 2001. Effluent Limitations Guidelines. Draft Report, prepared by Tetra Tech, Inc., for Office of science and Technology, U.S. Environmental Protection Agency, Washington, DC.

- Trimble, S. W., 1995. Catchment sediment budgets and change. In: Changing river channels, A. M. Gurnell and G. E. Petts, Eds. John Wiley and Sons Ltd. Chichester, England, pp. 201-215.
- Trimble, S. W., 1997. Contribution of stream channel erosion to sediment yield from an urbanizing watershed. *Science* 278:1442-1444.
- Tucci, C. 2007. Gestión de Inundaciones Urbanas, WMO/TD N° 1372. Brasil.
- Tucci, C., 2011. Integrated Urban Flood Management, Cap-Net/UNDP.
<http://www.apfm.info/pdf>
- Unidad Coordinadora de Programas con Financiación Externa (UCPFE), 2002. “Proyecto para la mejora de la infraestructura y la gestión del drenaje urbano. Aplicación de la metodología a la ciudad de Salta. Componente b: hidrología e hidráulica”. Donación del Gobierno de Japón TF 25819, 2002.
- Urban Drainage and Flood Control District (UDFCD), 1992 & 1999. Urban Storm Drainage Criteria Manual, Volume 3 – Best Management Practices. Denver, Colorado.
- Urban Drainage and Flood Control District (UDFCD), 2008. Urban Storm Drainage. Criteria Manual. Volumes 1 and 2: Drainage Criteria Manual. Denver, Colorado.
- Urban Drainage and Flood Control District (UDFCD), 2011. Urban Storm Drainage. Criteria Manual. Volume 3: Best Management Practices. Denver, Colorado.
- Urbonas, B. and M. W. Glidden, 1983. Potential Effectiveness of Detention Policies. Southwest Storm Drainage Symposium, Texas A & M.
- Urbonas, B., J. Guo and L. S. Tucker, 1989. Sizing Capture Volume for Storm Water Quality Enhancement. Flood Hazard News. Urban Drainage and Flood Control District: Denver, CO.
- Urbonas, B. and J. Wulliman, 2007. Full Spectrum Detention to Control Stormwater Runoff. EWRI 2007 World Water Congress, Tampa, Florida at the keynote presentation session of the 4th Urban Watershed Management Symposium.
- U. S. Bureau of Reclamation, 1949. Flood routing, chap. 6.10, in Flood Hydrology, pt. 6, in Water Studies, vol. IV of U. S. Bureau of Reclamation Manual.

- U. S. Environmental Protection Agency (EPA), 1983. Results of the Nationwide Urban Runoff Program, Volume I, Final Report. NTIS PB84-185552, EPA, Washington, DC.
- U. S. Environmental Protection Agency (EPA), 2000. Low impact development (LID), a literature review. United States Environmental Protection Agency, EPA-841-B-00-005.
- U. S. Environmental Protection Agency (EPA), 2000a. Low Impact Development Design Strategies: An Integrated Design Approach. Prepared by Tetra Tech, Inc., Fairfax, VA prepared for Department of Environmental Resources, Prince George's County, MD, funding provided by the EPA, Washington, DC. Report No. EPA-841-B-00-003.
- U. S. Environmental Protection Agency (EPA), 2000b. Low Impact Development Hydrologic Analysis. Prepared by Tetra Tech, Inc., Fairfax, VA prepared for Department of Environmental Resources, Prince George's County, MD, funding provided by EPA, Washington, DC. Report No. EPA-841-B-00-002.
- U. S. Environmental Protection Agency (EPA), 2002. National water quality inventory, 2000 report. United States Environmental Protection Agency, EPA- 841-R-02-001.
- U. S. Environmental Protection Agency (EPA), 2004. Stormwater Best Management Practice Design Guide: Volume 1 General Considerations. EPA/600/R-04/121.
- U. S. Environmental Protection Agency (EPA), 2004.a. Stormwater Best Management Practice Design Guide: Volume 2 Vegetative Biofilters. EPA/600/R-04/121A.
- U. S. Environmental Protection Agency (EPA), 2004.b. Stormwater Best Management Practice Design Guide: Volume 3 Basin Best Management Practices. EPA/600/R-04/121B.
- U. S. Environmental Protection Agency (EPA), 2010. Storm Water Management Model. User's Manual. Version 5.0.
- U. S. Soil Conservation Service (SCS), 1986. "Technical Release N° 55 Urban Hydrology for Small Watersheds", National Engineering Publications.
- Viessman, J., J. Knapp, G. Lewis and T. Harbaugh, 1977. Introduction to Hydrology. Harper and Row Publishers. New York, Second Edition.

- Waananen, A. O., 1969. Effects of watershed changes on streamflow. In W. L. Moore, & C. W. Morgan (Eds.), *Urban effects on water yield* 169–182. Austin and London: University of Texas Press.
- Wiegand, C., T. Schueler, W. Chittendren and W. Jellick, 1986. Cost of Urban Runoff Controls. *Urban Runoff Quality: Impact and Quality Enhancement Technology*, B. Urbonas and L. Roessner (Ed.), ASCE, NY.
- Woolhiser, D. and J. Liggett, 1967. Unsteady, one-dimensional flow over a plane – the rising hydrograph. *Water Resources Research*. 3(3):753-771.
- Wotzka, L. and G. Oberts, 1988. The Water Quality Performance of a Detention Basin Wetland Treatment System in an Urban Area. In *Nonpoint Source Pollution: Economy, Policy, Management and Appropriate Technology*, American Water Resources Association.
- Wulliman, J. and B. Urbonas, 2005. Peak Flow Control for Full Spectrum of Design Storms. Concept Paper. www.udfcd.org – January 1, 2005.
- Yen, B. C., 1986. Hydraulics of sewers. In *Advances in Hydrosience*, Vol. 14, B. C. Yen ed., Academic Press, New York, pp. 1-122.
- Yoshimoto, T. and T. Suetsugi, 1990. Comprehensive Flood Disaster Prevention Measures in Japan. In: *Duisberg Symposium, 1988. Hydrological Processes and Water Management in Urban Areas*, IAHS , p175-183 International Association of Hydrological Sciences Publication 198).
- Yousef, Y. A., T. Hvitved-Jacobsen, M. Wanielista and R. Tolbert, 1986. Nutrient Transformation in Retention/Detention Ponds Receiving Highway Runoff. *Journal of the Water Pollution Control Federation*, 58, 8, pp. 838-844.

LISTADO DE SÍMBOLOS Y ACRÓNIMOS

A:	Área mojada del canal o conducto.
a_i :	Coefficiente i -ésimo a ajustar en la ecuación de regresión múltiple.
A_m :	Área menor de un lado del canal en la ecuación de factor de sesgo.
A_M :	Área mayor del otro lado del canal en la ecuación de factor de sesgo.
A_o :	Área del orificio.
A_s :	Área de la subcuenca o área superficial del nodo.
A_t :	Área total de la cuenca.
A_1 :	Subárea permeable de la subcuenca.
A_2 :	Subárea impermeable de la subcuenca con almacenamiento en depresiones.
A_3 :	Subárea impermeable de la subcuenca sin almacenamiento en depresiones.
B:	Ancho de fondo del canal o ancho del conducto.
B_o :	Ancho del orificio rectangular.
BMPs:	Prácticas de Mejor Manejo.
BOD:	Demanda bioquímica de oxígeno.
C:	Coefficiente de escorrentía.
C' :	Constante adimensional en la ecuación de condición de estabilidad numérica en nodos.
CF:	Cota de fondo del nodo.
\overline{CN} :	Número de curva medio de la cuenca correspondiente a la condición PRE.
C_o :	Coefficiente de descarga del orificio.
C_{ratio} :	Coefficiente para el cálculo de C_s .
C_s :	Coefficiente de sumergencia del vertedero.
CS:	Cota superficial del nodo.
C_w :	Coefficiente de descarga del vertedero rectangular o triangular.
C_{ws} :	Coefficiente de descarga a través de los lados de un vertedero trapezoidal.
d:	Tirante de agua en la subcuenca.
D:	Duración de la lluvia en la expresión Intensidad -Duración-Frecuencia.
Dalm:	Dispositivo de almacenamiento en el esquema topológico del modelo SWMM.

dp:	Profundidad del almacenamiento en depresión en la subcuenca.
Ee:	Error estándar de estimación.
Ef:	Coefficiente de eficiencia.
EPA:	Agencia de Protección Ambiental de EUA.
\bar{E}_r :	Valor medio de los errores relativos en valor absoluto.
$Er_{Qm\acute{a}x}$:	Error relativo del caudal máximo.
Er_{Esc} :	Error relativo de la escorrentía.
Esc:	Escorrentía generada por la tormenta.
Esc^c :	Escorrentía calculada.
Esc^o :	Escorrentía observada.
EURV:	Volumen de escorrentía urbana en exceso.
EURV2:	Volumen de escorrentía urbana en exceso para el evento de 2 años de recurrencia.
FSD:	Dispositivo de detención extendida de espectro completo.
g:	Aceleración de la gravedad.
H:	Nivel piezométrico o carga hidráulica.
Ho:	Altura del orificio rectangular.
H2:	Tirante de agua máximo en el reservorio para el evento de 2 años de recurrencia
H10:	Tirante de agua máximo en el reservorio para el evento de 10 años de recurrencia
H100:	Tirante de agua máximo en el reservorio para el evento de 100 años de recurrencia
Hmáx:	Tirante de agua máximo en el canal, conducto o reservorio.
i:	Intensidad de lluvia en exceso.
I:	Exceso de lluvia una vez descontadas las pérdidas de escurrimiento.
\bar{I} :	Caudal medio de entrada al reservorio en el Δt .
Imp:	Impermeabilidad media de la subcuenca.
\overline{Imp} :	Impermeabilidad media de la cuenca.
K:	Coefficiente de embalse.
L:	Longitud del canal o conducto.
Lp:	Longitud del plano de escurrimiento.

Ls:	Longitud del flujo superficial.
Lw:	Longitud del vertedero.
LID:	Desarrollo de bajo impacto.
LIUDD:	Diseño y desarrollo urbano de bajo impacto.
m:	Exponente en la ecuación de almacenamiento del método de Puls modificado.
MAX:	Valor máximo.
MDCIA:	Minimización del área impermeable directamente conectada.
MED:	Valor medio.
MÍN:	Valor mínimo.
n:	Coefficiente de rugosidad de para flujo en canal.
N:	Coefficiente de rugosidad para flujo superficial.
NOA:	Región del Noroeste Argentino.
NPDES:	Sistema nacional de eliminación de descargas contaminantes de EUA.
NRCS:	Servicio de Conservación de Recursos Naturales de EUA, anteriormente Servicio de Conservación de Suelos.
NU:	Escenario de distribución no uniforme de los parámetros impermeabilidad y pendiente.
O2:	Orificio inferior para control de la crecida de 2 años de recurrencia.
O10:	Orificio intermedio para control de la crecida de 10 años de recurrencia.
O100:	Orificio superior para control de la crecida de 100 años de recurrencia.
P:	Altura de lluvia de una tormenta.
PGC:	Condado de George Prince, EUA.
POSCO:	Condición de cuenca de posdesarrollo controlado.
POSNC:	Condición de cuenca de posdesarrollo no controlado.
PRE:	Condición de cuenca de predesarrollo.
Q:	Caudal.
\bar{Q} :	Caudal medio de salida del reservorio en el Δt .
\bar{Q}_o :	Caudal medio observado.
Qmáx:	Caudal máximo.
$Q_{máx}^c$:	Caudal máximo calculado.
$Q_{máx}^o$:	Caudal máximo observado.

Q_t^c :	Caudal calculado al tiempo t.
Q_t^o :	Caudal observado al tiempo t.
r^2 :	Coefficiente de determinación.
RFS:	Espectro de frecuencia de la lluvia.
Rh:	Radio hidráulico del canal o conducto.
S:	Almacenamiento de agua en el reservorio.
\bar{S} :	Pendiente media de la cuenca.
SCS:	Servicio de Conservación de Suelos de EUA.
Sf:	Pendiente de fricción.
S_k :	Factor de sesgo para el cálculo del ancho hidráulico de cuencas asimétricas.
Sp:	Pendiente del plano de escurrimiento.
Ss:	Pendiente de la subcuenca.
SS:	Sedimentos suspendidos.
SUDS:	Sistemas de drenaje urbano sustentable.
Sw:	Pendiente lateral del vertedero triangular o trapezoidal.
SWMM:	Modelo de gestión del agua pluvial.
S#:	Subcuenca número # en el esquema topológico del modelo SWMM.
t:	Tiempo.
T:	Recurrencia o tiempo de retorno del evento.
td:	Tiempo de drenaje del EURV2.
te:	Tiempo de equilibrio del plano de escurrimiento.
tp:	Tiempo al caudal pico o máximo.
tr:	Duración de la lluvia.
TSS:	Sedimentos suspendidos totales.
UDFCD:	Distrito de Drenaje Urbano y Control de Inundaciones, Colorado, EUA.
UN:	Escenario de distribución uniforme de los parámetros impermeabilidad y pendiente.
USDCM:	Manual de Criterios de Drenaje Urbano del UDFCD.
U#:	Unión número # en el esquema topológico del modelo SWMM.
V:	Velocidad del flujo.
Vs:	Volumen de agua superficial en la subcuenca.

$V_{\text{máx}}$:	Volumen de almacenamiento requerido en el reservorio para controlar la crecida de diseño de una recurrencia dada.
W :	Ancho hidráulico de la subcuenca.
W_{QCV} :	Volumen de captura de calidad de agua.
W_{SUD} :	Diseño urbano sensible al agua.
x :	Distancia a lo largo del canal o conducto.
X_i :	Variable independiente i -ésima en la ecuación de regresión múltiple.
Y :	Variable dependiente en la ecuación de regresión múltiple.
y_1 :	Tirante aguas arriba del vertedero.
y_2 :	Tirante aguas abajo del vertedero.
y_{cr} :	Altura de la cresta del vertedero.
Δ_{Esc} :	Diferencia relativa de escorrentías.
$\Delta H_{\text{máx}}$:	Máximo incremento de nivel de agua en el nodo en el Δt .
$\Delta Q_{\text{máx}}$:	Diferencia relativa de caudales máximos.
ΔS :	Variación del almacenamiento en el reservorio en el Δt .
Δt :	Intervalo de tiempo de cálculo.
Δx :	Incremento de longitud del canal o conducto.

ANEXOS

Anexo I : Salidas del modelo para los eventos de calibración y verificación

Tormenta 22/03/2008

```
*****
NOTA: El resumen estadístico mostrado en este informe se
basa en los resultados obtenidos en todos los intervalos
de cálculo, no sólo en los intervalos registrados en el
informe.
*****
```

```
*****
Opciones de Análisis
*****
Unidades de Caudal ..... CMS
Modelos utilizados:
  Lluvia/Escoorrentía ..... SI
  Deshielo de Nieve ..... NO
  Flujo Subterráneo ..... NO
  Cálculo Hidráulico ..... SI
  Permitir Estancamiento . SI
  Calidad del Agua ..... NO
Método de Infiltración ..... CURVE_NUMBER
Método de Cálculo Hidráulico .... DYNWAVE
Fecha de Comienzo ..... AUG-03-2008 01:00:00
Fecha de Finalización ..... AUG-03-2008 12:00:00
Días Previos sin Lluvia ..... 0.0
Report Time Step ..... 00:10:00
Intervalo para Tiempo de Lluvia . 00:05:00
Intervalo para Tiempo Seco ..... 01:00:00
Intervalo de Cálculo Hidráulico . 10.00 s
```

```
*****
Errores de Continuidad
*****
```

	Volumen	Altura
Escorrentía Superficial	ha · m	mm

Precipitación Total	4.569	24.200
Pérdidas Evaporación	0.000	0.000
Pérdidas Infiltración	0.942	4.988
Escorrentía Superficial ..	3.534	18.717
Almacen. Final en Sup. ...	0.111	0.587
% Error Continuidad	-0.382	

	Volumen	Volumen
Cálculo Hidráulico	ha · m	10^3 m3

Aporte Tiempo Seco	0.000	0.000
Aporte Tiempo Lluvia	3.534	35.340
Aporte Ag. Subterranea ...	0.000	0.000
Aportes dep. Lluvia	0.000	0.000
Aportes Externos	0.000	0.000
Descargas Externas	3.524	35.236
Descargas Internas	0.000	0.000
Perdidas Almacenamiento ..	0.000	0.000
Vol. Almacenado Inicial ..	0.000	0.003
Vol. Almacenado Final	0.013	0.128
% Error Continuidad	-0.059	

Incremento de Tiempo de Elementos Críticos

Ninguno

Máximos Índices de Inestabilidad

Todas las líneas son estables.

Resumen de Intervalo de Cálculo Hidráulico

Intervalo de Cálculo Mínimo : 10.00 seg
Intervalo de Cálculo Medio : 10.00 seg
Intervalo de Cálculo Máximo : 10.00 seg
Porcentaje en Reg. Permanente : 0.00
N° medio iteraciones por instante : 2.00

Resumen de Escorrentía en Subcuencas

Subcuenca	Precip Total mm	Aporte Total mm	Evap Total mm	Infil Total mm	Escor. Total mm	Escor. Total 10 ⁶ ltr	Escor. Punta CMS	Coef. Escor.
S1	24.200	0.000	0.000	4.952	18.879	1.775	1.095	0.780
S2	24.200	0.000	0.000	4.886	18.834	3.315	1.469	0.778
S3	24.200	0.000	0.000	5.726	17.770	2.612	0.779	0.734
S4	24.200	0.000	0.000	5.096	18.275	2.339	0.621	0.755
S5	24.200	0.000	0.000	3.228	20.241	4.028	1.056	0.836
S6	24.200	0.000	0.000	4.349	19.138	1.971	0.551	0.791
S7	24.200	0.000	0.000	5.256	18.640	1.473	0.973	0.770
S8	24.200	0.000	0.000	5.830	17.986	5.774	2.836	0.743
S9	24.200	0.000	0.000	5.045	18.738	4.666	2.143	0.774
S10	24.200	0.000	0.000	4.447	19.401	3.667	1.771	0.802
S11	24.200	0.000	0.000	3.849	20.160	1.149	0.782	0.833
S12	24.200	0.000	0.000	4.419	19.560	1.056	0.744	0.808
S13	24.200	0.000	0.000	8.103	15.601	0.546	0.388	0.645
S14	24.200	0.000	0.000	6.705	16.990	0.968	0.523	0.702
Sistema	24.200	0.000	0.000	4.988	18.717	35.339	15.732	0.773

Resumen de Nivel en Nudos

Nudo	Tipo	Nivel Medio Metros	Nivel Máximo Metros	Altura Máxima Metros	Instante Nivel Máx. días hr:min
UC1	JUNCTION	0.01	0.15	1170.63	0 00:30
UC2	JUNCTION	0.03	0.32	1168.22	0 00:32
UC3	JUNCTION	0.06	0.47	1167.35	0 00:34
UC4	JUNCTION	0.09	0.67	1166.87	0 00:36
UC5	JUNCTION	0.11	0.76	1166.55	0 00:37
UC6	JUNCTION	0.21	1.19	1166.36	0 00:38
U1	JUNCTION	0.01	0.09	1181.76	0 00:30
U2	JUNCTION	0.01	0.05	1178.97	0 00:35
U3	JUNCTION	0.01	0.04	1179.00	0 00:40
U4	JUNCTION	0.01	0.06	1178.47	0 00:39
U5	JUNCTION	0.01	0.15	1178.73	0 00:30
U7	JUNCTION	0.01	0.13	1179.49	0 00:30
U6	JUNCTION	0.01	0.10	1177.37	0 00:38
U8	JUNCTION	0.00	0.02	1177.05	0 00:42
CONTROL	OUTFALL	0.11	0.81	1165.91	0 00:38

 Resumen de Aportes en Nudos

Nudo	Tipo	Aporte Lateral Máximo CMS	Aporte Total Máximo CMS	Instante de Aporte Máximo días hr:min	Volumen Aporte Lateral 10^6 ltr	Volumen Aporte Total 10^6 ltr
UC1	JUNCTION	1.095	1.095	0 00:30	1.775	1.775
UC2	JUNCTION	1.469	3.185	0 00:31	3.315	7.293
UC3	JUNCTION	0.778	4.695	0 00:33	2.612	13.560
UC4	JUNCTION	0.621	6.474	0 00:35	2.339	20.548
UC5	JUNCTION	1.056	10.130	0 00:36	4.027	32.340
UC6	JUNCTION	0.551	10.850	0 00:37	1.971	35.265
U1	JUNCTION	0.743	0.743	0 00:30	1.057	1.057
U2	JUNCTION	0.781	1.491	0 00:30	1.149	2.207
U3	JUNCTION	1.770	1.770	0 00:30	3.667	3.667
U4	JUNCTION	2.143	2.143	0 00:30	4.666	4.666
U5	JUNCTION	2.834	3.735	0 00:30	5.774	7.247
U7	JUNCTION	0.972	0.972	0 00:30	1.473	1.473
U6	JUNCTION	0.388	4.051	0 00:31	0.546	7.795
U8	JUNCTION	0.523	0.523	0 00:30	0.969	0.969
CONTROL	OUTFALL	0.000	10.834	0 00:38	0.000	35.236

 Resumen de Vertidos

Nudo de Vertido	Frec. Vertido % Porc.	Caudal Medio CMS	Caudal Máximo CMS	Volumen Total 10^6 ltr
CONTROL	98.16	0.906	10.834	35.236
Sistema	98.16	0.906	10.834	35.236

 Resumen de Caudal en Líneas

Línea	Tipo	Caudal Máximo CMS	Instante Caudal Máx días hr:min	Veloc. Máxima m/sec	Caudal Máx/ Lleno	Nivel Máx/ Lleno
C1	CONDUIT	0.722	0 00:30	1.44	0.05	0.13
C2	CONDUIT	0.940	0 00:35	1.27	0.02	0.10
C3	CONDUIT	1.063	0 00:40	1.09	0.03	0.13
C4	CONDUIT	1.365	0 00:40	1.41	0.08	0.21
C5	CONDUIT	0.924	0 00:30	0.83	0.11	0.28
C6	CONDUIT	3.709	0 00:31	2.25	0.25	0.37
C7	CONDUIT	2.763	0 00:38	1.85	0.16	0.33
C8	CONDUIT	0.264	0 00:42	0.77	0.01	0.08
C9	CONDUIT	1.052	0 00:30	1.00	0.00	0.06
C10	CONDUIT	3.142	0 00:32	1.72	0.01	0.09
C11	CONDUIT	4.682	0 00:34	1.73	0.03	0.14
C12	CONDUIT	6.458	0 00:36	1.86	0.05	0.17
C13	CONDUIT	10.121	0 00:37	2.07	0.06	0.23
C14	CONDUIT	10.834	0 00:38	2.15	0.20	0.24

 Resumen de Tipo de Flujo

Conducto	Longitud Ajustada /Real	- Fracción de Tiempo en Tipo de Flujo -						Número Froude Medio	Variación Media Caudal	
		Seco (Caudal 0) Todo Ini.	Final	Sub-Crit. Crit.	Super Crit. Crit.	Crítico Ini.	Final			
C1	1.00	0.02	0.00	0.00	0.88	0.10	0.00	0.00	0.58	0.0000
C2	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.10	0.0000
C3	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.15	0.0000
C4	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.16	0.0000
C5	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.30	0.0001
C6	1.00	0.02	0.00	0.00	0.78	0.21	0.00	0.00	0.88	0.0001
C7	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.18	0.0001
C8	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.08	0.0000
C9	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.23	0.0000
C10	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.41	0.0000
C11	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.45	0.0000
C12	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.50	0.0000
C13	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.33	0.0000
C14	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.38	0.0001

 Resumen de Sobrecarga de Conductos

Ningún conducto ha entrado en carga.

Instante de inicio del análisis: Wed Feb 20 07:25:33 2013
 Instante de finalización del análisis: Wed Feb 20 07:25:33 2013
 Tiempo total transcurrido: < 1 s

Tormenta 29/10/2007

 NOTA: El resumen estadístico mostrado en este informe se basa en los resultados obtenidos en todos los intervalos de cálculo, no sólo en los intervalos registrados en el informe.

Opciones de Análisis

Unidades de Caudal CMS

Modelos utilizados:

Lluvia/Escurrentía SI
 Deshielo de Nieve NO
 Flujo Subterráneo NO
 Cálculo Hidráulico SI
 Permitir Estancamiento . SI
 Calidad del Agua NO
 Método de Infiltración CURVE_NUMBER
 Método de Cálculo Hidráulico DYNWAVE
 Fecha de Comienzo AUG-03-2008 01:00:00
 Fecha de Finalización AUG-03-2008 12:00:00
 Días Previos sin Lluvia 0.0
 Report Time Step 00:10:00
 Intervalo para Tiempo de Lluvia . 00:05:00
 Intervalo para Tiempo Seco 01:00:00
 Intervalo de Cálculo Hidráulico . 10.00 s

 Errores de Continuidad

*****	Volumen	Altura
Escorrentía Superficial	ha·m	mm
*****	-----	-----
Precipitación Total	21.434	113.530
Pérdidas Evaporación	0.000	0.000
Pérdidas Infiltración	2.181	11.552
Escorrentía Superficial ..	19.168	101.523
Almacen. Final en Sup. ...	0.120	0.638
% Error Continuidad	-0.162	

*****	Volumen	Volumen
Cálculo Hidráulico	ha·m	10^3 m3
*****	-----	-----
Aporte Tiempo Seco	0.000	0.000
Aporte Tiempo Lluvia	19.168	191.678
Aporte Ag. Subterránea ...	0.000	0.000
Aportes dep. Lluvia	0.000	0.000
Aportes Externos	0.000	0.000
Descargas Externas	19.151	191.512
Descargas Internas	0.000	0.000
Perdidas Almacenamiento ..	0.000	0.000
Vol. Almacenado Inicial ..	0.000	0.003
Vol. Almacenado Final	0.019	0.188
% Error Continuidad	-0.010	

 Incremento de Tiempo de Elementos Críticos

 Ninguno

 Máximos Índices de Inestabilidad

 Todas las líneas son estables.

 Resumen de Intervalo de Cálculo Hidráulico

 Intervalo de Cálculo Mínimo : 10.00 seg
 Intervalo de Cálculo Medio : 10.00 seg
 Intervalo de Cálculo Máximo : 10.00 seg
 Porcentaje en Reg. Permanente : 0.00
 N° medio iteraciones por instante : 2.00

 Resumen de Escorrentía en Subcuencas

Subcuenca	Precip Total mm	Aporte Total mm	Evap Total mm	Infil Total mm	Escor. Total mm	Escor. Total 10^6 ltr	Escor. Punta CMS	Coef. Escor.
s1	113.530	0.000	0.000	10.497	102.778	9.661	1.896	0.905
s2	113.530	0.000	0.000	10.638	102.469	18.035	3.189	0.903
s3	113.530	0.000	0.000	13.394	99.411	14.613	2.218	0.876
s4	113.530	0.000	0.000	13.171	99.525	12.739	1.870	0.877
s5	113.530	0.000	0.000	11.379	101.384	20.176	3.075	0.893
s6	113.530	0.000	0.000	9.864	102.887	10.597	1.640	0.906
s7	113.530	0.000	0.000	11.259	102.042	8.061	1.587	0.899
s8	113.530	0.000	0.000	12.804	100.387	32.224	5.721	0.884
s9	113.530	0.000	0.000	11.129	102.066	25.415	4.521	0.899
s10	113.530	0.000	0.000	9.661	103.589	19.578	3.622	0.912
s11	113.530	0.000	0.000	8.203	105.249	5.999	1.251	0.927
s12	113.530	0.000	0.000	9.417	103.991	5.616	1.158	0.916
s13	113.530	0.000	0.000	17.335	95.804	3.353	0.600	0.844
s14	113.530	0.000	0.000	14.690	98.408	5.609	0.995	0.867
sistema	113.530	0.000	0.000	11.552	101.523	191.677	32.703	0.894

 Resumen de Nivel en Nudos

Nudo	Tipo	Nivel Medio Metros	Nivel Máximo Metros	Altura Máxima Metros	Instante Nivel Máx. días hr:min
UC1	JUNCTION	0.04	0.22	1170.70	0 00:50
UC2	JUNCTION	0.10	0.53	1168.43	0 00:52
UC3	JUNCTION	0.18	0.86	1167.74	0 01:00
UC4	JUNCTION	0.28	1.32	1167.52	0 01:00
UC5	JUNCTION	0.31	1.46	1167.25	0 01:00
UC6	JUNCTION	0.52	2.13	1167.30	0 01:00
U1	JUNCTION	0.02	0.12	1181.79	0 00:50
U2	JUNCTION	0.02	0.09	1179.02	0 00:54
U3	JUNCTION	0.02	0.09	1179.05	0 01:00
U4	JUNCTION	0.03	0.14	1178.55	0 01:00
U5	JUNCTION	0.04	0.22	1178.80	0 00:50
U7	JUNCTION	0.04	0.20	1179.56	0 00:50
U6	JUNCTION	0.04	0.20	1177.47	0 00:57
U8	JUNCTION	0.01	0.05	1177.08	0 01:01
CONTROL	OUTFALL	0.34	1.61	1166.71	0 01:00

 Resumen de Aportes en Nudos

Nudo	Tipo	Aporte Lateral Máximo CMS	Aporte Total Máximo CMS	Instante de Aporte Máximo días hr:min	Volumen Aporte Lateral 10^6 ltr	Volumen Aporte Total 10^6 ltr
UC1	JUNCTION	1.896	1.896	0 00:50	9.662	9.662
UC2	JUNCTION	3.189	7.235	0 00:51	18.035	39.305
UC3	JUNCTION	2.218	12.591	0 00:59	14.613	73.475
UC4	JUNCTION	1.869	18.732	0 01:00	12.739	111.599
UC5	JUNCTION	3.074	29.251	0 01:00	20.175	175.370
UC6	JUNCTION	1.640	31.751	0 01:00	10.597	191.549
U1	JUNCTION	1.158	1.158	0 00:50	5.616	5.616
U2	JUNCTION	1.251	2.404	0 00:50	6.000	11.616
U3	JUNCTION	3.621	3.621	0 00:50	19.579	19.579
U4	JUNCTION	4.521	4.521	0 00:50	25.415	25.415
U5	JUNCTION	5.721	7.292	0 00:50	32.225	40.286
U7	JUNCTION	1.587	1.587	0 00:50	8.062	8.062
U6	JUNCTION	0.600	7.886	0 00:51	3.353	43.644
U8	JUNCTION	0.995	0.995	0 00:50	5.609	5.609
CONTROL	OUTFALL	0.000	31.737	0 01:00	0.000	191.511

 Resumen de Vertidos

Nudo de Vertido	Frec. Vertido % Porc.	Caudal Medio CMS	Caudal Máximo CMS	Volumen Total 10^6 ltr
CONTROL	98.18	4.925	31.737	191.511
Sistema	98.18	4.925	31.737	191.511

 Resumen de Caudal en Líneas

Línea	Tipo	Caudal Máximo CMS	Instante Caudal Máx días hr:min	Veloc. Máxima m/sec	Caudal Máx/ Lleno	Nivel Máx/ Lleno
C1	CONDUIT	1.154	0 00:50	1.40	0.09	0.21
C2	CONDUIT	2.242	0 00:54	1.61	0.06	0.19
C3	CONDUIT	3.367	0 01:00	1.54	0.13	0.29
C4	CONDUIT	4.275	0 01:00	1.99	0.29	0.48
C5	CONDUIT	1.576	0 00:50	0.92	0.23	0.43
C6	CONDUIT	7.297	0 00:51	2.33	0.59	0.70
C7	CONDUIT	7.479	0 00:57	2.46	0.52	0.68
C8	CONDUIT	0.882	0 01:01	1.12	0.06	0.18
C9	CONDUIT	1.886	0 00:50	1.09	0.01	0.09
C10	CONDUIT	7.226	0 00:52	2.15	0.03	0.17
C11	CONDUIT	12.591	0 01:00	2.28	0.07	0.26
C12	CONDUIT	18.721	0 01:00	2.57	0.14	0.33
C13	CONDUIT	29.240	0 01:00	2.98	0.17	0.43
C14	CONDUIT	31.737	0 01:00	3.08	0.58	0.45

 Resumen de Tipo de Flujo

Conducto	Longitud Ajustada /Real	- Fracción de Tiempo en Tipo de Flujo -						Número Froude Medio	Variación Media Caudal	
		Seco (Caudal 0) Todo Ini.	Final	Sub-Crít. Crít.	Super Crít. Crít.	Crítico Ini.	Final			
C1	1.00	0.02	0.00	0.00	0.76	0.22	0.00	0.00	0.61	0.0001
C2	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.09	0.0000
C3	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.13	0.0001
C4	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.15	0.0002
C5	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.31	0.0002
C6	1.00	0.02	0.00	0.00	0.67	0.32	0.00	0.00	0.91	0.0004
C7	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.17	0.0004
C8	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.08	0.0000
C9	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.29	0.0000
C10	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.47	0.0000
C11	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.51	0.0001
C12	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.56	0.0001
C13	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.43	0.0001
C14	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.48	0.0004

 Resumen de Sobrecarga de Conductos

Ningún conducto ha entrado en carga.

Instante de inicio del análisis: Wed Feb 20 07:44:35 2013
 Instante de finalización del análisis: Wed Feb 20 07:44:36 2013
 Tiempo total transcurrido: 00:00:01

Tormenta 27/01/2008

 NOTA: El resumen estadístico mostrado en este informe se basa en los resultados obtenidos en todos los intervalos de cálculo, no sólo en los intervalos registrados en el informe.

 Opciones de Análisis

 Unidades de Caudal CMS
 Modelos utilizados:
 Lluvia/Escoorrentía SI
 Deshielo de Nieve NO
 Flujo Subterráneo NO
 Cálculo Hidráulico SI
 Permitir Estancamiento . SI
 Calidad del Agua NO
 Método de Infiltración CURVE_NUMBER
 Método de Cálculo Hidráulico DYNWAVE
 Fecha de Comienzo AUG-03-2008 01:00:00
 Fecha de Finalización AUG-03-2008 12:00:00
 Días Previos sin Lluvia 0.0
 Report Time Step 00:10:00
 Intervalo para Tiempo de Lluvia . 00:05:00
 Intervalo para Tiempo Seco 01:00:00
 Intervalo de Cálculo Hidráulico . 10.00 s

 Errores de Continuidad

*****	Volumen	Altura
Escorrentía Superficial	ha·m	mm
*****	-----	-----
Precipitación Total	13.178	69.800
Pérdidas Evaporación	0.000	0.000
Pérdidas Infiltración	1.536	8.135
Escorrentía Superficial ..	11.537	61.109
Almacen. Final en Sup. ...	0.157	0.832
% Error Continuidad	-0.394	

*****	Volumen	Volumen
Cálculo Hidráulico	ha·m	10^3 m3
*****	-----	-----
Aporte Tiempo Seco	0.000	0.000
Aporte Tiempo Lluvia	11.539	115.389
Aporte Ag. Subterránea ...	0.000	0.000
Aportes dep. Lluvia	0.000	0.000
Aportes Externos	0.000	0.000
Descargas Externas	11.525	115.254
Descargas Internas	0.000	0.000
Perdidas Almacenamiento ..	0.000	0.000
Vol. Almacenado Inicial ..	0.000	0.003
Vol. Almacenado Final	0.019	0.189
% Error Continuidad	-0.044	

 Incremento de Tiempo de Elementos Críticos

 Ninguno

 Máximos Índices de Inestabilidad

 Todas las líneas son estables.

 Resumen de Intervalo de Cálculo Hidráulico

 Intervalo de Cálculo Mínimo : 10.00 seg
 Intervalo de Cálculo Medio : 10.00 seg
 Intervalo de Cálculo Máximo : 10.00 seg
 Porcentaje en Reg. Permanente : 0.00
 N° medio iteraciones por instante : 2.00

 Resumen de Escorrentía en Subcuencas

Subcuenca	Precip Total mm	Aporte Total mm	Evap Total mm	Infil Total mm	Escor. Total mm	Escor. Total 10 ⁶ ltr	Escor. Punta CMS	Coef. Escor.
S1	69.800	0.000	0.000	7.908	61.755	5.805	1.515	0.885
S2	69.800	0.000	0.000	7.640	61.685	10.857	1.962	0.884
S3	69.800	0.000	0.000	8.676	59.841	8.797	1.364	0.857
S4	69.800	0.000	0.000	8.386	59.951	7.674	1.154	0.859
S5	69.800	0.000	0.000	7.501	61.139	12.167	1.878	0.876
S6	69.800	0.000	0.000	6.658	62.125	6.399	1.002	0.890
S7	69.800	0.000	0.000	8.490	61.278	4.841	1.372	0.878
S8	69.800	0.000	0.000	9.181	60.319	19.363	3.774	0.864
S9	69.800	0.000	0.000	8.009	61.490	15.311	2.824	0.881
S10	69.800	0.000	0.000	7.062	62.512	11.815	2.350	0.896
S11	69.800	0.000	0.000	6.281	63.622	3.626	1.108	0.911
S12	69.800	0.000	0.000	7.218	62.681	3.385	1.066	0.898
S13	69.800	0.000	0.000	12.910	56.668	1.983	0.559	0.812
S14	69.800	0.000	0.000	10.483	58.801	3.352	0.705	0.842
Sistema	69.800	0.000	0.000	8.135	61.109	115.374	20.936	0.875

 Resumen de Nivel en Nudos

Nudo	Tipo	Nivel Medio Metros	Nivel Máximo Metros	Altura Máxima Metros	Instante Nivel Máx. días hr:min
UC1	JUNCTION	0.03	0.18	1170.66	0 00:21
UC2	JUNCTION	0.07	0.40	1168.30	0 00:29
UC3	JUNCTION	0.13	0.65	1167.53	0 00:40
UC4	JUNCTION	0.20	0.97	1167.17	0 00:40
UC5	JUNCTION	0.23	1.09	1166.88	0 00:40
UC6	JUNCTION	0.41	1.65	1166.82	0 00:41
U1	JUNCTION	0.01	0.11	1181.78	0 00:20
U2	JUNCTION	0.01	0.07	1178.99	0 00:31
U3	JUNCTION	0.01	0.06	1179.02	0 00:40
U4	JUNCTION	0.02	0.10	1178.51	0 00:40
U5	JUNCTION	0.03	0.20	1178.78	0 00:21
U7	JUNCTION	0.02	0.17	1179.52	0 00:21
U6	JUNCTION	0.03	0.15	1177.42	0 00:40
U8	JUNCTION	0.01	0.04	1177.06	0 00:41
CONTROL	OUTFALL	0.24	1.19	1166.29	0 00:41

 Resumen de Aportes en Nudos

Nudo	Tipo	Aporte Lateral Máximo CMS	Aporte Total Máximo CMS	Instante de Aporte Máximo días hr:min	Volumen Aporte Lateral 10^6 ltr	Volumen Aporte Total 10^6 ltr
UC1	JUNCTION	1.515	1.515	0 00:20	5.807	5.807
UC2	JUNCTION	1.962	4.595	0 00:28	10.858	23.678
UC3	JUNCTION	1.363	7.918	0 00:40	8.797	44.282
UC4	JUNCTION	1.154	11.701	0 00:40	7.673	67.250
UC5	JUNCTION	1.878	18.247	0 00:40	12.167	105.566
UC6	JUNCTION	1.001	19.761	0 00:40	6.399	115.294
U1	JUNCTION	1.066	1.066	0 00:20	3.386	3.386
U2	JUNCTION	1.108	2.107	0 00:20	3.628	7.015
U3	JUNCTION	2.349	2.349	0 00:20	11.816	11.816
U4	JUNCTION	2.824	2.824	0 00:20	15.313	15.313
U5	JUNCTION	3.773	5.044	0 00:20	19.365	24.208
U7	JUNCTION	1.371	1.371	0 00:20	4.842	4.842
U6	JUNCTION	0.558	5.664	0 00:22	1.984	26.197
U8	JUNCTION	0.705	0.705	0 00:20	3.353	3.353
CONTROL	OUTFALL	0.000	19.746	0 00:41	0.000	115.253

 Resumen de Vertidos

Nudo de Vertido	Frec. Vertido % Porc.	Caudal Medio CMS	Caudal Máximo CMS	Volumen Total 10^6 ltr
CONTROL	98.43	2.956	19.746	115.253
Sistema	98.43	2.956	19.746	115.253

 Resumen de Caudal en Líneas

Línea	Tipo	Caudal Máximo CMS	Instante Caudal Máx días hr:min	Veloc. Máxima m/sec	Caudal Máx/Lleno	Nivel Máx/Lleno
C1	CONDUIT	1.036	0 00:21	1.66	0.07	0.16
C2	CONDUIT	1.454	0 00:31	1.43	0.04	0.14
C3	CONDUIT	2.099	0 00:41	1.35	0.07	0.21
C4	CONDUIT	2.668	0 00:40	1.74	0.17	0.34
C5	CONDUIT	1.304	0 00:21	0.90	0.17	0.36
C6	CONDUIT	5.185	0 00:22	2.47	0.38	0.50
C7	CONDUIT	4.706	0 00:40	2.16	0.30	0.48
C8	CONDUIT	0.541	0 00:41	0.97	0.03	0.12
C9	CONDUIT	1.465	0 00:21	1.17	0.01	0.07
C10	CONDUIT	4.592	0 00:29	1.93	0.02	0.13
C11	CONDUIT	7.910	0 00:40	1.98	0.05	0.20
C12	CONDUIT	11.688	0 00:40	2.24	0.09	0.25
C13	CONDUIT	18.237	0 00:40	2.54	0.11	0.33
C14	CONDUIT	19.746	0 00:41	2.64	0.36	0.34

 Resumen de Tipo de Flujo

Conducto	Longitud Ajustada /Real	- Fracción de Tiempo en Tipo de Flujo -						Número Froude Medio	Variac Media Caudal	
		Seco (Caudal 0)		Sub-Crítico	Super Crítico	Crítico				
		Todo Ini.	Final	Crít.	Crít.	Ini.	Final			
C1	1.00	0.02	0.00	0.00	0.81	0.17	0.00	0.00	0.65	0.0000
C2	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.12	0.0000
C3	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.17	0.0000
C4	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.20	0.0001
C5	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.31	0.0001
C6	1.00	0.02	0.00	0.00	0.65	0.34	0.00	0.00	0.96	0.0003
C7	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.23	0.0002
C8	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.13	0.0000
C9	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.27	0.0000
C10	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.45	0.0000
C11	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.49	0.0000
C12	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.55	0.0001
C13	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.41	0.0001
C14	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.46	0.0002

 Resumen de Sobrecarga de Conductos

Ningún conducto ha entrado en carga.

Instante de inicio del análisis: Wed Feb 20 07:55:27 2013
 Instante de finalización del análisis: Wed Feb 20 07:55:27 2013
 Tiempo total transcurrido: < 1 s

Tormenta 07/02/2008

 NOTA: El resumen estadístico mostrado en este informe se basa en los resultados obtenidos en todos los intervalos de cálculo, no sólo en los intervalos registrados en el informe.

 Opciones de Análisis

 Unidades de Caudal CMS
 Modelos utilizados:
 Lluvia/Escoorrentía SI
 Deshielo de Nieve NO
 Flujo Subterráneo NO
 Cálculo Hidráulico SI
 Permitir Estancamiento . SI
 Calidad del Agua NO
 Método de Infiltración CURVE_NUMBER
 Método de Cálculo Hidráulico DYNWAVE
 Fecha de Comienzo AUG-03-2008 01:00:00
 Fecha de Finalización AUG-03-2008 12:00:00
 Días Previos sin Lluvia 0.0
 Report Time Step 00:10:00
 Intervalo para Tiempo de Lluvia . 00:05:00
 Intervalo para Tiempo Seco 01:00:00
 Intervalo de Cálculo Hidráulico . 10.00 s

 Errores de Continuidad

*****	Volumen	Altura
Escorrentía Superficial	ha · m	mm
*****	-----	-----
Precipitación Total	16.154	85.560
Pérdidas Evaporación	0.000	0.000
Pérdidas Infiltración	1.660	8.795
Escorrentía Superficial ..	14.388	76.209
Almacen. Final en Sup. ...	0.170	0.898
% Error Continuidad	-0.400	

*****	Volumen	Volumen
Cálculo Hidráulico	ha · m	10 ³ m ³
*****	-----	-----
Aporte Tiempo Seco	0.000	0.000
Aporte Tiempo Lluvia	14.387	143.876
Aporte Ag. Subterránea ...	0.000	0.000
Aportes dep. Lluvia	0.000	0.000
Aportes Externos	0.000	0.000
Descargas Externas	14.347	143.470
Descargas Internas	0.019	0.193
Perdidas Almacenamiento ..	0.000	0.000
Vol. Almacenado Inicial ..	0.000	0.003
Vol. Almacenado Final	0.022	0.222
% Error Continuidad	-0.004	

 Incremento de Tiempo de Elementos Críticos

 Ninguno

 Máximos Índices de Inestabilidad

 Todas las líneas son estables.

 Resumen de Intervalo de Cálculo Hidráulico

Intervalo de Cálculo Mínimo	:	10.00	seg
Intervalo de Cálculo Medio	:	10.00	seg
Intervalo de Cálculo Máximo	:	10.00	seg
Porcentaje en Reg. Permanente	:	0.00	
N° medio iteraciones por instante	:	2.00	

 Resumen de Escorrentía en Subcuencas

Subcuenca	Precip Total mm	Aporte Total mm	Evap Total mm	Infil Total mm	Escor. Total mm	Escor. Total 10 ⁶ ltr	Escor. Punta CMS	Coef. Escor.
S1	85.560	0.000	0.000	8.547	76.941	7.232	3.661	0.899
S2	85.560	0.000	0.000	8.238	76.869	13.529	5.747	0.898
S3	85.560	0.000	0.000	9.354	74.810	10.997	3.554	0.874
S4	85.560	0.000	0.000	9.042	74.908	9.588	2.882	0.876
S5	85.560	0.000	0.000	8.087	76.224	15.169	4.829	0.891
S6	85.560	0.000	0.000	7.179	77.302	7.962	2.573	0.903
S7	85.560	0.000	0.000	9.197	76.382	6.034	3.120	0.893
S8	85.560	0.000	0.000	9.952	75.360	24.191	10.517	0.881
S9	85.560	0.000	0.000	8.680	76.631	19.081	8.201	0.896
S10	85.560	0.000	0.000	7.649	77.742	14.693	6.630	0.909
S11	85.560	0.000	0.000	6.799	78.910	4.498	2.475	0.922
S12	85.560	0.000	0.000	7.814	77.880	4.206	2.312	0.910
S13	85.560	0.000	0.000	13.960	71.416	2.500	1.202	0.835
S14	85.560	0.000	0.000	11.304	73.748	4.204	1.865	0.862
Sistema	85.560	0.000	0.000	8.795	76.209	143.884	59.567	0.891

 Resumen de Nivel en Nudos

Nudo	Tipo	Nivel Medio Metros	Nivel Máximo Metros	Altura Máxima Metros	Instante Nivel Máx. días hr:min
UC1	JUNCTION	0.03	0.32	1170.80	0 01:30
UC2	JUNCTION	0.08	0.75	1168.65	0 01:30
UC3	JUNCTION	0.15	1.17	1168.05	0 01:31
UC4	JUNCTION	0.23	1.75	1167.95	0 01:32
UC5	JUNCTION	0.26	1.89	1167.68	0 01:32
UC6	JUNCTION	0.45	2.67	1167.84	0 01:33
U1	JUNCTION	0.02	0.18	1181.85	0 01:30
U2	JUNCTION	0.01	0.12	1179.05	0 01:32
U3	JUNCTION	0.01	0.11	1179.06	0 01:33
U4	JUNCTION	0.02	0.17	1178.58	0 01:33
U5	JUNCTION	0.04	0.50	1179.08	0 01:30
U7	JUNCTION	0.03	0.29	1179.64	0 01:30
U6	JUNCTION	0.03	0.25	1177.52	0 01:36
U8	JUNCTION	0.01	0.06	1177.09	0 01:34
CONTROL	OUTFALL	0.27	2.07	1167.17	0 01:33

 Resumen de Aportes en Nudos

Nudo	Tipo	Aporte Lateral Máximo CMS	Aporte Total Máximo CMS	Instante de Aporte Máximo días hr:min	Volumen Aporte Lateral 10^6 ltr	Volumen Aporte Total 10^6 ltr
UC1	JUNCTION	3.658	3.658	0 01:30	7.232	7.232
UC2	JUNCTION	5.744	12.801	0 01:30	13.529	29.456
UC3	JUNCTION	3.553	20.736	0 01:31	10.996	55.114
UC4	JUNCTION	2.881	29.627	0 01:31	9.587	83.742
UC5	JUNCTION	4.827	44.648	0 01:32	15.167	131.381
UC6	JUNCTION	2.572	48.129	0 01:32	7.961	143.524
U1	JUNCTION	2.310	2.310	0 01:30	4.206	4.206
U2	JUNCTION	2.473	4.738	0 01:30	4.498	8.705
U3	JUNCTION	6.626	6.626	0 01:30	14.693	14.693
U4	JUNCTION	8.196	8.196	0 01:30	19.081	19.081
U5	JUNCTION	10.510	13.527	0 01:30	24.190	30.224
U7	JUNCTION	3.118	3.118	0 01:30	6.034	6.034
U6	JUNCTION	1.201	12.237	0 01:32	2.500	32.530
U8	JUNCTION	1.864	1.864	0 01:30	4.204	4.204
CONTROL	OUTFALL	0.000	48.031	0 01:33	0.000	143.470

 Resumen de Vertidos

Nudo de Vertido	Frec. Vertido % Porc.	Caudal Medio CMS	Caudal Máximo CMS	Volumen Total 10^6 ltr
CONTROL	98.03	3.695	48.031	143.470
Sistema	98.03	3.695	48.031	143.470

 Resumen de Caudal en Líneas

Línea	Tipo	Caudal Máximo CMS	Instante Caudal Máx días hr:min	Veloc. Máxima m/sec	Caudal Máx/ Lleno	Nivel Máx/ Lleno
C1	CONDUIT	2.278	0 01:30	1.94	0.17	0.29
C2	CONDUIT	3.871	0 01:32	2.11	0.10	0.24
C3	CONDUIT	5.035	0 01:33	1.91	0.18	0.35
C4	CONDUIT	6.438	0 01:33	2.47	0.41	0.58
C5	CONDUIT	3.044	0 01:30	1.07	0.41	0.79
C6	CONDUIT	11.372	0 01:33	2.81	0.99	0.92
C7	CONDUIT	11.492	0 01:36	3.07	0.74	0.83
C8	CONDUIT	1.282	0 01:34	1.37	0.07	0.21
C9	CONDUIT	3.591	0 01:30	1.41	0.01	0.13
C10	CONDUIT	12.658	0 01:31	2.64	0.06	0.23
C11	CONDUIT	20.681	0 01:31	2.68	0.12	0.35
C12	CONDUIT	29.680	0 01:32	2.98	0.22	0.44
C13	CONDUIT	44.612	0 01:33	3.42	0.26	0.55
C14	CONDUIT	48.031	0 01:33	3.50	0.88	0.57

 Resumen de Tipo de Flujo

Conducto	Longitud Ajustada /Real	- Fracción de Tiempo en Tipo de Flujo -								Número Froude Medio	Variación Media Caudal
		Seco (Caudal 0) Todo Ini.	Final	Sub-Crít.	Super Crít.	Crítico Ini.	Final				
C1	1.00	0.02	0.00	0.00	0.75	0.23	0.00	0.00	0.70	0.0001	
C2	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.15	0.0001	
C3	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.19	0.0001	
C4	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.22	0.0002	
C5	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.29	0.0002	
C6	1.00	0.02	0.00	0.00	0.64	0.34	0.00	0.00	0.95	0.0005	
C7	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.25	0.0004	
C8	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.14	0.0000	
C9	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.30	0.0000	
C10	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.48	0.0000	
C11	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.51	0.0001	
C12	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.56	0.0001	
C13	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.43	0.0001	
C14	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.47	0.0005	

 Resumen de Sobrecarga de Conductos

Ningún conducto ha entrado en carga.

Instante de inicio del análisis: Wed Feb 20 08:24:00 2013
 Instante de finalización del análisis: Wed Feb 20 08:24:01 2013
 Tiempo total transcurrido: 00:00:01

Tormenta 19/02/2008

 Opciones de Análisis

Unidades de Caudal CMS
 Modelos utilizados:
 Lluvia/Escoorrentía SI
 Deshielo de Nieve NO
 Flujo Subterráneo NO
 Cálculo Hidráulico SI
 Permitir Estancamiento . SI
 Calidad del Agua NO
 Método de Infiltración CURVE_NUMBER
 Método de Cálculo Hidráulico DYNWAVE
 Fecha de Comienzo AUG-03-2008 01:00:00
 Fecha de Finalización AUG-03-2008 12:00:00
 Días Previos sin Lluvia 0.0
 Report Time Step 00:10:00
 Intervalo para Tiempo de Lluvia . 00:05:00
 Intervalo para Tiempo Seco 01:00:00
 Intervalo de Cálculo Hidráulico . 10.00 s

 Errores de Continuidad

*****	Volumen	Altura
Escorrentía Superficial	ha·m	mm
*****	-----	-----
Precipitación Total	10.799	57.200
Pérdidas Evaporación	0.000	0.000
Pérdidas Infiltración	1.452	7.693
Escorrentía Superficial ..	9.226	48.866
Almacen. Final en Sup. ...	0.143	0.759
% Error Continuidad	-0.205	

*****	Volumen	Volumen
Cálculo Hidráulico	ha·m	10 ³ m3
*****	-----	-----
Aporte Tiempo Seco	0.000	0.000
Aporte Tiempo Lluvia	9.225	92.255
Aporte Ag. Subterránea ...	0.000	0.000
Aportes dep. Lluvia	0.000	0.000
Aportes Externos	0.000	0.000
Descargas Externas	9.208	92.078
Descargas Internas	0.000	0.000
Perdidas Almacenamiento ..	0.000	0.000
Vol. Almacenado Inicial ..	0.000	0.003
Vol. Almacenado Final	0.018	0.181
% Error Continuidad	-0.001	

 Incremento de Tiempo de Elementos Críticos

 Ninguno

 Máximos Índices de Inestabilidad

 Todas las líneas son estables.

 Resumen de Intervalo de Cálculo Hidráulico

Intervalo de Cálculo Mínimo	:	10.00	seg
Intervalo de Cálculo Medio	:	10.00	seg
Intervalo de Cálculo Máximo	:	10.00	seg
Porcentaje en Reg. Permanente	:	0.00	
Nº medio iteraciones por instante	:	2.00	

 Resumen de Escorrentía en Subcuencas

Subcuenca	Precip Total mm	Aporte Total mm	Evap Total mm	Infil Total mm	Escor. Total mm	Escor. Total 10^6 ltr	Escor. Punta CMS	Coef. Escor.
S1	57.200	0.000	0.000	7.377	49.437	4.647	1.513	0.864
S2	57.200	0.000	0.000	7.254	49.418	8.698	2.588	0.864
S3	57.200	0.000	0.000	8.367	47.680	7.009	1.740	0.834
S4	57.200	0.000	0.000	8.088	47.789	6.117	1.439	0.835
S5	57.200	0.000	0.000	7.234	48.911	9.733	2.389	0.855
S6	57.200	0.000	0.000	6.422	49.846	5.134	1.274	0.871
S7	57.200	0.000	0.000	7.900	48.983	3.870	1.267	0.856
S8	57.200	0.000	0.000	8.602	48.130	15.450	4.618	0.841
S9	57.200	0.000	0.000	7.504	49.243	12.262	3.663	0.861
S10	57.200	0.000	0.000	6.599	50.204	9.489	2.925	0.878
S11	57.200	0.000	0.000	5.822	51.155	2.916	0.996	0.894
S12	57.200	0.000	0.000	6.694	50.262	2.714	0.922	0.879
S13	57.200	0.000	0.000	12.080	44.623	1.562	0.480	0.780
S14	57.200	0.000	0.000	9.996	46.671	2.660	0.799	0.816
Sistema	57.200	0.000	0.000	7.693	48.866	92.260	26.611	0.854

 Resumen de Nivel en Nudos

Nudo	Tipo	Nivel Medio Metros	Nivel Máximo Metros	Altura Máxima Metros	Instante Nivel Máx. días hr:min
UC1	JUNCTION	0.02	0.19	1170.67	0 01:10
UC2	JUNCTION	0.06	0.46	1168.36	0 01:10
UC3	JUNCTION	0.11	0.75	1167.63	0 01:11
UC4	JUNCTION	0.17	1.13	1167.33	0 01:11
UC5	JUNCTION	0.20	1.25	1167.04	0 01:12
UC6	JUNCTION	0.35	1.86	1167.03	0 01:12
U1	JUNCTION	0.01	0.10	1181.77	0 01:10
U2	JUNCTION	0.01	0.08	1179.00	0 01:11
U3	JUNCTION	0.01	0.07	1179.03	0 01:12
U4	JUNCTION	0.02	0.12	1178.53	0 01:12
U5	JUNCTION	0.03	0.18	1178.76	0 01:10
U7	JUNCTION	0.02	0.17	1179.52	0 01:10
U6	JUNCTION	0.03	0.17	1177.44	0 01:12
U8	JUNCTION	0.01	0.04	1177.07	0 01:13
CONTROL	OUTFALL	0.20	1.37	1166.47	0 01:12

 Resumen de Aportes en Nudos

Nudo	Tipo	Aporte Lateral Máximo CMS	Aporte Total Máximo CMS	Instante de Aporte Máximo días hr:min	Volumen Aporte Lateral 10^6 ltr	Volumen Aporte Total 10^6 ltr
UC1	JUNCTION	1.513	1.513	0 01:10	4.647	4.647
UC2	JUNCTION	2.587	5.858	0 01:10	8.697	18.966
UC3	JUNCTION	1.739	10.057	0 01:10	7.008	35.437
UC4	JUNCTION	1.439	14.692	0 01:11	6.116	53.780
UC5	JUNCTION	2.388	22.860	0 01:11	9.732	84.347
UC6	JUNCTION	1.273	24.700	0 01:12	5.134	92.116
U1	JUNCTION	0.922	0.922	0 01:10	2.714	2.714
U2	JUNCTION	0.995	1.914	0 01:10	2.916	5.630
U3	JUNCTION	2.924	2.924	0 01:10	9.488	9.488
U4	JUNCTION	3.661	3.661	0 01:10	12.261	12.261
U5	JUNCTION	4.616	5.873	0 01:10	15.449	19.319
U7	JUNCTION	1.266	1.266	0 01:10	3.870	3.870
U6	JUNCTION	0.479	6.319	0 01:10	1.562	20.881
U8	JUNCTION	0.798	0.798	0 01:10	2.660	2.660
CONTROL	OUTFALL	0.000	24.667	0 01:12	0.000	92.077

 Resumen de Vertidos

Nudo de Vertido	Frec. Vertido % Porc.	Caudal Medio CMS	Caudal Máximo CMS	Volumen Total 10^6 ltr
CONTROL	96.31	2.414	24.667	92.077
Sistema	96.31	2.414	24.667	92.077

 Resumen de Caudal en Líneas

Línea	Tipo	Caudal Máximo CMS	Instante Caudal Máx días hr:min	Veloc. Máxima m/sec	Caudal Máx/ Lleno	Nivel Máx/ Lleno
C1	CONDUIT	0.919	0 01:10	1.33	0.07	0.18
C2	CONDUIT	1.789	0 01:11	1.55	0.05	0.15
C3	CONDUIT	2.578	0 01:12	1.46	0.09	0.23
C4	CONDUIT	3.283	0 01:12	1.89	0.21	0.39
C5	CONDUIT	1.258	0 01:10	0.89	0.17	0.35
C6	CONDUIT	5.848	0 01:10	2.24	0.43	0.58
C7	CONDUIT	5.920	0 01:12	2.37	0.38	0.56
C8	CONDUIT	0.664	0 01:13	1.05	0.04	0.14
C9	CONDUIT	1.505	0 01:10	1.00	0.01	0.08
C10	CONDUIT	5.818	0 01:10	1.99	0.03	0.15
C11	CONDUIT	10.036	0 01:11	2.14	0.06	0.23
C12	CONDUIT	14.686	0 01:11	2.40	0.11	0.29
C13	CONDUIT	22.842	0 01:12	2.75	0.13	0.38
C14	CONDUIT	24.667	0 01:12	2.84	0.45	0.39

 Resumen de Tipo de Flujo

Conducto	Longitud Ajustada /Real	- Fracción de Tiempo en Tipo de Flujo -						Número Froude Medio	Variación Media Caudal	
		Seco (Caudal 0) Todo Ini.	Sub-Crítico Final	Super-Crítico	Crítico Ini.	Crítico Final	Crítico Final			
C1	1.00	0.02	0.00	0.00	0.82	0.16	0.00	0.00	0.62	0.0000
C2	1.00	0.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.97	1.08	0.0000
C3	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.13	0.0000
C4	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.15	0.0001
C5	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.30	0.0001
C6	1.00	0.02	0.00	0.00	0.67	0.32	0.00	0.00	0.94	0.0002
C7	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.18	0.0002
C8	1.00	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.98	1.09	0.0000
C9	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.27	0.0000
C10	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.44	0.0000
C11	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.48	0.0000
C12	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.54	0.0001
C13	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.39	0.0001
C14	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.43	0.0002

 Resumen de Sobrecarga de Conductos

Ningún conducto ha entrado en carga.

Instante de inicio del análisis: Wed Feb 20 08:43:24 2013
 Instante de finalización del análisis: Wed Feb 20 08:43:25 2013
 Tiempo total transcurrido: 00:00:01