Universidad de los Andes
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

Tesis de Pregrado
Ingeniería Ambiental

Determinación de la viabilidad técnica y económica de un sistema de almacenamiento temporal de aguas de drenaje urbano para la ciudad de Bogotá

Presentado por:
Ivonne Navarro Pérez

Asesor:
Ing. Juan G. Saldarriaga

Bogotá D.C., Diciembre de 2007

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 1

1.1 OBJETIVOS 2
1.1.1 Objetivo General 2
1.1.2 Objetivos Específicos 2
1.2 CONTENIDO DEL INFORME 2

2 GENERALIDADES DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE URBANO 4

2.1 TIPOS DE SISTEMAS DE DRENAJE URBANO 4
2.2 CONSECUENCIAS DE LOS PROCESOS DE URBANIZACIÓN 4
2.3 CALIDAD DE LAS AGUAS LLUVIAS 6
2.3.1 Fuentes de contaminantes 7
2.3.2 Parámetros de calidad 8
2.4 DISEÑO TRADICIONAL DE LOS SISTEMAS DE DRENAJE URBANO 10
2.5 ENFOQUE ACTUAL: SDUS 11

3 ALMACENAMIENTO TEMPORAL DE AGUAS DE DRENAJE URBANO 13

3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES 13
3.1.1 Almacenamiento temporal a la entrada 15
3.1.2 Almacenamiento temporal en serie 15
3.1.3 Almacenamiento temporal en paralelo 16
3.2 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO 16
3.2.1 Características hidrológicas e hidráulicas de la cuenca 17
3.2.2 Ubicación 17
3.2.3 Infiltración 18
3.2.4 Máximo caudal de salida 19
3.2.5 Período de retorno 19
3.2.6 Cálculo preliminar del volumen 20
3.2.6.1 Método del Hidrograma 20
3.2.6.2 Método del Hidrograma Triangular 21
3.2.6.3 Método del Soil Conservation Service (SCS) 22
3.2.6.4 Método alternativo 23
3.2.7 Hidrograma de salida 24
3.2.7.1 Ecuación de continuidad 24
3.2.7.2 Relaciones profundidad – volumen – almacenamiento 25
3.2.7.3 Control del flujo 26
3.2.7.3.1 Orificio 26
3.2.7.3.2 Compuertas 27
3.2.7.3.3 Regulador de vórtice 27

3.2.7.3.4 Vertedero 28
3.2.8 Problemas aguas abajo del sistema *29*
3.3 TIPOS DE ALMACENAMIENTO 31
3.3.1 Jardines de lluvia *31*
3.3.2 Pavimento poroso *32*
3.3.3 Canales recubiertos con vegetación *33*
3.3.4 Almacenamiento por detención *34*
3.3.5 Almacenamiento de retención *36*
3.4 ALMACENAMIENTO TEMPORAL SUBTERRÁNEO 38
3.4.1 Clases de almacenamiento temporal subterráneo *38*
3.4.1.1 Tanques en concretos 38
3.4.1.2 Módulos plásticos 40
3.4.2 Consideraciones generales de diseño *41*
3.4.2.1 Ubicación del sistema 41
3.4.2.2 Infiltración 41
3.4.2.3 Atenuación 42
3.4.2.4 Calidad de agua 42
3.4.2.4.1 Sedimentación por gravedad 42
3.4.2.4.2 Separador de vórtice simple 43
3.4.2.4.3 Separador avanzado tipo vórtice 44
3.4.2.5 Formación de depósitos 45
3.4.2.6 Ventilación 47
3.4.2.7 Cargas 49
3.4.2.8 Relleno 51
4 METODOLOGÍA 52
4.1 DEFINICIÓN DEL CASO DE ESTUDIO 52
4.1.1 Posibles casos de estudio *53*
4.1.2 Criterios de selección *55*
4.1.3 Selección del caso de estudio *57*
4.2 MODELACIÓN HIDRÁULICA 59
4.2.1 Descripción de EPASWMM *59*
4.2.2 Recolección de información. *61*
4.2.3 Generación del modelo *62*
4.2.4 Modelación del sistema de almacenamiento temporal *69*
4.3 MODELACIÓN DE CALIDAD DE AGUA 75
4.3.1 Descripción del módulo de calidad de EPASWMM *75*
4.3.2 Generación del modelo *76*
4.3.2.1 Definición de la función de remoción de contaminantes 78
4.3.2.2 Cálculo de los parámetros de la función 80
5 RESULTADOS 88
5.1 MODELACIÓN HIDRÁULICA 88

5.1.1 Modelación con el sistema de almacenamiento temporal 89
5.1.1.1 Modelación con un tanque en concreto 91
5.1.1.2 Modelación con módulos en limos 102
5.1.1.3 Modelación con módulos en arena 111
5.2 MODELACIÓN DE CALIDAD DE AGUA 119
5.2.1 Modelación con el tanque en concreto 119
5.2.2 Modelación con módulos en limos 134
5.2.3 Modelación con módulos en arena 149
5.2.4 Comparación entre los sistemas de almacenamiento 164
5.3 CÁLCULO DE COSTOS 165
6 CONCLUSIONES 167
7 RECOMENDACIONES 170
8 BIBLIOGRAFÍA 171

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2-1 CICLO HIDROLÓGICO EN ZONAS QUE NO HAN SIDO URBANIZADAS. 5
FIGURA 2-2 COMPARACIÓN DE HIDROGRAMAS ANTES Y DESPUÉS DE URBANIZACIÓN (FHA, 2005). 6
FIGURA 3-1 PERÍODOS DE UN SISTEMA DE ALMACENAMIENTO TEMPORAL (MAYS, 2001) 14
FIGURA 3-2 HIDROGRAMA CON UN ÚNICO CAUDAL DE SALIDA (BUTLER, 2004). 14
FIGURA 3-3 ALMACENAMIENTO EN SERIE. 15
FIGURA 3-4 ALMACENAMIENTO EN SERIE Y EN PARALELO (MAYS, 2001). 15
FIGURA 3-5 ALMACENAMIENTO EN PARALELO. 16
FIGURA 3-6 MÉTODO DEL HIDROGRAMA (FAH, 2005). 21
FIGURA 3-7 MÉTODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR (AMEC, 2001). 21
FIGURA 3-8 GRÁFICA DEL MÉTODO SCS (FAH, 2005). 22
FIGURA 3-9 FUNCIONAMIENTO DE REGULADOR COMO ORIFICIO. 28
FIGURA 3-10 FUNCIONAMIENTO DE REGULADOR SUMERGIDO. 28
FIGURA 3-11 EFECTO EN EL PICO DEL CAUDAL DE LA CUENCA (AMEC, 2001). 30
FIGURA 3-12 COMPARACIÓN DE LOS HIDROGRAMAS DE SALIDA (AMEC, 2001). 30
FIGURA 3-13 JARDÍN DE LLUVIA. 31
FIGURA 3-14 CONCRETO POROSO (AMEC, 2001). 33
FIGURA 3-15 ESQUEMA DE UN CANAL CON VEGETACIÓN (AMEC, 2001). 34
FIGURA 3-16 ALMACENAMIENTO POR DETENCIÓN (AMEC, 2001) 35
FIGURA 3-17 ESQUEMA DE UN SISTEMA DE ALMACENAMIENTO POR DETENCIÓN (AMEC, 2001). 36
FIGURA 3-18 ALMACENAMIENTO POR RETENCIÓN (AMEC, 2001) 37
FIGURA 3-19 ESQUEMA DE UN SISTEMA DE ALMACENAMIENTO POR RETENCIÓN (AMEC, 2001). 37
FIGURA 3-20 TANQUE DE ALMACENAMIENTO PREFABRICADO. 39
FIGURA 3-21 ESQUEMA DE UN TANQUE DE ALMACENAMIENTO SUBTERRÁNEO (AMEC, 2001). 39
FIGURA 3-22 SISTEMA DE MÓDULOS PLÁSTICOS. 40
FIGURA 3-23 DIAGRAMA DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE ATENUACIÓN. 42
FIGURA 3-24 ESQUEMA DE UN SEDIMENTADOR POR GRAVEDAD (FARAM ET AL., 2002). 43
FIGURA 3-25 ESQUEMA DE UN SEPARADOR DE VÓRTICE SIMPLE 43
FIGURA 3-26 ESQUEMA DE SEPARADOR DE VÓRTICE AVANZADO. 44
FIGURA 3-27 FILTRO DE ENTRADA (WAVIN, 2003) 45
FIGURA 3-28 SISTEMA CON TUBERÍA PERFORADA (FARAM ET AL, 2004). 46
FIGURA 3-29 COMPARACIÓN ENTRE LOS RESULTADOS DE LA MODELACIÓN DINÁMICA DE FLUIDOS (FARAM ET AL., 2004). 47
FIGURA 3-30 CONFIGURACIONES PARA UN SISTEMA DE ALMACENAMIENTO POR MÓDULOS. 47
FIGURA 3-31 ESQUEMA DE UN SISTEMA DE VENTILACIÓN PARA MÓDULOS (WAVIN, 2003). 48
FIGURA 3-32 SISTEMA CON TUBERÍA PERFORADA. 48

FIGURA 4-1 SUBCUENCAS DE DRENAJE DEL RÍO FUCHA.....56
FIGURA 4-2 MAPA DE RIESGO DE INUNDACIÓN DE BOGOTÁ. 57
FIGURA 4-3 EJEMPLO DE LA INTERFAZ GRÁFICA DEL PROGRAMA EPASWMM 5.0.....61
FIGURA 4-4 ESQUEMA 1 - RÍO FUCHA 62
FIGURA 4-5 ESQUEMA 2 – RÍO FUCHA.....62
FIGURA 4-6 MODELO DEL RÍO FUCHA.....67
FIGURA 4-7 SUBCUENCA DE DRENAJE. 68
FIGURA 4-8 TUBERÍA DE DESCARGA RESIDUAL. 68
FIGURA 4-9ESQUEMA DEL SISTEMA DE ALMACENAMIENTO TEMPORAL.....71
FIGURA 4-10 HIDROGRAMAS DE LA TUBERÍA PRINCIPAL. 71
FIGURA 4-11 HIDROGRAMAS ESTIMADOS PARA EL SISTEMA DE ALMACENAMIENTO.....72
FIGURA 4-12 SISTEMA DE ALMACENAMIENTO TEMPORAL. 74
FIGURA 4-13 VARIACIÓN DEL CAUDAL EN FUNCIÓN DE LA ALTURA. 81
FIGURA 5-1 PERFIL DE FLUJO PARA SECTOR AGUAS ABAJO DE DESCARGA. 88
FIGURA 5-2 PERFIL DE FLUJO PARA ÚLTIMOS TRAMOS DEL RÍO. 89
FIGURA 5-3 PERFIL DE FLUJO DEL CANAL CON TANQUE EN CONCRETO – 25 AÑOS. 91
FIGURA 5-4 CAUDAL DEL CANAL CON TANQUE EN CONCRETO – 25 AÑOS. 92
FIGURA 5-5 CAPACIDAD DEL CANAL CON TANQUE EN CONCRETO – 25 AÑOS. 92
FIGURA 5-6 PERFIL DE FLUJO DEL RÍO CON EL TANQUE EN CONCRETO – 25 AÑOS.....93
FIGURA 5-7 NÚMERO DE FROUDE EN EL SEGUNDO TRAMO DEL CANAL. 93
FIGURA 5-8 NÚMERO DE FROUDE EN LA TUBERÍA DE SALIDA. 94
FIGURA 5-9 PERFIL DE VELOCIDAD EN CANAL CON EL TANQUE EN CONCRETO – 25 AÑOS. 95
FIGURA 5-10 PERFIL DE VELOCIDAD EN LA TUBERÍA DE SALIDA CON EL TANQUE EN CONCRETO – 25 AÑOS. 95
FIGURA 5-11 PROFUNDIDAD DEL AGUA ALMACENADA EN EL TANQUE EN CONCRETO – 25 AÑOS.....96
FIGURA 5-12 VOLUMEN DEL AGUA ALMACENADA EN EL TANQUE DE CONCRETO – 25 AÑOS. ..96
FIGURA 5-13 HIDROGRAMA DE ENTRADA Y SALIDA PARA EL TANQUE DE CONCRETO – 25 AÑOS. 97
FIGURA 5-14 PERFIL DE FLUJO DEL CANAL CON TANQUE EN CONCRETO – 100 AÑOS. 97
FIGURA 5-15 CAUDAL DEL CANAL CON TANQUE EN CONCRETO – 100 AÑOS. 98
FIGURA 5-16 PERFIL DE FLUJO DEL RÍO CON TANQUE EN CONCRETO – 100 AÑOS. 98
FIGURA 5-17 VOLUMEN EN EL TANQUE DE ALMACENAMIENTO – 100 AÑOS. 99
FIGURA 5-18 HIDROGRAMA DE ENTRADA Y SALIDA DEL TANQUE EN CONCRETO – 100 AÑOS..99
FIGURA 5-19 COMPARACIÓN DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO – TANQUE EN CONCRETO. 100
FIGURA 5-20 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO DEL TANQUE PARA EVENTOS CERCANOS – 25 AÑOS.....101
FIGURA 5-21 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO DEL TANQUE PARA EVENTOS CERCANOS – 100 AÑOS.....101
FIGURA 5-22 PERFIL DE FLUJO DEL ÚLTIMO TRAMO DEL CANAL CON EVENTOS CERCANOS – 100 AÑOS.....102

FIGURA 5-23 PERFIL DE FLUJO DEL CANAL CON SISTEMA DE MÓDULOS EN LIMOS – 25 AÑOS. 102
FIGURA 5-24 NÚMERO DE FROUDE PARA ÚLTIMO TRAMO DE CANAL CON SISTEMA DE MÓDULOS EN LIMOS – 25 AÑOS. 103
FIGURA 5-25 PERFIL DE FLUJO DEL RÍO CON SISTEMA EN MÓDULOS DE LIMOS – 25 AÑOS.....104
FIGURA 5-26 PROFUNDIDAD DEL AGUA ALMACENADA EN EL SISTEMA CON MÓDULOS EN LIMOS – 25 AÑOS. 104
FIGURA 5-27 VOLUMEN DEL AGUA ALMACENADA EN EL SISTEMA CON MÓDULOS EN LIMOS – 25 AÑOS. 105
FIGURA 5-28 HIDROGRAMA DE ENTRADA Y SALIDA PARA EL SISTEMA DE MÓDULOS EN LIMOS – 25 AÑOS. 105
FIGURA 5-29 PERFIL DE FLUJO EN EL CANAL CON EL SISTEMA DE MÓDULOS EN LIMOS – 100 AÑOS.....106
FIGURA 5-30 CAUDAL DEL ÚLTIMO TRAMO DEL CANAL CON EL SISTEMA DE MÓDULOS EN LIMOS – 100 AÑOS. 106
FIGURA 5-31 PERFIL DE FLUJO EN EL RÍO CON EL SISTEMA DE MÓDULOS EN LIMOS – 100 AÑOS. 107
FIGURA 5-32 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO DEL SISTEMA CON MÓDULOS EN LIMOS – 100 AÑOS.....108
FIGURA 5-33 HIDROGRAMA DE ENTRADA Y SALIDA DEL SISTEMA CON MÓDULOS EN LIMOS – 100 AÑOS. 108
FIGURA 5-34 COMPARACIÓN DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO – MÓDULOS EN LIMOS..109
FIGURA 5-35 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO DE LOS MÓDULOS EN LIMOS PARA EVENTOS CERCANOS – 25 AÑOS. 109
FIGURA 5-36 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO DE LOS MÓDULOS EN LIMOS PARA EVENTOS CERCANOS – 100 AÑOS. 110
FIGURA 5-37 PERFIL DE FLUJO DEL CANAL CON MÓDULOS EN LIMOS PARA EVENTOS CERCANOS – 100 AÑOS. 110
FIGURA 5-38 PERFIL DE FLUJO DEL CANAL CON SISTEMA DE MÓDULOS EN ARENA – 25 AÑOS. 111
FIGURA 5-39 NÚMERO DE FROUDE PARA ÚLTIMO TRAMO DE CANAL CON SISTEMA DE MÓDULOS EN ARENA – 25 AÑOS. 112
FIGURA 5-40 PERFIL DE FLUJO DEL RÍO CON SISTEMA DE MÓDULOS EN ARENA – 25 AÑOS. ...112
FIGURA 5-41 PROFUNDIDAD DEL AGUA ALMACENADA EN EL SISTEMA CON MÓDULOS EN ARENA – 25 AÑOS. 113
FIGURA 5-42 VOLUMEN DE AGUA ALMACENADA EN EL SISTEMA CON MÓDULOS EN ARENA – 25 AÑOS.....113
FIGURA 5-43 HIDROGRAMA DE ENTRADA Y SALIDA PARA MÓDULOS EN ARENA – 25 AÑOS...114
FIGURA 5-44 PERFIL DE FLUJO DEL CANAL CON EL SISTEMA DE MÓDULOS EN ARENA – 100 AÑOS.....114
FIGURA 5-45 CAUDAL DEL CANAL CON SISTEMA DE MÓDULOS EN LIMOS – 100 AÑOS.....115
FIGURA 5-46 PERFIL DE FLUJO DEL RÍO CON SISTEMA DE MÓDULOS EN ARENA – 100 AÑOS. .116

FIGURA 5-47 VOLUMEN DEL AGUA ALMACENADA EN UN SISTEMA DE MÓDULOS EN ARENA – 100 AÑOS. 116
FIGURA 5-48 HIDROGRAMA DE ENTRADA Y SALIDA DE UN SISTEMA CON MÓDULOS EN ARENA – 100 AÑOS. 117
FIGURA 5-49 COMPARACIÓN DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO DE LOS MÓDULOS EN ARENA. 117
FIGURA 5-50 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO DE MÓDULOS EN ARENA PARA EVENTOS CERCANOS – 25 AÑOS. 118
FIGURA 5-51 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO DE MÓDULOS EN ARENA PARA EVENTOS CERCANOS – 100 AÑOS. 118
FIGURA 5-52 PERFIL DE FLUJO DEL CANAL CON MÓDULOS EN ARENA PARA EVENTOS CERCANOS – 100 AÑOS. 119
FIGURA 5-53 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE SST EN EL TANQUE EN CONCRETO. 120
FIGURA 5-54 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 EN EL TANQUE EN CONCRETO. 120
FIGURA 5-55 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE DQO EN EL TANQUE EN CONCRETO 121
FIGURA 5-56 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE NTK EN EL TANQUE EN CONCRETO. 121
FIGURA 5-57 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE NITRITOS Y NITRATOS EN EL TANQUE EN CONCRETO. 121
FIGURA 5-58 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO TOTAL EN EL TANQUE EN CONCRETO. 122
FIGURA 5-59 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO SOLUBLE EN EL TANQUE EN CONCRETO. 122
FIGURA 5-60 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE SST EN LA ENTRADA Y SALIDA DEL TANQUE EN CONCRETO. 123
FIGURA 5-61 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 EN LA ENTRADA Y SALIDA DEL TANQUE EN CONCRETO 124
FIGURA 5-62 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DQO EN LA ENTRADA Y SALIDA DEL TANQUE EN CONCRETO. 124
FIGURA 5-63 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NTK EN LA ENTRADA Y SALIDA DEL TANQUE EN CONCRETO. 124
FIGURA 5-64 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NITRITOS Y NITRATOS EN LA ENTRADA Y SALIDA DEL TANQUE EN CONCRETO. 125
FIGURA 5-65 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO TOTAL EN LA ENTRADA Y SALIDA DEL TANQUE EN CONCRETO. 125
FIGURA 5-66 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO SOLUBLE EN LA ENTRADA Y SALIDA DEL TANQUE EN CONCRETO. 125
FIGURA 5-67 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE SST DE LA DESCARGA Y EL CANAL – TANQUE EN CONCRETO. 126
FIGURA 5-68 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE SST A LO LARGO DEL CANAL – TANQUE EN CONCRETO. 127
FIGURA 5-69 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 DE LA DESCARGA Y EL CANAL – TANQUE EN CONCRETO. 127

FIGURA 5-70 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 A LO LARGO DEL CANAL – TANQUE EN CONCRETO. 128
FIGURA 5-71 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DQO DE LA DESCARGA Y EL CANAL – TANQUE EN CONCRETO. 128
FIGURA 5-72 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE SST DQO A LO LARGO DEL CANAL – TANQUE EN CONCRETO. 129
FIGURA 5-73 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NTK DE LA DESCARGA Y EL CANAL – TANQUE EN CONCRETO. 129
FIGURA 5-74 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NTK A LO LARGO DEL CANAL – TANQUE EN CONCRETO. 130
FIGURA 5-75 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NO_2 DE LA DESCARGA Y EL CANAL – TANQUE EN CONCRETO. 130
FIGURA 5-76 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NO_2 A LO LARGO DEL CANAL – TANQUE EN CONCRETO. 130
FIGURA 5-77 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO TOTAL DE LA DESCARGA Y EL CANAL – TANQUE EN CONCRETO. 131
FIGURA 5-78 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO TOTAL A LO LARGO DEL CANAL – TANQUE EN CONCRETO. 131
FIGURA 5-79 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO SOLUBLE DE LA DESCARGA Y EL CANAL – TANQUE EN CONCRETO. 132
FIGURA 5-80 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO SOLUBLE A LO LARGO DEL CANAL – TANQUE EN CONCRETO. 132
FIGURA 5-81 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 DE LA DESCARGA Y EL CANAL – 100 AÑOS. 133
FIGURA 5-82 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 A LO LARGO DEL CANAL – 100 AÑOS. 133
FIGURA 5-83 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NTK DE LA DESCARGA Y EL CANAL – 100 AÑOS. 134
FIGURA 5-84 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NTK A LO LARGO DEL CANAL – 100 AÑOS. 134
FIGURA 5-85 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE SST EN LOS MÓDULOS EN LIMOS. 135
FIGURA 5-86 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 EN LOS MÓDULOS EN LIMOS. 135
FIGURA 5-87 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE DQO EN LOS MÓDULOS EN LIMOS. 136
FIGURA 5-88 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE NTK EN LOS MÓDULOS EN LIMOS. 136
FIGURA 5-89 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE NITRITOS Y NITRATOS EN LOS MÓDULOS EN LIMOS. 136
FIGURA 5-90 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO TOTAL EN LOS MÓDULOS EN LIMOS. 137
FIGURA 5-91 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO SOLUBLE EN LOS MÓDULOS EN LIMOS. 137
FIGURA 5-92 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE SST A LA ENTRADA Y SALIDA DE LOS MÓDULOS EN LIMOS. 138

FIGURA 5-93 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 A LA ENTRADA Y SALIDA DE LOS MÓDULOS EN LIMOS 139
FIGURA 5-94 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE DQO A LA ENTRADA Y SALIDA DE LOS MÓDULOS EN LIMOS 139
FIGURA 5-95 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE NTK A LA ENTRADA Y SALIDA DE LOS MÓDULOS EN LIMOS 139
FIGURA 5-96 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE NO_2+NO_3 A LA ENTRADA Y SALIDA DE LOS MÓDULOS EN LIMOS 140
FIGURA 5-97 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO TOTAL A LA ENTRADA Y SALIDA DE LOS MÓDULOS EN LIMOS. 140
FIGURA 5-98 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO SOLUBLE A LA ENTRADA Y SALIDA DE LOS MÓDULOS EN LIMOS. 140
FIGURA 5-99 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE SST DE LA DESCARGA Y EL CANAL – MÓDULOS EN LIMOS. 142
FIGURA 5-100 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE SST A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN LIMOS 142
FIGURA 5-101 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 DE LA DESCARGA Y EL CANAL – MÓDULOS EN LIMOS 143
FIGURA 5-102 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN LIMOS. 143
FIGURA 5-103 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DQO DE LA DESCARGA Y EL CANAL – MÓDULOS EN LIMOS 144
FIGURA 5-104 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DQO A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN LIMOS 144
FIGURA 5-105 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NTK DE LA DESCARGA Y EL CANAL – MÓDULOS EN LIMOS. 145
FIGURA 5-106 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NTK A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN LIMOS 145
FIGURA 5-107 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NITRITOS DE LA DESCARGA Y EL CANAL – MÓDULOS EN LIMOS 146
FIGURA 5-108 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NITRITOS A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN LIMOS 146
FIGURA 5-109 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO TOTAL DE LA DESCARGA Y EL CANAL – MÓDULOS EN LIMOS 147
FIGURA 5-110 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO TOTAL A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN LIMOS 147
FIGURA 5-111 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO SOLUBLE DE LA DESCARGA Y EL CANAL – MÓDULOS EN LIMOS 147
FIGURA 5-112 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO SOLUBLE A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN LIMOS. 148
FIGURA 5-113 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 DE LA DESCARGA Y EL CANAL – 100 AÑOS. 148

FIGURA 5-114 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 A LO LARGO DEL CANAL – 100 AÑOA. 149
FIGURA 5-115 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE SST EN LOS MÓDULOS EN ARENA. 150
FIGURA 5-116 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 EN LOS MÓDULOS EN ARENA. 150
FIGURA 5-117 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE DQO EN LOS MÓDULOS EN ARENA. 150
FIGURA 5-118 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE NTK EN LOS MÓDULOS EN ARENA. 151
FIGURA 5-119 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE NITRITOS Y NITRATOS EN LOS MÓDULOS EN ARENA. 151
FIGURA 5-120 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO TOTAL EN LOS MÓDULOS EN ARENA. 152
FIGURA 5-121 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO SOLUBLE EN LOS MÓDULOS EN ARENA. 152
FIGURA 5-122 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE SST EN LA ENTRADA Y SALIDA DE LOS MÓDULOS EN ARENA. 153
FIGURA 5-123 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 EN LA ENTRADA Y SALIDA DE LOS MÓDULOS EN ARENA. 154
FIGURA 5-124 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE DQO EN LA ENTRADA Y SALIDA DE LOS MÓDULOS EN ARENA. 154
FIGURA 5-125 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE NTK EN LA ENTRADA Y SALIDA DE LOS MÓDULOS EN ARENA. 154
FIGURA 5-126 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE NITRITOS EN LA ENTRADA Y SALIDA DE LOS MÓDULOS EN ARENA. 155
FIGURA 5-127 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO TOTAL EN LA ENTRADA Y SALIDA DE LOS MÓDULOS EN ARENA. 155
FIGURA 5-128 CAMBIO EN LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO SOLUBLE EN LA ENTRADA Y SALIDA DE LOS MÓDULOS EN ARENA. 155
FIGURA 5-129 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE SST DE LA DESCARGA Y EL CANAL – MÓDULOS EN ARENA. 156
FIGURA 5-130 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE SST A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN ARENA. 157
FIGURA 5-131 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 DE LA DESCARGA Y EL CANAL – MÓDULOS EN ARENA. 157
FIGURA 5-132 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN ARENA. 158
FIGURA 5-133 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DQO DE LA DESCARGA Y EL CANAL – MÓDULOS EN ARENA. 158
FIGURA 5-134 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DQO A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN ARENA. 159
FIGURA 5-135 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NTK DE LA DESCARGA Y EL CANAL – MÓDULOS EN ARENA. 159
FIGURA 5-136 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NTK A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN ARENA. 160

FIGURA 5-137 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NITRITOS DE LA DESCARGA Y EL CANAL – MÓDULOS EN ARENA.....160
FIGURA 5-138 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE NITRITOS A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN ARENA. 161
FIGURA 5-139 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO TOTAL DE LA DESCARGA Y EL CANAL – MÓDULOS EN ARENA. 161
FIGURA 5-140 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO TOTAL A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN ARENA.....162
FIGURA 5-141 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO SOLUBLE DE LA DESCARGA Y EL CANAL – MÓDULOS EN ARENA. 162
FIGURA 5-142 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE FÓSFORO SOLUBLE A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN ARENA.....162
FIGURA 5-143 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 DE LA DESCARGA Y EL CANAL – 100 AÑOS. 163
FIGURA 5-144 COMPARACIÓN DE LA CONCENTRACIÓN DE DBO_5 A LO LARGO DEL CANAL – MÓDULOS EN ARENA. 164

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2-1 SÓLIDOS ENCONTRADOS EN LAS AGUAS LLUVIAS (BUTLER, 2004). 8
TABLA 2-3 CONCENTRACIONES PROMEDIO DE CONTAMINANTES DEL AGUA LLUVIA (WANIELISTA, 1993). 10
TABLA 3-1 COEFICIENTES DE INFILTRACIÓN DEL SUELO (WAVIN, 2003)....18
TABLA 3-2 RELACIONES PROFUNDIDAD – VOLUMEN ALMACENADO (FAH, 2005). 25
TABLA 3-3 PRINCIPALES PROCESOS DE REDUCCIÓN DE CONTAMINANTES....32
TABLA 3-4 RESULTADOS DE LOS EXPERIMENTOS CON TRAZADORES (FARAM ET AL, 2004) 46
TABLA 3-5 RESULTADOS DEL EXPERIMENTO CON BOLSAS PLÁSTICAS (FARAM ET AL, 2004) ..46
TABLA 3-6 LÍMITES DE CARGA PARA UN SISTEMA DE AQUACELL (WAVIN, 2003)....50
TABLA 3-7 FACTORES DE SEGURIDAD DE CARGAS APLICADAS (WAVIN, 2003) 50
TABLA 3-8 CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS DE RELLENO (WAVIN, 2003) 51
TABLA 4-1 POSIBLES CASOS DE ESTUDIO EN LOS RÍOS FUCHA Y SALITRE....53
TABLA 4-2 MATRIZ DE CALIFICACIÓN PARA LOS DIEZ CASOS DE ESTUDIO. 59
TABLA 4-3 VALORES ASIGNADOS A LOS N DE MANNING. 63
TABLA 4-4 VALOR DEL N DE MANNING PARA DISTINTAS SUPERFICIES (ROSSMAN, 2005). 64
TABLA 4-5 PROFUNDIDAD DE ALMACENAMIENTO (ROSSMAN, 2005). 65
TABLA 4-6 VALOR DEL NC DE ACUERDO AL USO DEL SUELO (ROSSMAN, 2005) 65
TABLA 4-7 FACTOR DE MAYORACIÓN (CIACUA, 2006). 66
TABLA 4-8 EVENTOS DE PRECIPITACIÓN EN EL RÍO FUCHA. 68
TABLA 4-9 PERFILES EN MOMENTO CRÍTICO EN CADA MODELO. 69
TABLA 4-10 CARACTERÍSTICAS DE LA TUBERÍA CON ALMACENAMIENTO. 73
TABLA 4-11 CAUDAL DE INFILTRACIÓN. 74
TABLA 4-12 ERROR DE CONTINUIDAD. 75
TABLA 4-13 PARÁMETROS DE LA FUNCIÓN DE ACUMULACIÓN Y LAVADO DE CONTAMINANTES. 76
TABLA 4-14 PORCENTAJE DE CADA TIPO DE SUELO. 77
TABLA 4-15 BALANCE DE MASA PUNTUAL. 79
TABLA 4-16 CAUDAL DE SALIDA EN FUNCIÓN DE LA ALTURA. 80
TABLA 4-17 HIDROGRAMA DE SALIDA. 82
TABLA 4-18 CONCENTRACIÓN MÁXIMA PARA TANQUES Y MÓDULOS EN ARCILLA. 83
TABLA 4-19 CONCENTRACIÓN MÁXIMA PARA MÓDULOS EN ARENA. 83
TABLA 4-20 CONCENTRACIÓN MÁXIMA PARA MÓDULOS EN LIMOS. 84
TABLA 4-21 CONSTANTES DE REACCIONES DE PRIMER ORDEN. 84
TABLA 4-22 FRACCIÓN QUE SE PIERDE POR INFILTRACIÓN. 86
TABLA 4-23 TASA DE REMOCIÓN PARA TANQUE Y MÓDULOS EN ARCILLA. 86
TABLA 4-24 TASA DE REMOCIÓN TOTAL PARA MÓDULOS EN ARENA. 86
TABLA 4-25 TASA DE REMOCIÓN TOTAL PARA MÓDULOS EN LIMOS. 87
TABLA 5-1 MÁXIMO VOLUMEN UTILIZADO. 90
TABLA 5-2 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE MÓDULOS EN ARENA. 90

TABLA 5-3 ESFUERZO CORTANTE DE LAS TUBERÍAS. 94
TABLA 5-4 CONCENTRACIONES DE CADA PERÍODO DE RETORNO – TANQUE EN CONCRETO. ..123
TABLA 5-5 CONCENTRACIONES EN EL MÓDULOS EN LIMOS PARA CADA PERÍODO.....138
TABLA 5-6 CONCENTRACIONES DE CONTAMINANTES PARA LOS DOS PERÍODOS – MÓDULOS EN ARENA. 153
TABLA 5-7 PORCENTAJE DE REMOCIÓN DE CADA SISTEMA. 164
TABLA 5-8 CÁLCULO DE COSTOS PARA EL TANQUE EN CONCRETO. 166
TABLA 5-9 CÁLCULOS DE COSTOS PARA LOS MÓDULOS EN LIMOS. 166
TABLA 5-10 CÁLCULO DE COSTOS PARA LOS MÓDULOS EN ARENA.....166

1 Introducción

En las últimas décadas se ha presentado a nivel mundial un incremento continuo de la población que vive en zonas urbanas. En las ciudades colombianas esta tendencia es aún más notoria debido al conflicto armado que históricamente se ha presentado en las áreas rurales del país.

Como consecuencia de este proceso, las ciudades se han ido expandiendo generando una mayor demanda de diferentes recursos. Uno de los más importantes corresponde a la tierra, la cual es requerida para crear edificaciones de tipo residencial, comercial, industrial, oficial o incluso recreativo.

En cualquier caso, lo que se genera es un aumento en la cantidad de zonas impermeables. Esto a su vez contribuye con un incremento en la escorrentía generada y por tanto, en la cantidad de agua que transporta el sistema de drenaje urbano.

En la ciudad de Bogotá esta situación se ve empeorada por distintos factores. Uno de los más importantes es la disminución de la capacidad hidráulica del sistema como resultado de la presencia de contaminantes y sedimentos. Este problema no sólo se presenta en las tuberías correspondientes al alcantarillado combinado, sino a lo largo de los ríos que atraviesan la ciudad.

Esto último se debe a que el sistema ha sido planeado para que cualquier tipo de descarga se vierta sobre los ríos, por lo que no es raro que muchas personas consideren que es un comportamiento aceptable arrojar la basura en éstos.

El conjunto de todos estos cambios ha incrementado los riesgos de que se presenten inundaciones a lo largo de la ciudad, las cuales tienen unas consecuencias dramáticas especialmente por la cantidad de personas que viven cerca de los ríos, e incluso sobre las rondas de los mismos.

Este trabajo busca estudiar una de las tecnologías utilizadas para disminuir dichos riesgos, cuyo uso se ha extendido con éxito en Europa y Estados Unidos durante las últimas dos décadas.

El sistema pretende aliviar los cambios producidos simulando los procesos que se presentan en una cuenca de manera natural. Estos hacen referencia al almacenamiento del agua lluvia en depresiones y su posterior disminución a través de infiltración o evaporación. De esta manera, generando múltiples beneficios en términos de la reducción de los caudales pico y de la mejora en la calidad del agua lluvia.

El estudio se realiza para un sistema de gran tamaño dado que en la actualidad Colombia no cuenta con ningún tipo de normatividad en la que se obligue a controlar los picos producidos por nuevas urbanizaciones. Es una apuesta por tratar de generar sistemas de drenaje urbano más sostenibles, que nos permitan continuar con el desarrollo de la ciudad, al mismo tiempo que mejoramos la calidad de vida de muchos ciudadanos y cuidamos los recursos aguas abajo.

1.1 Objetivos

En este capítulo se presentan los objetivos que se buscaban cumplir con la investigación realizada.

1.1.1 Objetivo General

Determinar la viabilidad técnica y económica de la implementación de tanques de almacenamiento temporal dentro del sistema de drenaje urbano para un caso de estudio en la ciudad de Bogotá.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Realizar un estado del arte sobre los métodos existentes de almacenamiento temporal en sistemas de drenaje urbano.
- Determinar posibles ventajas y desventajas de cada uno de estos métodos con respecto al comportamiento hidráulico y la calidad de agua.
- Realizar una investigación sobre los principales contaminantes que se encuentran en las aguas lluvias.
- Determinar posibles casos de estudio en la ciudad y el tipo de almacenamiento temporal que podría ser utilizado.
- Definir el caso de estudio y recolectar la información pertinente.
- Modelar el comportamiento hidráulico de dicha zona una vez se ha instalado el tanque de almacenamiento temporal.
- Determinar el efecto que estas estructuras tienen sobre el sistema de drenaje urbano aguas abajo.
- Modelar la calidad de agua de la zona de estudio con el tanque instalado.
- Determinar que impactos ambientales generan estas estructuras.
- Calcular costos de instalación.

1.2 Contenido del Informe

En este informe se presentan los resultados de la tesis “Determinación de la viabilidad técnica y económica de un sistema de almacenamiento temporal de aguas de drenaje urbano para la ciudad de Bogotá”. A continuación se describe el contenido de cada uno de los capítulos que lo conforman.

- En el Capítulo 1 se realiza una descripción del contenido del informe y se enuncian los objetivos generales y específicos de la tesis.
- En el Capítulo 2 se hace una descripción general de los sistemas de drenaje urbano y de algunos de los principales problemas relacionados con el diseño tradicional de éstos. Adicionalmente, se explica como el concepto de los sistemas de drenaje urbano sostenibles busca disminuir estos problemas, y a los sistemas de almacenamiento temporal como una herramienta en este nuevo enfoque.
- En el Capítulo 3 se explica el concepto de almacenamiento temporal en sistemas de drenaje urbano. También se presentan los diferentes tipos de sistemas que pueden ser utilizados, así como las consideraciones generales que se deben tener en cuenta al diseñarlos.
- En el Capítulo 4 se define el mejor caso de estudio para incluir un sistema de almacenamiento temporal. También se describen las características del programa EPASWMM Versión 5.0, el cual fue utilizado para hacer la modelación hidráulica y de calidad de agua del sistema. Adicionalmente se explica la metodología utilizada para realizar el montaje los diferentes modelos del río Fucha y del sistema de almacenamiento temporal.
- En el Capítulo 5 se resumen los resultados obtenidos con los distintos modelos generados. Estos incluyen un análisis tanto del comportamiento hidráulico, como de los cambios en la calidad del agua generados por el sistema de almacenamiento temporal. También se presenta un análisis de los costos de cada una de las opciones modeladas.
- En los Capítulos 6 y 7 se exponen las conclusiones y recomendaciones obtenidas a partir de los resultados alcanzados durante el desarrollo de la tesis.

2 Generalidades de los Sistemas de Drenaje Urbano

En este capítulo se describen los diferentes tipos de sistemas de drenaje urbano y se analizan las ventajas y desventajas de cada uno de éstos. Adicionalmente, se estudian los efectos que los procesos de urbanización han tenido sobre el sistema, en especial en lo referente a las inundaciones y a la calidad del agua lluvia.

2.1 Tipos de Sistemas de Drenaje Urbano

Existen tres tipos de sistemas de drenaje urbano: el separado, el combinado y el híbrido. El primero de éstos se caracteriza porque el agua lluvia y el agua residual fluye por tuberías separadas. Los conductos y demás elementos que llevan el agua lluvia se denominan alcantarillado pluvial, mientras que los restantes (correspondientes a los que transportan el agua residual) se conocen como alcantarillado sanitario. Este último lleva sus aguas a las Plantas de Tratamiento de Agua Residual, las cuales pueden tener diferentes tipos de tratamiento cuya complejidad varía de acuerdo con la remoción de determinados contaminantes, así como al presupuesto disponible para la construcción y operación de las mismas. Por otra parte, el alcantarillado pluvial dirige sus aguas directamente a los cuerpos de agua.

En el caso de los sistemas combinados, el agua residual y el agua lluvia circulan por una misma tubería. Los caudales producidos por eventos de precipitación generalmente son mucho mayores a los del agua residual, por lo que los diámetros de estas tuberías están determinados principalmente por el agua lluvia. Otra característica importante de estos sistemas es que conducen sus aguas directamente a las Plantas de Tratamiento. Sin embargo, para que sean económicamente viables, se agregan estructuras conocidas como Alivios Combinados; las cuales permiten que exista un rebose de las aguas transportadas cuando se presentan eventos de precipitación fuerte (CIACUA, 2006c).

Por último, se tienen los alcantarillados híbridos; los cuales, como su nombre lo indica, son una combinación entre sistemas separados y combinados. Estos se presentan principalmente cuando las redes deben ser construidas para zonas en expansión, y por tanto se puede tener un cambio frente al tipo de tubería existente. Lo que se pretende en estos sistemas es generar alcantarillados separados para casos en que existan cuerpos de agua cercanos, en donde las aguas lluvias puedan ser vertidas. Mientras que las aguas residuales posteriormente siguen su curso en tuberías combinadas.

2.2 Consecuencias de los Procesos de Urbanización

La Figura 2-1 corresponde a un esquema del ciclo hidrológico en zonas que aún no han sido urbanizadas. Como se puede observar, existen diversos procesos en la naturaleza que permiten disminuir la escorrentía producida por un evento de precipitación. Estos incluyen

la intercepción por parte de la vegetación, los procesos de evapotranspiración, y la recarga de acuíferos por medio del agua que se infiltra al suelo. Lo anterior es equivalente a un sistema en donde se acumulan volúmenes pequeños que de manera agregada disminuyen los picos de caudal que se presentan en una cuenca de drenaje.

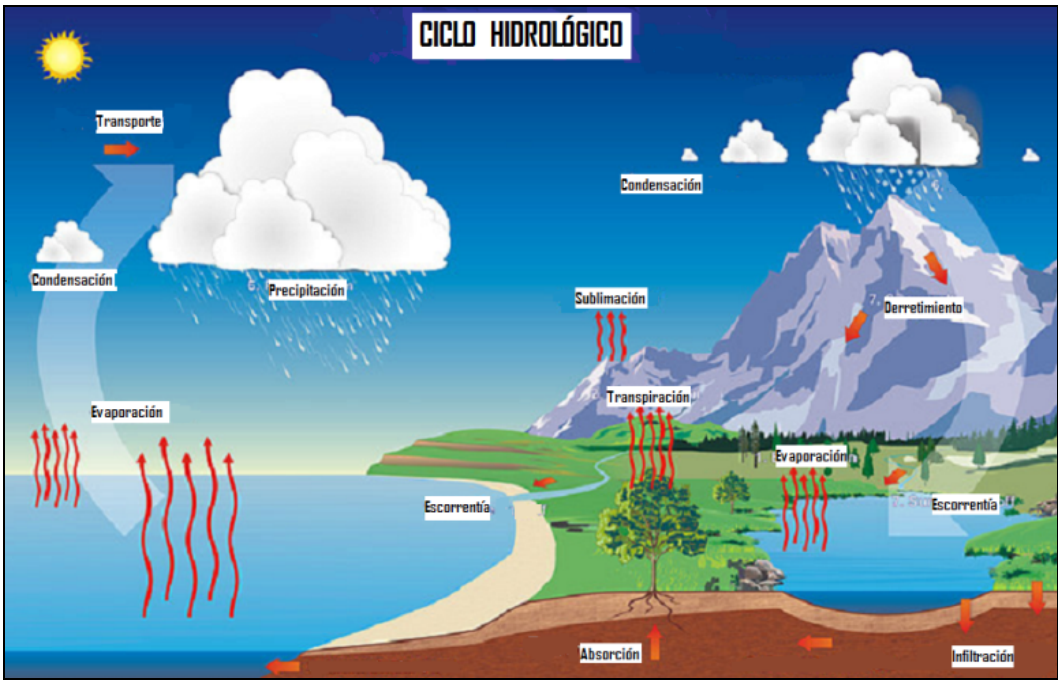


Figura 2-1 Ciclo hidrológico en zonas que no han sido urbanizadas[1].

En el momento en el que el área comienza a ser urbanizada, se genera una afectación en los procesos descritos anteriormente. Esto se debe a que se tiene una pérdida de la vegetación, se aumenta la compactación de los suelos, y se disminuye la cantidad de áreas permeables o las depresiones que de forma natural permiten el almacenamiento y posterior evaporación o infiltración de un porcentaje de las aguas lluvias. Adicionalmente, se construyen nuevas estructuras como tuberías, canales o cámaras de inspección, las cuales contribuyen a aumentar la eficiencia hidráulica de la cuenca.

Los procesos descritos anteriormente generan un aumento en los volúmenes del agua drenada, un incremento en el caudal pico descargado y una disminución en el tiempo en el que todo esto sucede. Estos cambios se ilustran en la Figura 2-2.

[1] National Weather Service, (2007). Hydrologic Cycle Diagramm. Tomado de: http://www.srh.noaa.gov/jetstream/atmos/hydro_cycle.htm

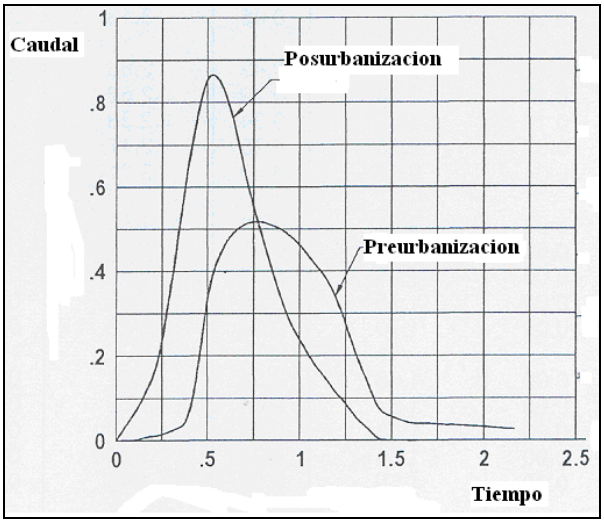


Figura 2-2 Comparación de hidrogramas antes y después de urbanización (FHA, 2005).

Cuando se presentan grandes eventos de precipitación estos procesos pueden contribuir a generar caudales que sobrepasen la capacidad de las tuberías o de los cuerpos receptores que se encuentran aguas abajo. En ambos casos se generan inundaciones que pueden tener múltiples impactos negativos; entre éstos se incluyen: el incremento en los procesos de erosión del sistema de drenaje urbano y de las orillas de los ríos, el aumento de la contaminación en estos últimos (especialmente por sedimentos), daños en viviendas e infraestructura, o problemas de salud pública y olores. Esto último se presenta principalmente en sistemas de drenaje urbano combinados debido a la presencia de aguas residuales.

Por otra parte, la pérdida del agua infiltrada genera una disminución en la recarga de acuíferos; lo que a su vez, afecta el flujo base de los ríos o las actividades realizadas en áreas en las que éstos son utilizados como fuente de agua. Además, se genera una mayor cantidad de agua lluvia que entra en contacto con superficies impermeables y los distintos contaminantes que se encuentran en las mismas. Esto contribuye a que en sistemas de drenaje urbano separados se afecten los cuerpos receptores dada la calidad del agua lluvia, o a que en sistemas combinados sea necesaria una mayor inversión en el tratamiento de las mismas.

2.3 Calidad de las aguas lluvias

Existen muchas sustancias presentes en las aguas lluvias que, a determinadas concentraciones, pueden generar un cambio en el cuerpo receptor. Cuando dichos cambios están relacionados a impactos negativos sobre el ecosistema éstas se denominan contaminantes.

Los contaminantes llegan a los cuerpos receptores como parte de los diferentes procesos de transporte del agua; los cuales incluyen el flujo subterráneo, la escorrentía superficial y un

mecanismo artificial: los sistemas de drenaje urbano. Este último es el de mayor importancia en zonas urbanas. La carga contaminante que llega a los ríos depende de diversos factores como el tipo de sistema, las transformaciones fisicoquímicas y biológicas que se presenten a lo largo de la red, o la presencia de plantas de tratamiento.

Como se mencionó anteriormente, cuando el sistema de drenaje urbano es combinado, éste permite la recolección de aguas lluvias y aguas residuales en una misma tubería. Sin embargo, cuando se presentan eventos de precipitación fuerte, se puede llegar a sobrepasar la capacidad de la misma, por lo que es necesario la presencia de alivios. Cuando éstos entran en funcionamiento, un porcentaje del caudal se descarga en cuerpos de agua cercanos. Dichos vertimientos no tienen ningún tratamiento.

Las aguas lluvia también son conducidas directamente a los cuerpos receptores en los sistemas separados debido a que solamente las aguas residuales son transportadas hacia las Plantas de Tratamiento. Según lo anterior, en ambos esquemas la calidad del agua lluvia tiene un efecto importante sobre el grado de contaminación de los ríos.

2.3.1 Fuentes de contaminantes

El agua lluvia entra en contacto con múltiples agentes a medida que pasa de la atmósfera hasta el cuerpo receptor. La cantidad de estos últimos es especialmente significativa cuando se presenta el fenómeno del primer lavado, el cual hace referencia a "los primeros 10 minutos de un evento de lluvia que ocurra luego de un período seco de aproximadamente una semana" (Saldarriaga, 2007).

En este caso, se generan dos procesos importantes: el agua que aún no ha entrado al sistema de drenaje urbano recoge todos los contaminantes que se han acumulado en las calles a lo largo de ese período de tiempo, y por otra parte, el agua que entra puede generar una resuspensión de los sedimentos que se encuentran a lo largo de la red.

En las tuberías de alcantarillado pluvial los contaminantes recolectados o que se sedimentan y se resuspenden provienen de la atmósfera o de las calles de la ciudad. En el primer caso, ésta puede estar contaminada por diferentes sustancias producto de procesos industriales, emisiones vehiculares o incineración de basuras, las cuales pueden estar en fase sólida o gaseosa. En el último caso, el agua lluvia puede reaccionar produciendo distintos compuestos que pueden tener un efecto contaminante o generar desgaste del sistema. Mientras que los que se encuentran en fase sólida pueden a su vez servir de base de transporte para diferentes contaminantes. El plomo, el cadmio, el zinc, algunos hidrocarburos, el nitrógeno y el sulfuro hacen parte de las sustancias más comunes de la atmósfera que son transportadas por el agua (CIACUA, 2004).

Entre los contaminantes presentes en las calles que pueden ser transportados por el agua lluvia se encuentran aquellos generados por los vehículos. Estos incluyen derrames de

aceites, aditivos de la gasolina e hidrocarburos. El último tipo es común debido al desgaste de las llantas, el cual también produce zinc. Adicionalmente, el desgaste vehicular genera desechos de cobre y níquel (CIACUA, 2004).

Por otra parte, tanto vías como estructuras, presentan un desgaste a lo largo de su vida útil que implica un desecho continuo de partículas. Estas últimas hacen parte de ladrillos, concreto, asfalto y pinturas. Como se puede observar, los residuos producidos son muy variados y por lo tanto, incluyen diferentes tipos de contaminantes como hidrocarburos o plomo.

Adicionalmente también se tienen desechos animales y vegetales, los cuales están relacionados a las heces fecales y orina de animales, o a hojas caídas y vegetación muerta. También provienen de las basuras que son botadas a las calles o, en algunos casos, directamente al sistema de drenaje. Estas no sólo incluyen contaminantes de tipo orgánico, sino otro tipo de elementos como por ejemplo, plásticos.

2.3.2 Parámetros de calidad

Los sólidos que transporta el agua lluvia se dividen en cuatro clases de acuerdo a su tamaño. Las principales características de cada una de éstas se describen en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1 Sólidos encontrados en las aguas lluvias (Butler, 2004).

Clase de sólidos	Tamaño (um)	Gravedad específica
Gruesos	>6000	0.9 - 1.2
Arenas	>150	2.6
Suspendidos	>0.45	1.4 - 2.0
Disueltos	<0.45	-

La importancia de las dos primeras clases reside en que por su tamaño tienden a sedimentarse o generar bloqueos en filtros u otro tipo de estructuras. Lo anterior produce disminuciones en la capacidad hidráulica de las tuberías o en la eficiencia de operación de otros elementos del sistema de drenaje urbano.

Sin embargo, los sólidos que generan mayor impacto sobre la calidad de agua son los suspendidos y disueltos. Esto se debe a que no solamente requieren métodos más complejos de tratamiento gracias a su tamaño, sino porque aumentan la turbidez del agua y tienen unas grandes áreas superficiales en relación a su volumen, lo que los hace un medio de transporte altamente eficiente para otros contaminantes. Por esta razón, la medición de los sólidos suspendidos (SS) y de sólidos totales (ST) son parámetros importantes para determinar la calidad del agua lluvia. Los ST representan la suma de los suspendidos y disueltos.

La concentración de oxígeno disuelto en el agua es función de características como la temperatura y la elevación sobre el nivel del mar a la que ésta se encuentra. Sin embargo, su cantidad también puede verse afectada por los contaminantes presentes en el agua. La disminución que se genere afecta principalmente a la vida acuática, por lo que medir su concentración es otro de los parámetros importantes de calidad.

Esta disminución se puede presentar por las reacciones de descomposición de la materia orgánica presente en el agua. Por tal razón, también es necesario determinar el valor de los indicadores que permiten medir la cantidad de la misma. Este es el caso de los siguientes parámetros: demanda biológica de oxígeno (DBO_5), demanda química de oxígeno (DQO) y los sólidos suspendidos volátiles, los cuales corresponden al contenido orgánico de los SS.

La concentración de oxígeno disuelto también puede ser reducida cuando se produce el fenómeno de eutroficación. Este hace referencia al crecimiento descontrolado de plantas acuáticas, el cual genera un aumento en la cantidad del dióxido de carbono presente en el agua, y en consecuencia la acidificación de la misma y posterior muerte de la vida acuática. Dicho proceso produce a su vez la liberación de grasas y de más materia orgánica, las cuales también contribuyen a empeorar la calidad del agua.

Estas grasas no son solubles y generan una película sobre la superficie del agua, lo cual dificulta los procesos de reaireación que de manera natural incrementan la cantidad de oxígeno disuelto en el agua. Dicho fenómeno también es generado por los hidrocarburos que el agua lluvia transporta, los cuales a pesar de ser compuestos orgánicos no se degradan fácilmente.

La eutroficación es un fenómeno promovido por el aumento del nitrógeno y el fósforo presente en el agua. El nitrógeno que en su mayoría transporta el agua lluvia corresponde al nitrógeno orgánico y al amonio. Sin embargo, en presencia de oxígeno se pueden formar nitritos y nitratos. Para determinar la cantidad de nitrógeno presente en el agua es necesario no sólo medir los dos últimos, sino también el Nitrógeno Kjeldahl, el cual corresponde a la suma del orgánico y el amonio. Adicionalmente, se debe medir la cantidad de fósforo total y soluble. En algunos casos, también se puede hacer una aproximación midiendo la cantidad de clorofila a presente en las muestras tomadas (Wanielista, 1993).

Como se mencionó anteriormente, también existen metales presentes en el agua, los cuales pueden estar en fase sólida o líquida. Generalmente en el alcantarillado pluvial los metales se encuentran como partículas, lo que dificulta el consumo de las mismas por distintos organismos una vez éstas son descargadas a los ríos. Sin embargo, cuando se presentan cambios de pH es posible que los metales se solubilicen, convirtiéndose con el tiempo en un problema de salud pública debido a los procesos de bioacumulación o a los casos en los que se presentan concentraciones que sobrepasan las dosis que se consideran tóxicas. Por esta razón, es necesario hacer controles de los metales presentes en las aguas lluvias, los

cuales incluyen: el arsénico, cadmio, cromo, hierro, mercurio, níquel, selenio, zinc, cobre y plomo; de los cuales los tres últimos son los más comunes.

En la Tabla 2-2 se presentan el valor promedio y los rangos entre los cuales varían algunos de los parámetros mencionados anteriormente. Estos datos son el resultado de unos muestreos realizados de la escorrentía en las calles en seis lugares diferentes.

Tabla 2-2 Concentraciones promedio de contaminantes del agua lluvia (Wanielista, 1993).

Parámetro	Concentración (mg/L)	
	Promedio	Rango
pH		6.5-8.1
ST	1147	145-21640
SST	261	4-1156
SSV	77	1-837
STV	242	26-1522
DBO_5	24	2-133
COT	41	5-290
DQO	147	5-1058
NTK	2.99	0.1-14
NO_2+NO_3	1.14	0.01-8.4
Fósforo total	0.79	0.05-3.55
Plomo	0.96	0.02-13.1
Zinc	0.41	0.01-3.4
Hierro	10.3	0.1-45
Cobre	0.103	0.01-0.88
Cadmio	0.04	0.01-0.14
Cromo	0.04	0.01-0.14
Hg x 10^{-3}	3.22	0.13-67
Nickel	9.92	0.1-49

2.4 Diseño tradicional de los sistemas de drenaje urbano

Inicialmente, el enfoque para el diseño de sistemas de drenaje urbano había sido construir redes que permitían la recolección y transporte rápido de las aguas lluvias y residuales, para evitar problemas de inundaciones y de salud en los lugares donde éstas eran generadas. El resultado de este proceso fue la creación de alcantarillados combinados que descargaban sus aguas en ríos y lagunas. Dichos sistemas no tenían en cuenta que si bien se evitaban los problemas aguas arriba, se estaban generando impactos aguas abajo debido a los cambios en los patrones de flujo y en la calidad del agua.

Los problemas se hicieron cada vez más graves a medida que la población en centros urbanos aumentaba ya que se generó mayor probabilidad de inundaciones debido al incremento en el porcentaje de zonas construidas, así como un incremento en la cantidad de cargas contaminantes introducidas a los ríos. En ambos casos, se produjeron situaciones insostenibles debido a las consecuencias directas sobre la población. Estas incluían: el contagio de enfermedades, la pérdida de viviendas, o la disminución en la cantidad de agua apta para consumo, recreación u otras actividades.

Como resultado de esto se plantearon distintas soluciones "de final de túnel" como la creación de aliviaderos y de plantas de tratamiento, las cuales tienen grandes limitaciones en cuanto al manejo de la calidad del agua, especialmente en ciudades con presupuestos limitados.

También se generaron otras alternativas como los sistemas separados o híbridos. Sin embargo, éstos parten de la suposición de que los vertimientos de agua lluvia no generan mayores impactos sobre los cuerpos receptores; una hipótesis equivocada de acuerdo con lo que se explico en el Numeral 2.3. Adicionalmente, no tienen una solución definitiva a posibles problemas de sobrecarga de tuberías e inundaciones aguas abajo; lo cual también se presenta en los sistemas combinados.

2.5 Enfoque actual: SDUS

Como se mencionó anteriormente, los procesos de urbanización aumentan tanto la cantidad como la calidad de las aguas lluvia recolectadas. Esto genera problemas de inundaciones e impactos negativos sobre los cuerpos receptores, lo que a su vez afecta los posibles usos que se le pueden dar a los mismos (como los de fuente de agua, recreativos y de preservación de ecosistemas). Las soluciones tradicionales no han sido capaces de mejorarlos, por lo que en la actualidad se ha planteado un nuevo enfoque: los sistemas de drenaje urbano sostenibles (SDUS).

Este concepto busca mejorar los problemas de los sistemas de drenaje urbano, mediante un enfoque que integre soluciones tanto para la cantidad como la calidad del agua, y que permita disminuir los impactos desde la fuente. En algunos casos, los sistemas tratan de simular procesos que de manera natural ocurrían en la cuenca (evaporación, infiltración o almacenamiento), antes de ser urbanizada. En otros, se busca garantizar un óptimo uso del recurso hídrico o la protección de ecosistemas. De esta manera, se generan soluciones que buscan garantizar una mejora en la calidad de vida de la población, al mismo tiempo que garantizan una protección de los recursos aguas abajo.

Los SDUS pueden ser clasificados en dos categorías: estructurales y no estructurales. Los últimos hacen referencia a las medidas tomadas para disminuir la cantidad o mejorar la calidad del agua recolectada sin recurrir a cambios en la red. Por ejemplo, algunos de las que están orientadas a mejorar la calidad del agua son la limpieza de calles mediante

recolección de basura y lavado, o campañas educativas para eliminar prácticas como botar la basura al alcantarillado.

Por otra parte, las medidas estructurales corresponden a cambios implementados directamente sobre el sistema de drenaje urbano, que busquen generar una mejora con respecto a los problemas de cantidad y calidad del agua. Estos incluyen alternativas como la creación de sistemas de tratamiento en línea para el agua residual, captación y reutilización de las aguas lluvias, entre otros.

En particular, este trabajo busca investigar los beneficios en el caso de la ciudad de Bogotá de uno de los SDUS que ha sido implementado exitosamente en Europa y Estados Unidos: los sistemas de almacenamiento temporal de aguas lluvias.

3 Almacenamiento Temporal de Aguas de Drenaje Urbano

Los procesos de urbanización están relacionados a un incremento en la cantidad de las aguas lluvias y residuales que son vertidas al sistema de drenaje urbano. Esto se debe a que se generan zonas con una mayor densidad poblacional y menor permeabilidad. Adicionalmente, se tiene un aumento en la eficiencia hidráulica de la cuenca debido a la presencia de elementos artificiales que hacen parte del nuevo sistema de drenaje urbano. Estos cambios producen picos del caudal que es vertido al cuerpo receptor mayores a los que se tenían en el pasado.

Por otra parte, a lo largo del sistema de drenaje urbano se pueden tener casos de sobrecarga, fenómeno que está relacionado con diversos procesos que producen un mal funcionamiento del mismo. Estos incluyen: incrementos en los caudales residuales correspondientes a zonas en donde la urbanización no ha sido planificada, disminución de la capacidad hidráulica debido a la disposición de desechos dentro de la red, o un diseño inadecuado de la misma. El último caso puede presentarse debido a que la mayoría de veces este proceso ha sido realizado únicamente bajo la suposición de flujo uniforme, el cual no asemeja las condiciones reales que se presentan en el sistema.

De acuerdo con lo anterior, existe un alto riesgo de inundaciones tanto en las áreas urbanas como en las zonas circundantes al cuerpo receptor. Por tal razón, es necesario implementar sistemas que permitan reducir los picos que causan dichas inundaciones. Esto puede ser obtenido a través de estructuras que permiten brindar un almacenamiento temporal de las aguas antes de que sean vertidas al cuerpo receptor o dentro de ciertas partes de la red de drenaje urbano. Adicionalmente, al disminuir los caudales que son vertidos a los ríos, dichas estructuras pueden contribuir con la reducción de la erosión de las orillas de éstos. En esta medida, también se contribuye a mejorar la calidad del agua de los mismos.

Por otra parte, también se puede disminuir la cantidad de otras sustancias contaminantes porque el sistema de almacenamiento puede estimular la sedimentación de estas partículas; o debido a que, en algunos casos, las aguas pueden ser filtradas hacia el subsuelo. Estos esfuerzos son de gran importancia tanto en sistemas combinados, como en separados, debido a la alta contaminación que caracteriza a las aguas correspondientes al primer lavado.

3.1 Características generales

Como se mencionó anteriormente, el almacenamiento temporal busca retener el exceso de aguas lluvia que entra al sistema de drenaje urbano. Lo anterior se lleva a cabo de forma temporal, y una vez el agua se descarga nuevamente al sistema, se busca controlarla para

que las tuberías aguas abajo no se sobrecarguen o para que no se presenten inundaciones en las áreas cercanas a los cuerpos receptores.

Estos sistemas se caracterizan por tener dos fases operativas. La primera corresponde al período de almacenamiento, en el cual el caudal de entrada sobrepasa al de salida. En la segunda se tiene el caso contrario y se denomina período de evacuación (Mays, 2001).

En la Figura 3-1 se presentan los hidrogramas de entrada y salida de un sistema de almacenamiento temporal. En ésta se pueden diferenciar los dos períodos mencionados anteriormente. El tiempo correspondiente a la intersección de las dos curvas representa el punto final del período de almacenamiento y el comienzo de la fase de evacuación. Como se puede observar, el primero de éstos corresponde a la etapa en la que el volumen almacenado aumenta.

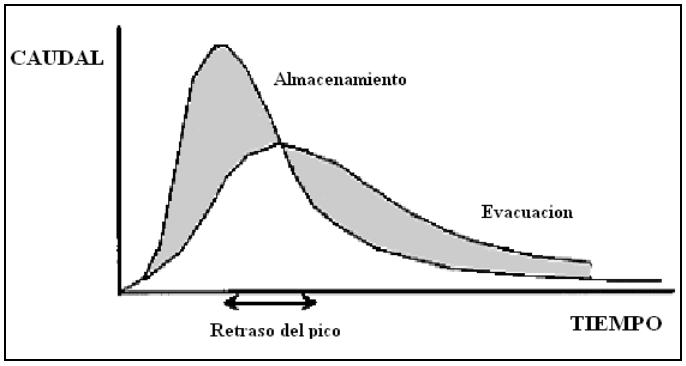


Figura 3-1 Períodos de un sistema de almacenamiento temporal (Mays, 2001)

La gráfica presentada anteriormente no tiene en cuenta los casos en los que el control de flujo genera un único caudal de salida. En este caso, el hidrograma de salida corresponde a una línea recta. Este cambio se puede observar en la Figura 3-2.

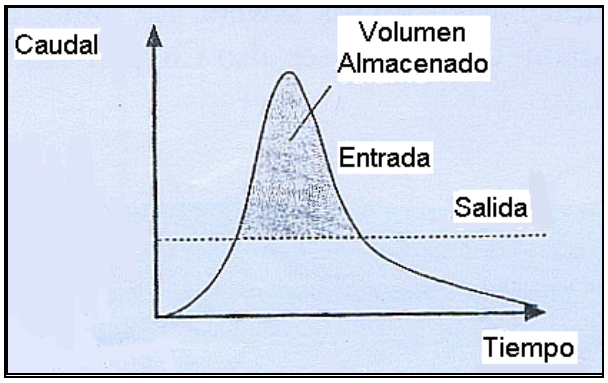


Figura 3-2 Hidrograma con un único caudal de salida (Butler, 2004).

Por otra parte, los sistemas de almacenamiento temporal pueden ser divididos en tres clases de acuerdo a su ubicación dentro del sistema de drenaje. El primer tipo corresponde a aquellos que se encuentran en las entradas del mismo. Los dos restantes corresponden a elementos que están al interior del sistema, pero cuya configuración varía. Estos corresponden a los almacenamientos en serie y en paralelo. Las diferencias entre cada uno serán explicadas a continuación.

3.1.1 Almacenamiento temporal a la entrada

Este tipo de almacenamiento hace referencia a todo elemento o estructura que sea utilizada para controlar el caudal que entra a la red de drenaje urbano. Estos sistemas pueden dividirse en dos clases dependiendo de si permiten la infiltración del agua que almacenan. Algunos de estos sistemas se describen de forma más detallada en el Numeral 3.3

3.1.2 Almacenamiento temporal en serie

Como su nombre lo indica, las estructuras que proporcionan almacenamiento temporal en serie se colocan a lo largo del sistema de drenaje urbano. Esto quiere decir, que están directamente conectadas a las tuberías o cámaras de inspección de la red, por lo que el agua que transita una parte del sistema necesariamente atraviesa dichas estructuras para continuar con su recorrido a lo largo del mismo (ver la Figura 3-3).

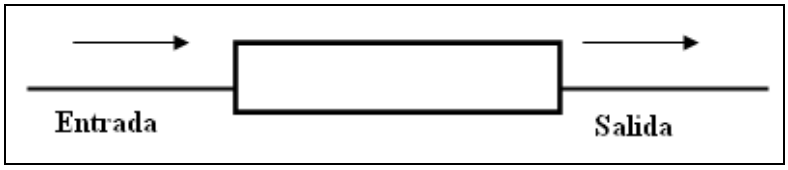


Figura 3-3 Almacenamiento en serie.

Este tipo de almacenamiento requiere un elemento que controle el caudal de salida. Cuando se tiene un flujo de entrada que es mayor a este caudal, se empieza a almacenar un volumen de agua dentro del sistema de almacenamiento. Adicionalmente, debido a que puede presentarse el caso en el que dicho volumen sobrepase la capacidad del mismo, se deben incluir elementos que permitan el rebose del agua. En algunos casos, esta característica genera diseños híbridos (ver la Figura 3-4), dado que tanques de almacenamiento en paralelo pueden ser utilizados en lugar de aliviaderos.

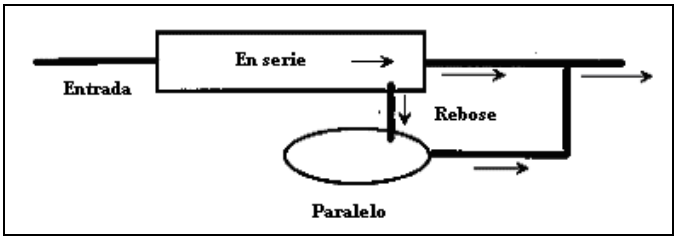


Figura 3-4 Almacenamiento en serie y en paralelo (Mays, 2001).

Existen muchas clases de sistemas que proveen un almacenamiento temporal en serie. Por ejemplo, cuando se necesita almacenar volúmenes pequeños, se pueden utilizar cámaras de inspección o tuberías sobredimensionadas. Cuando se requiere almacenamientos de mayor volumen se puede recurrir a otro tipo de estructuras.

3.1.3 Almacenamiento temporal en paralelo

A diferencia de los sistemas en serie, el almacenamiento en paralelo se genera a partir de estructuras que no hacen parte de la red de drenaje urbano. Esto quiere decir, que no toda el agua que transita por la zona en donde se encuentra el tanque debe atravesarlo.

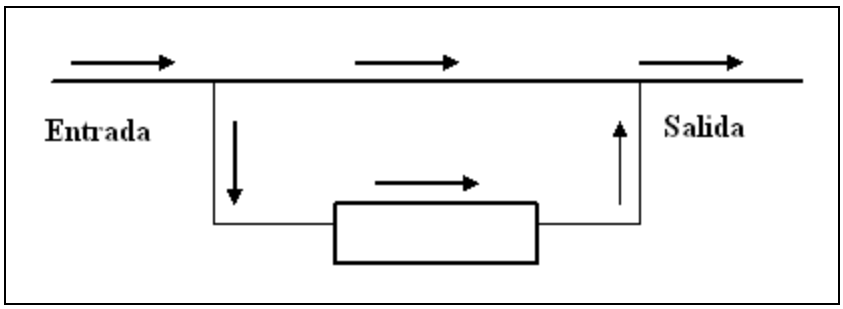


Figura 3-5 Almacenamiento en paralelo.

En este caso, el sistema de almacenamiento temporal empieza a funcionar una vez se ha alcanzado la condición límite de flujo a la entrada del tanque. Al igual que en los almacenamientos en serie, se debe incluir una estructura de rebose para volúmenes que sobrepasen la capacidad del mismo.

En este tipo de sistemas el agua que sale de la estructura de almacenamiento regresa a la red de drenaje por gravedad o un sistema de bombeo. En el último caso, se incurre en un costo adicional con respecto a los sistemas en serie. Sin embargo, debido a que se manejan menores volúmenes, el almacenamiento en paralelo requiere una menor inversión en términos de espacio y construcción (Butler, 2004).

3.2 Consideraciones generales de diseño

El diseño de sistemas de almacenamiento temporal debe ser realizado teniendo en cuenta principalmente los impactos que éstos generaran a futuro. Entre los análisis que deben hacerse está la definición de su ubicación y características como la posibilidad de infiltrar el agua almacenada al suelo.

El primer paso en el diseño corresponde a un análisis que permite determinar la necesidad de utilizar estos sistemas como estrategia de prevención de inundaciones. Esta parte del proceso es de gran importancia cuando se construyen sistemas que son capaces de

almacenar un gran volumen de agua y que son incorporados al interior de la red de drenaje urbano. Cuando se utilizan estructuras de control a la entrada de la red, dicho paso puede ser obviado debido a que la mayoría de estos elementos manejan volúmenes pequeños, generando un impacto aislado al disminuir el caudal proveniente de edificaciones o casas.

En los siguientes capítulos se describen los demás análisis que deben ser realizados como parte del proceso de diseño de un sistema de almacenamiento temporal.

3.2.1 Características hidrológicas e hidráulicas de la cuenca

Para determinar las características hidrológicas de la zona de estudio se debe definir cuál es la estación pluviométrica más cercana. Una vez esto se ha realizado se hace un análisis de los eventos de precipitación disponibles, en donde es posible determinar el tipo de régimen de la región, el intervalo de duración del evento con mayor frecuencia y las curvas IDF.

De esta manera, es posible definir el hietograma sintético que permite calcular los caudales de agua lluvia que entraran al sistema. Este cálculo también depende de diferentes características de la zona como la capacidad de infiltración del suelo o la topografía a pequeña escala del lugar.

Existen diversos modelos de infiltración, así como de cálculos de caudales de aguas lluvias. En el primer caso, la infiltración puede ser obtenida a partir del modelo de Horton, el de Green-Ampt o el del Soil Conservation Service. En el último caso se puede determinar la profundidad de exceso de precipitación en función de un coeficiente (número de curva) que varía de acuerdo con el tipo de suelo que se encuentra en la zona.

Por otra parte, el caudal puede ser determinado a partir de los siguientes métodos: el Racional, el del Hidrograma Unitario, el del Hidrograma Unitario Sintético y el de la EPA. Este último modela la cuenca como un canal rectangular en donde los fenómenos de precipitación e infiltración se presentan de forma distribuida; y se considera el más apropiado debido a que se basa en ecuaciones físicamente basadas.

3.2.2 Ubicación

Una vez se ha definido el tipo de almacenamiento a utilizar se debe determinar su ubicación. Para llevar a cabo este proceso es necesario encontrar un equilibrio entre el punto óptimo hidráulico y la disponibilidad y costos de la tierra. La primera característica es especialmente importante en los casos en donde se pretende evitar riesgos de inundaciones aguas abajo mediante sistemas de gran tamaño. Por tal razón, éstos deben ser ubicados en zonas en donde llegue una cantidad significativa del agua drenada.

Cuando esto se ha realizado, es necesario definir los posibles impactos relacionados con los usos de suelo que caracterizan al área escogida. Por ejemplo, en el caso en que se utilice

un embalse, la zona ocupada no podrá ser utilizada para otras actividades diferentes a las recreativas; por lo que es común que se convierta en un parque. Por otra parte, si el sistema está enterrado se debe tener especial cuidado con la carga que se coloque sobre el mismo; por lo que la zona en algunos casos debe estar limitada a parqueaderos en donde el tráfico es liviano.

3.2.3 Infiltración

Una vez ha sido definida la ubicación, es necesario determinar si es posible tener un sistema que permita la infiltración del agua almacenada. Lo anterior se realiza haciendo un análisis del tipo de suelo que se encuentra en la zona y de la altura del nivel freático. Este estudio debe incluir la excavación de un pozo que permita calcular el coeficiente de infiltración, el cual hace referencia a la velocidad con la que el agua se mueve a lo largo del suelo. En la Tabla 3-1 se presenta algunos valores típicos de dicho coeficiente para diferentes tipos de suelo.

Tabla 3-1 Coeficientes de infiltración del suelo (WAVIN, 2003).

Tipo de suelo	Coeficiente de infiltración (m/s)
Gravilla	10^{-1} - 10^{-3}
Arena	10^{-2} - 10^{-5}
Limos	10^{-5} - 10^{-9}
Arcilla	$< 10^{-9}$

Adicionalmente, es necesario verificar que el sistema estará localizado mínimo a 5m de cualquier edificación cercana, de manera que se asegure que el agua que se infiltra no afectará sus cimientos.

También se debe tener especial cuidado en zonas que se consideren de alto riesgo, las cuales corresponden a áreas en donde el agua proveniente de acuíferos es utilizada para el abastecimiento de la población, o en donde se realizan actividades que pueden generar una alta contaminación de las aguas lluvias o de los suelos.

En el primer caso, sólo se debe permitir la infiltración del agua almacenada si ésta proviene directamente de los techos de edificaciones. Esto se debe a que se garantiza que tenga bajas concentraciones de contaminantes, los cuales posteriormente se adhieren a las partículas del suelo sin llegar a afectar los acuíferos. En el segundo caso, es necesario hacer un estudio detallado de lo que puede pasar cuando se utilizan sistemas que permitan la infiltración del agua. Cuando dicho análisis predice que lo riesgos son altos es necesario recurrir a diferentes métodos que permitan su implementación. Estos incluyen la remoción de los suelos y los contaminantes, o el uso de una tubería para evacuar el agua al suelo y cuyo orificio de salida se debe encontrar a una profundidad mayor a la de la zona contaminada.

Sin embargo, debido al aumento de costos que esto implica, en estos casos se opta por sistemas que solamente proveen atenuación de crecientes a partir del almacenamiento (WAVIN, 2003).

Estos análisis son especialmente necesarios en áreas cercanas a estaciones de bombeo, a zonas de descarga, carga o almacenamiento de sustancias tóxicas, o a talleres de mantenimiento de vehículos.

3.2.4 Máximo caudal de salida

Uno de los parámetros más importantes a tener en cuenta en el diseño de los sistemas de almacenamiento temporal es el caudal de salida. Según Butler, su máximo valor puede ser determinado a partir de tres métodos. El primero de éstos, le asigna uno que no sea mayor al estimado cuando la cuenca de drenaje no estaba urbanizada. El segundo busca calcularlo a partir de un valor relacionado al área de la cuenca de drenaje. Este proceso generalmente se basa en fórmulas empíricas que sólo aplican a las condiciones bajo las cuales fueron obtenidas. Este es el caso de la Ecuación 3-1, la cual fue desarrollada por Urbonas y Glidden para calcular el volumen almacenado en una tormenta de 100 años en la ciudad de Denver (Mays, 2001).

$$V = \frac{A(1.78I - 0.002I^2 - 3.56)}{1000}$$ **Ecuación 3-1**

Donde

V Volumen almacenado (Ha-pies).

A Área de la cuenca de drenaje (acres).

I Porcentaje de impermeabilidad de la cuenca.

El tercer método permite determinar dicha tasa a partir de la capacidad de las tuberías, los canales o los cuerpos receptores que se encuentran aguas abajo. Este se considera el más adecuado debido a la dificultad de hacer predicciones con respecto a la cuenca de drenaje o a la carencia de fórmulas que apliquen a las condiciones de la zona de estudio.

3.2.5 Período de retorno

Otra característica importante en el diseño de los sistemas de almacenamiento temporal corresponde al período de retorno. Este término hace referencia al tiempo promedio que pasa entre eventos de precipitación que tienen la misma duración y volumen (AMEC, 2001).

Generalmente, la modelación se realiza para el mayor evento de precipitación en un período de 2, 10 o 100 años. Sin embargo, se ha encontrado que al diseñar con un período corto no

se genera mayor atenuación en los casos en donde se tiene una alta precipitación. Igualmente, cuando se diseña para estos últimos casos (mayor período de retorno), no se produce un almacenamiento efectivo del agua proveniente de eventos frecuentes. Por estas razones, se sugiere que el sistema se diseñe para generar una regulación en los tres casos mencionados anteriormente (FHA, 2005).

3.2.6 Cálculo preliminar del volumen

Para determinar los impactos generados por la presencia de un sistema de almacenamiento temporal es necesario analizar el hidrograma de salida que éste produce. Esto puede ser realizado a partir del hidrograma de entrada y las relaciones entre la profundidad del agua en el tanque y el caudal de salida o el volumen almacenado.

La ecuación que relaciona la profundidad de agua en el tanque y el volumen almacenado es función de las características geométricas del sistema. Por tal razón, en todo diseño debe realizarse un cálculo preliminar del volumen requerido y por tanto, de la forma del sistema. En este capítulo se describen algunos de los métodos más utilizados en la actualidad para poder realizar este proceso.

3.2.6.1 Método del Hidrograma

Este método calcula el volumen preliminar como la diferencia entre el hidrograma de entrada y el de salida. El último se estima haciendo una aproximación de la curva de salida, cuya forma puede imitar la del hidrograma de entrada. En cualquier caso, se debe tener en cuenta que el pico no puede sobrepasar el máximo caudal de salida.

En la Figura 3-6 se presenta una gráfica con el hidrograma de entrada y un estimativo del de salida a partir de líneas rectas. El área entre las dos curvas representa el volumen preliminar, y puede ser calculada por planimetría.

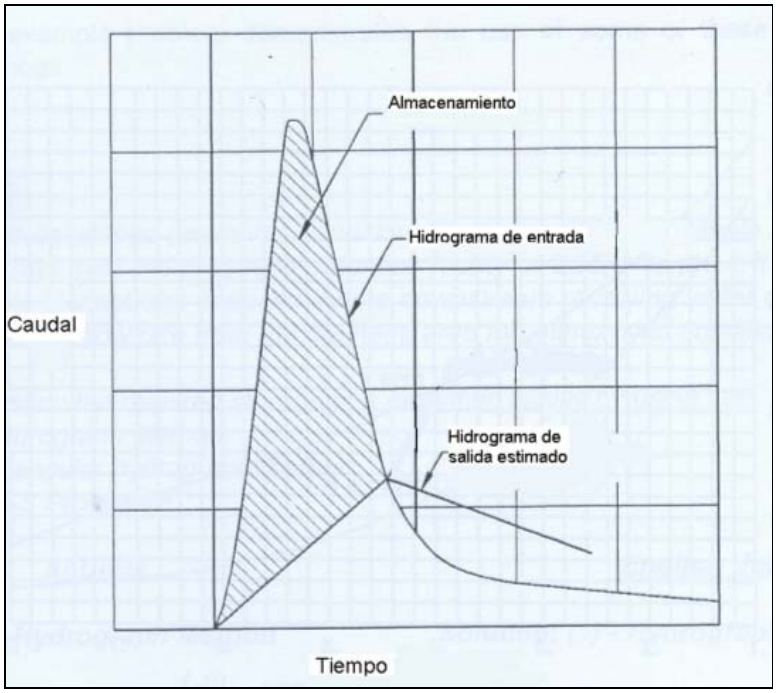


Figura 3-6 Método del hidrograma (FAH, 2005).

3.2.6.2 Método del Hidrograma Triangular

Este método es similar al descrito anteriormente y puede ser utilizado en los casos en los que la curva del hidrograma de entrada pueda ser aproximada a un triángulo. El hidrograma de salida es estimado y su forma también debe ser triangular. En la Figura 3-7 se presenta un ejemplo de la gráfica de caudal versus tiempo que debe ser generada.

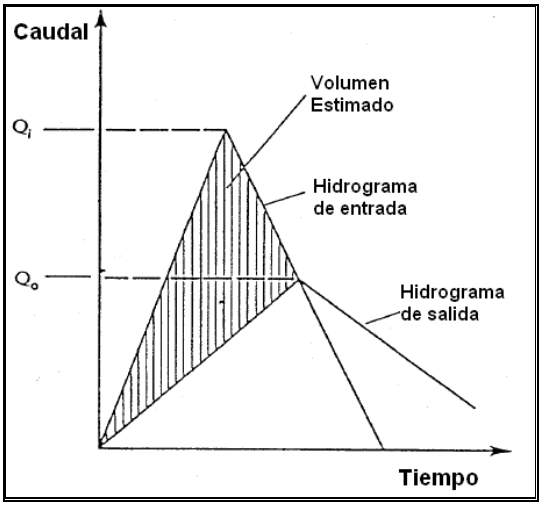


Figura 3-7 Método del hidrograma triangular (AMEC, 2001).

El volumen preliminar corresponde al área que se encuentra entre las curvas de entrada y salida generadas, la cual puede ser calculada a partir de la siguiente ecuación:

$$V_S = 0.5T_i(Q_i - Q_o)$$ **Ecuación 3-2**

Donde

V_s Volumen preliminar (m³).
Q_i Caudal pico de entrada (m^3/s).
Q_o Caudal pico de salida (m^3/s).
T_i Caudal de salida al inicio del período de tiempo (m^3/s).

3.2.6.3 Método del Soil Conservation Service (SCS)

Este método se basa en una gráfica que describe la relación entre volumen del agua almacenada y el volumen de agua que entra en función de la relación de los caudales pico de entrada y salida (ver la Figura 3-8). Dicha gráfica se obtuvo a partir del estudio del volumen promedio almacenado y el hidrograma de salida generado por diversos sistemas de almacenamiento.

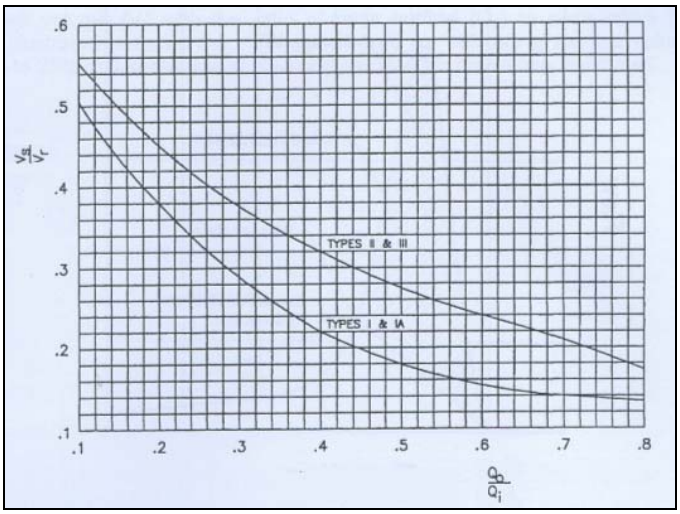


Figura 3-8 Gráfica del Método SCS (FAH, 2005).

Como paso inicial para calcular el volumen preliminar se debe determinar la relación entre los caudales pico. Con este valor y la gráfica presentada anteriormente, es posible obtener la relación entre los volúmenes. Posteriormente, el volumen del agua que entra puede ser calculado para cada período de retorno a partir de la siguiente fórmula:

$$V_R = K_R Q_D A_M \qquad \text{Ecuación 3-3}$$

Donde

V_R Volumen de agua que entra al sistema (ha-m/acres-pies).

Q_D Profundidad de la escorrentía (mm/pulgadas)

K_R Constante de unidad de conversión. Su valor es 1 en el sistema métrico y 53.33 en el sistema ingles.

A_M Area de la cuenca de drenaje (Ha/mi²).

De esta manera, el volumen almacenado preliminar puede ser calculado a partir de los dos últimos valores obtenidos anteriormente.

3.2.6.4 Método alternativo

Para calcular el volumen de almacenamiento preliminar se requieren como datos iniciales el volumen de agua que entra, el hidrograma de entrada y una estimación del de salida. A partir de estos últimos es posible obtener los respectivos tiempos de duración y caudales pico.

Una vez se ha recolectado esta información, el volumen preliminar debe ser calculado a partir de la Ecuación 3-4, la cual fue propuesta por Wycoff y Singh (ACME, 2001).

$$V_S = \frac{1.291 V_R \left(1 - \frac{Q_0}{Q_I}\right)^{0.753}}{\left(\frac{T_P}{T_B}\right)^{0.411}} \qquad \text{Ecuación 3-4}$$

Donde

VR Volumen de almacenamiento preliminar (pulgadas).

VR Volumen de agua que entra al sistema (pulgadas).

QI Caudal pico de entrada (pies³/s).

QO Caudal pico de salida (pies³/s).

TP Tiempo desde el inicio al pico del hidrograma de entrada (hr).

TB Tiempo desde el inicio al punto correspondiente al 5% del caudal pico en la zona de disminución del hidrograma de entrada (hr).

3.2.7 Hidrograma de salida

Los sistemas de almacenamiento temporal pueden ser descritos a partir de relaciones entre la profundidad del agua en el tanque y el volumen almacenado, o entre la profundidad y el caudal de salida. Dichas ecuaciones son función del tipo de sistema, y una vez éstas han sido definidas es posible relacionar al volumen de almacenamiento con el caudal. Esta última es de gran importancia debido a que es la que permite generar el hidrograma de salida.

En este capítulo se describen algunas ecuaciones que pueden ser utilizadas para realizar los cálculos descritos anteriormente; es decir, las que permiten generar el hidrograma de salida dada unas condiciones iniciales de caudal de entrada y almacenamiento.

3.2.7.1 Ecuación de continuidad

El hidrograma de salida puede ser calculado a partir de la ecuación de continuidad, la cual describe el cambio en el volumen almacenado como la diferencia entre la masa que entra al sistema y la que sale para un instante en el tiempo (ver la Ecuación 3-5).

$$I - O = \frac{dS}{dt} \qquad \textbf{Ecuación 3-5}$$

Donde

I Caudal de entrada (m^3/s).

O Caudal de salida (m^3/s).

S Volumen almacenado (m^3).

t Tiempo (s).

Esta ecuación también puede ser expresada en términos de diferencias finitas, en donde los cálculos son realizados para un determinado período de tiempo (Δt).

$$(I_1 + I_2) - \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - O_1\right) = \left(\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2\right) \qquad \textbf{Ecuación 3-6}$$

Donde

I_1 Caudal de entrada al inicio del período de tiempo (m^3/s).

I_2 Caudal de entrada al final del período de tiempo (m^3/s).

O_1 Caudal de salida al inicio del período de tiempo (m^3/s).

O_2 Caudal de salida al final del período de tiempo (m^3/s).

S_1 Volumen almacenado al inicio del período de tiempo (m^3).

S_2 Volumen almacenado al final del período de tiempo (m^3).

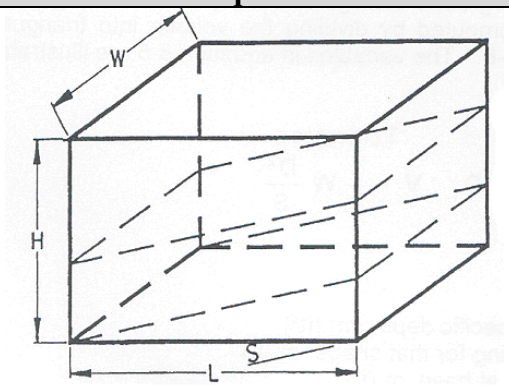
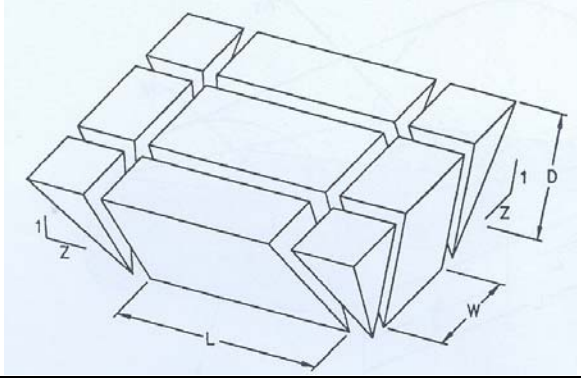
Con la Ecuación 3-6 se puede determinar el volumen almacenado y el caudal de salida al final del período de tiempo. Estas variables pueden ser calculadas directamente cuando se conoce la relación entre el volumen almacenado y el caudal de salida. En el caso contrario, dicha ecuación debe ser obtenida a partir de las correspondientes al sistema de almacenamiento, que describen la profundidad en función del caudal de salida o del volumen almacenado.

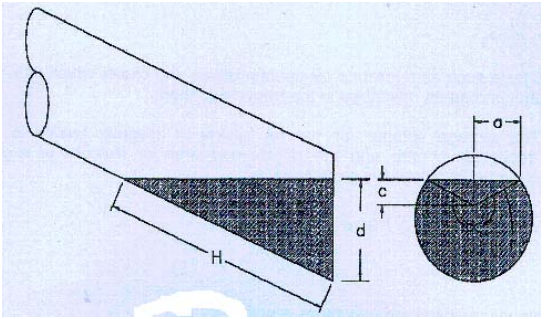
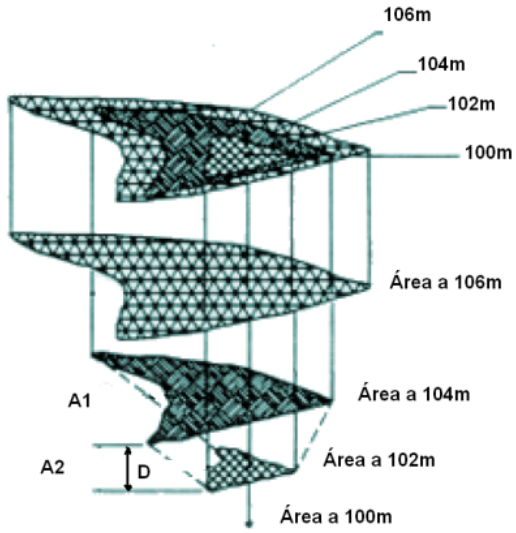
3.2.7.2 Relaciones profundidad – volumen – almacenamiento

La relación correspondiente al caudal depende del tipo de control utilizado para limitar el flujo a la salida. Algunos de los elementos más utilizados que cumplen dicha función y sus respectivas ecuaciones se describen en el Numeral 3.2.7.3

Por otra parte, en la Tabla 3-2 se presentan algunas de las ecuaciones que pueden ser usadas para describir el volumen almacenado en función de la profundidad para diferentes formas de los sistemas de almacenamiento.

Tabla 3-2 Relaciones profundidad – volumen almacenado (FAH, 2005).

Forma	Esquema	Ecuación
Rectangular		$V = LWD + \frac{1}{2}W\frac{D^2}{S}$
Trapezoidal		$V = LWD + (L + W)ZD^2$

Forma	Esquema	Ecuación
Tuberías circulares		$a = \sqrt{(2r - d)d}$ $c = d - r$ $\alpha = 2\sin^{-1}\left(\frac{a}{r}\right)$
Irregular		$V = \frac{D(A_1 + A_2)}{2}$

3.2.7.3 Control del flujo

Existen diversas clases de controles de flujo que pueden ser utilizados tanto a la entrada como a la salida de los sistemas de almacenamiento temporal. En este capítulo se realizará una descripción de los principales elementos que pueden ser utilizados para controlar los caudales de entrada y salida.

3.2.7.3.1 Orificio

Este método consiste en ajustar una placa al inicio de las tuberías que conducen el agua hacia adentro y afuera del tanque de almacenamiento. La placa tiene un orificio en forma circular cuya área es menor al diámetro interno de la tubería de conducción. El valor del caudal que se genera al atravesarla se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$Q = C_D A_0 \sqrt{2gH}$$ **Ecuación 3-7**

Donde

Q Caudal que atraviesa la placa (m^3/s).

A_0 Área del orificio (m^2).

H Diferencia entre la profundidad de flujo antes y después de la placa (m).

El término C_D hace referencia al coeficiente del orificio, el cual corresponde a un factor de corrección que debe ser tomado debido a las simplificaciones hechas durante el proceso deductivo realizado para obtener la Ecuación 3-7. En el caso en que el orificio se encuentra ahogado su valor se obtiene de la Ecuación 3-8 (Butler, 2004).

$$C_D = \frac{1}{1.7 - \frac{A_0}{A}}$$ **Ecuación 3-8**

Donde A es el área mojada de la tubería (m^2).

Dicho caso se presenta cuando la profundidad de flujo detrás de la compuerta es superior a la del borde superior del orificio. En caso contrario, el valor del coeficiente varía entre 0.57 y 0.6.

3.2.7.3.2 Compuertas

Las compuertas son un tipo de placas que pueden moverse en sentido vertical. Al subirlas o bajarlas se genera una reducción del área mojada a la entrada de la tubería de conducción. Este movimiento puede ser realizado de forma manual o mecánica.

En cualquier caso, este tipo de control tiene la ventaja de que puede ser ajustado para cumplir con las condiciones de flujo que se requieran en un momento dado. Sin embargo, puede bloquearse; por lo que se recomienda generar áreas mojadas que permitan el paso de esferas con un diámetro de mínimo 200mm (Butler, 2004).

3.2.7.3.3 Regulador de vórtice

Como se observa en la Figura 3-9, los reguladores de vórtice están compuestos por una tubería de entrada, una cabina de forma circular y una tubería de salida. El caudal que atraviesa esta última es función de la profundidad de flujo aguas arriba. Cuando se tiene un valor menor al borde superior de la tubería de entrada, el funcionamiento del regulador se asemeja al de un orificio cuyo diámetro corresponde al de la tubería de salida del regulador.

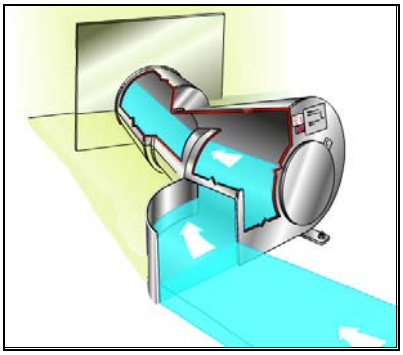


Figura 3-9 Funcionamiento de regulador como orificio[2].

Una vez la profundidad aumenta y la tubería de entrada del regulador se encuentra ahogada, el fluido ingresa a la cabina de forma tangencial y rota dentro de la misma; este movimiento genera un vórtice en el centro de la cabina. Cuando dicha profundidad se incrementa, también aumenta la magnitud de las fuerzas centrífugas en la tubería de salida, hasta que el centro de la misma se llena de aire. Este fenómeno genera una presión sobre el fluido, que reduce el caudal de salida. El diámetro de este centro de aire disminuye a medida que la profundidad de flujo aguas arriba aumenta (ver la Figura 3-10).

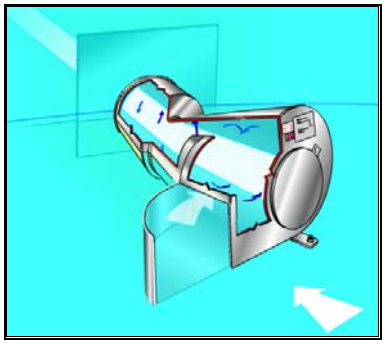


Figura 3-10 Funcionamiento de regulador sumergido[3].

La ventaja de este tipo de control es que permite manejar diámetros menores a 200mm. Adicionalmente, algunos estudios han demostrado que el funcionamiento del regulador no depende directamente de las áreas de las tuberías de entrada y salida del mismo; por lo que los cambios que se presenten a lo largo de su vida útil no son tan importantes (Butler, 2004).

3.2.7.3.4 Vertedero

Existen diversos tipos de vertederos que pueden ser utilizados como control de flujo en un sistema de almacenamiento temporal. Las variaciones que se presentan hacen referencia a

[2] Hydro International (2007) Hydro-Brake Flow Control. Tomado de: http://www.hydrointernational.biz
[3] Hydro International (2007) Hydro-Brake Flow Control. Tomado de: http://www.hydrointernational.biz

si el vertedero es transversal o lateral, y a la forma que tenga el vertedero. En este último caso se pueden tener vertederos rectangulares, triangulares o trapezoidales. La ecuación de un vertedero transversal rectangular es:

$$Q = C_d \frac{2}{3} b\sqrt{2gH^3}$$ **Ecuación 3-9**

Donde

Q Caudal que atraviesa el vertedero (m^3/s).

C_d Coeficiente de descarga, el cual generalmente varía entre 0.6 y 0.7.

H Altura del agua sobre el vertedero (m).

b Ancho del vertedero (m).

g Gravedad (m/s^2).

3.2.8 Problemas aguas abajo del sistema

En algunos casos en los que se construyen sistemas de almacenamiento temporal se pueden generar efectos adversos aguas abajo. Esto sucede cuando los proyectos se llevan a cabo sin hacer un análisis adecuado de la ubicación de éstos, del hidrograma de salida generado bajo distintas condiciones, y de la presencia de otros sistemas de este tipo a lo largo de la red.

Uno de los problemas que pueden generarse está relacionado al tiempo en el cual ocurren los picos de caudal. Como se puede observar en la Figura 3-11, la presencia del sistema de almacenamiento genera una reducción en el pico del caudal de salida y un incremento en el período de tiempo a lo largo del cual se genera la descarga. Esto quiere decir que, a nivel local, la estructura funciona correctamente. Sin embargo, si se tiene en cuenta el efecto que se genera a nivel global, se observa que el aumento en el tiempo hace que, para el momento en el que ocurre el pico del flujo total, se esté descargando un caudal mayor procedente del sistema de almacenamiento. Lo anterior implica un incremento en el máximo caudal total y en consecuencia, posibles problemas de sobrecargas e inundaciones aguas abajo de la estructura (AMEC, 2001).

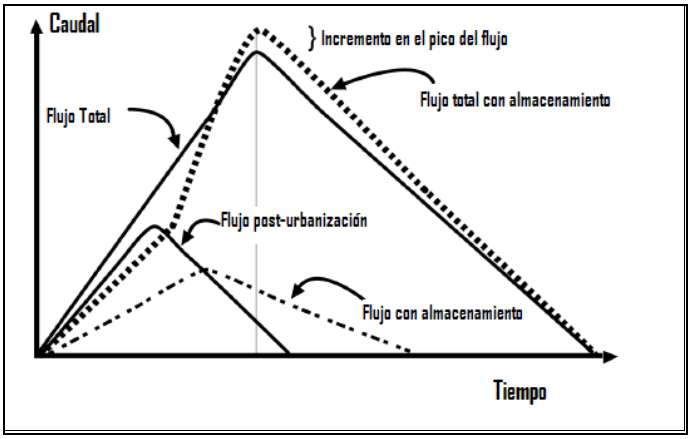


Figura 3-11 Efecto en el pico del caudal de la Cuenca (AMEC, 2001).

Otro problema está relacionado con el incremento en los volúmenes de agua. En la Figura 3-12 se presenta una comparación de los hidrogramas de salida antes y después de la urbanización de una subcuenca. En el segundo caso, ya se ha incluido el efecto del sistema de almacenamiento, razón por la cual el máximo caudal es el mismo en ambas gráficas. Sin embargo, los procesos de urbanización hacen que una mayor cantidad de agua lluvia entre a la red de drenaje urbano. Lo anterior implica mayores volúmenes y períodos de tiempos, por lo que cuando aguas abajo se combina el flujo proveniente de cada subcuenca, se genera un incremento en el pico de manera global. En este caso también se pueden producir problemas de inundaciones.

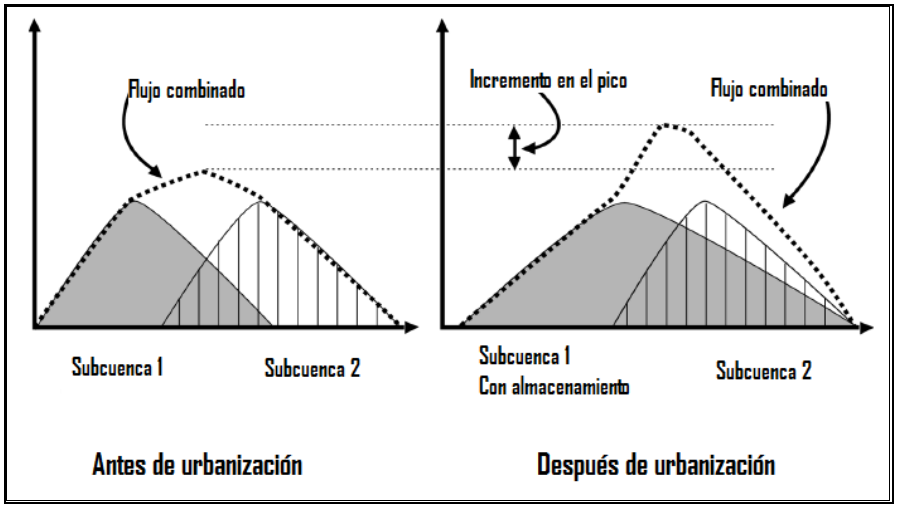


Figura 3-12 Comparación de los hidrogramas de salida (AMEC, 2001).

3.3 Tipos de almacenamiento

Existen diversos elementos que pueden ser utilizados para proveer almacenamiento temporal. Como se mencionó anteriormente, éstos pueden ser clasificados de acuerdo con su posición dentro del sistema de drenaje urbano. En este capítulo se describen algunos de los sistemas más utilizados en la actualidad.

3.3.1 Jardines de lluvia

En la Figura 3-13 se presenta un ejemplo de un jardín de lluvia. Como se puede observar, éstos corresponden a pequeñas depresiones que contienen plantas que toleran situaciones extremas de sequía y humedad. Dicha condición es necesaria ya que cuando se presentan eventos de precipitación se genera un volumen significativo de agua almacenada; mientras que, en los otros períodos, esta última tiende a disminuir por procesos de infiltración y evapotranspiración.

Figura 3-13 Jardín de lluvia.[4]

Uno de los elementos más importantes de los jardines de lluvia son los suelos, los cuales deben ser una combinación de arenas y arcillas de manera que se faciliten los procesos de infiltración y absorción de los contaminantes. Este último se produce debido a las cargas de las partículas del suelo.

Otro elemento significativo corresponde a una zona inclinada de pastos, que permite conducir el agua lluvia hacia la zona de almacenamiento, al mismo tiempo que disminuye la velocidad de flujo y remueve un porcentaje de los sólidos suspendidos. Adicionalmente, los jardines deben contar con una estructura de alivio, la cual permita conducir el agua al

[4] ACES Water Quality Team (2007). Low Impact Development. Tomado de: http://www.aces.edu/waterquality/nemo/lidres.htm

sistema de drenaje urbano en los casos en los que se sobrepase la máxima profundidad permitida.

Los jardines de lluvia no sólo funcionan como una zona de almacenamiento temporal, sino que su principal característica es que generan beneficios ambientales al contribuir con la recarga de acuíferos y con la reducción de los contaminantes presentes en las aguas lluvias. La siguiente tabla resume los principales procesos físicos, químicos y biológicos que se presentan en estos sistemas, y los respectivos contaminantes que disminuyen.

Tabla 3-3 Principales procesos de reducción de contaminantes.

Proceso	Contaminante reducido
Absorción	Metales / Hidrocarburos / Fósforo
Radiación Ultravioleta / Calor	Patógenos
Descomposición / Interacción biótica	Compuestos orgánicos / Patógenos
Fijación	Nitrógeno / Fósforo
Sedimentación / Filtración	Sólidos Suspendidos Totales

Otra ventaja de estos sistemas es que la presencia de las plantas genera procesos de evapotranspiración y de reducción de nutrientes de forma natural. Adicionalmente, permiten generar espacios estéticos sin necesidad de mayor mantenimiento.

Sin embargo, existe una desventaja relacionada a los suelos del jardín. Se ha encontrado que aproximadamente después de 10 años de funcionamiento se pierde la capacidad de absorción de las partículas del suelo debido a la neutralización que generan los contaminantes con los que han entrado en contacto.

3.3.2 Pavimento poroso

El pavimento poroso se utiliza para el almacenamiento temporal del agua lluvia y en algunos casos, para la mejora de la calidad de la misma. Generalmente, estos son utilizados en zonas de tráfico liviano como, por ejemplo en parques o bahías.

Este tipo de sistema está compuesto por tres capas: la del pavimento, una de arena o gravilla, y por último la de base de almacenamiento. En el primer caso se pueden tener dos esquemas. Utilizar un material poroso que permita la infiltración del agua a través del mismo (ver la Figura 3-14), o un material impermeable que sea colocado de manera que el agua pase a través de los huecos generados entre cada elemento. En el segundo caso la arena está separada de la base por un geotextil permeable. Esta última está compuesta por roca triturada (Butler, 2004).

Figura 3-14 Concreto poroso (AMEC, 2001).

En los casos en los que se permita la infiltración del agua al subsuelo se debe colocar un geotextil permeable debajo de la base de almacenamiento. Esto únicamente sucede cuando los suelos permiten la infiltración de la totalidad del agua almacenada en un período de entre 24 a 48 horas. Adicionalmente, durante la construcción se debe tener especial cuidado al realizar actividades que puedan generar una compactación del suelo.

El sistema debe ser diseñado con pendientes suaves para garantizar la infiltración del agua. Adicionalmente se debe asegurar que el fondo del sistema se encuentre a una distancia mínima de 70cm con respecto al nivel freático. Esta condición es necesaria para asegurar que las pérdidas por infiltración son suficientes.

3.3.3 Canales recubiertos con vegetación

Los canales abiertos recubiertos por vegetación están diseñados para transportar y almacenar las aguas lluvias. Una vez el agua lluvia entra en éstos, se genera una disminución en su velocidad de flujo. Lo anterior se debe a que los canales son diseñados con pendientes suaves, que generalmente varían entre el 1 y 4%. Esta es una característica importante debido a que al reducir la velocidad se aumenta el tiempo de residencia del agua en el canal y por tanto, la posibilidad de que el agua se infiltre y algunos contaminantes se sedimenten. Adicionalmente, entre menor sea la velocidad, menor probabilidad de que se generen procesos de erosión y resuspensión de sedimentos.

Para disminuir la probabilidad de que estos problemas se presenten se recomienda hacer diseños que generen una velocidad máxima de 0.3m/s y unos tiempos de residencia de mínimo 5 minutos. Adicionalmente, se pueden incluir vertederos a lo largo del canal que permitan mejorar esta última característica.

En la Figura 3-15 se presenta un esquema de uno de estos canales. Como se puede observar, el vertedero se incluye cerca de la entrada de manera que el agua permanece una mayor cantidad de tiempo en la zona que se denomina bahía de pretratamiento. Esta área busca fomentar la sedimentación de partículas, más que la infiltración, ya que la acumulación de los sedimentos con el tiempo dificulta este último proceso.

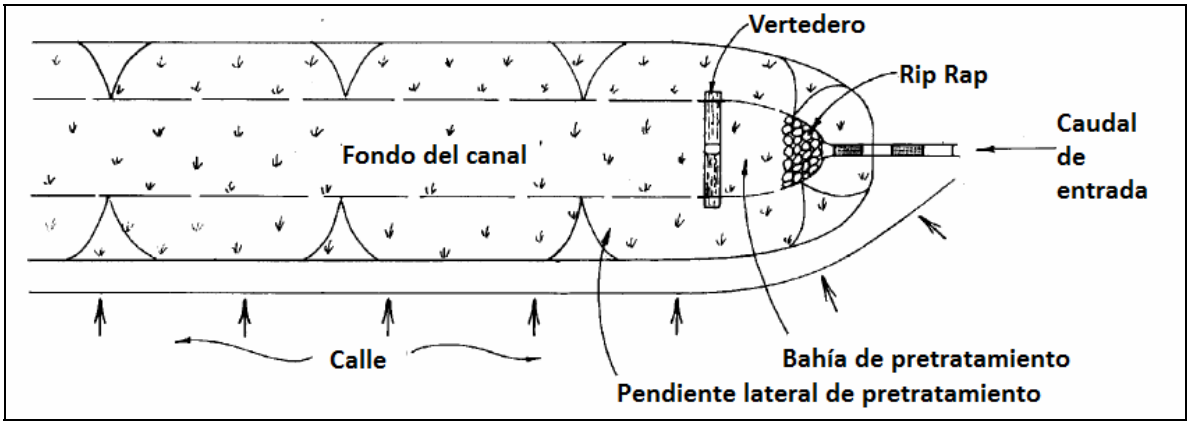


Figura 3-15 Esquema de un canal con vegetación (AMEC, 2001).

Adicional al almacenamiento temporal y la reducción de picos que este tipo de canales genera, uno de los mayores beneficios es la mejora en la calidad del agua lluvia. Lo anterior no sólo es el resultado de los procesos de sedimentación y de infiltración que se producen cuando el agua se almacena a lo largo del canal, sino principalmente por la presencia de la vegetación. En este caso el pasto funciona como un filtro que retiene los contaminantes a medida que el agua pasa.

3.3.4 Almacenamiento por detención

Este tipo de estructuras permite la atenuación de crecientes por almacenamiento y posterior descarga controlada. Aunque durante el tiempo que permanece el agua almacenada se puede tener una disminución de contaminantes a través de diversos procesos de remoción, el principal objetivo del sistema es la reducción de crecientes y la protección de canales aguas abajo. Esto se debe a que están diseñados para que se desocupen por completo después del evento de precipitación, por lo que entre cada evento el sistema permanece seco (ver la Figura 3-16).

Figura 3-16 Almacenamiento por detención (AMEC, 2001)

Este tipo de sistemas deben ser diseñados para almacenar agua lluvia proveniente de una cuenca de drenaje con un área de máximo 75 hectáreas. El sistema debe tener un control de flujo a la salida para generar el almacenamiento de la misma. El tamaño de dicho control no debe ser menor a 3 pulgadas para prevenir problemas por taponamiento. Para garantizar el flujo del agua se recomienda que el fondo del sistema tenga un canal, con un diseño semejante al de los canales vegetativos pero con una menor profundidad y una mayor pendiente (ver la Figura 3-17). Este problema también se puede presentar en los lados de la estructura cuando se tienen eventos correspondientes a grandes períodos de retorno y no se han diseñado con una pendiente adecuada. En este caso, se recomienda utilizar un valor mínimo de 2:1 (AMEC, 2001).

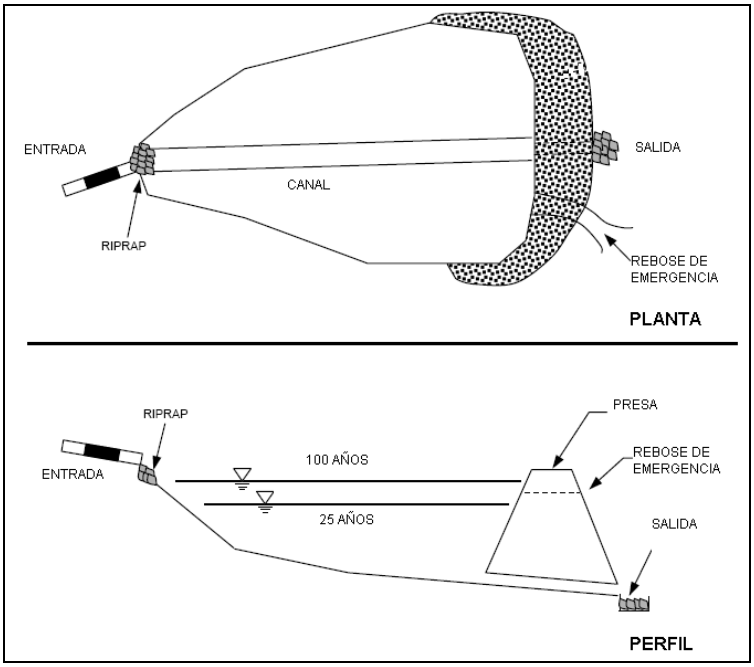


Figura 3-17 Esquema de un sistema de almacenamiento por detención (AMEC, 2001).

Como se puede observar en la Figura 3-17, el diseño debe incluir una estructura que permita el rebose de agua en caso de emergencias. Adicionalmente en la entrada de la tubería de salida se tiene la presencia de algún tipo de disipador de energía para prevenir el desgaste o la erosión de los canales aguas abajo.

3.3.5 Almacenamiento de retención

Los sistemas que generan una reducción de crecientes por retención permiten el almacenamiento de las aguas lluvias y su posterior disminución a través de infiltración o evaporación. Esto quiere decir que, a diferencia del almacenamiento por detención, no existen períodos en los cuales el sistema esté seco. Esta característica permite tener otros beneficios como mejorar la calidad de agua o aumentar la recarga de acuíferos.

En el caso en el que se utiliza la reducción de las aguas tanto por evaporación como por infiltración, el sistema debe ser construido al aire libre. Por esta razón, además de proveer beneficios con respecto al control de la calidad y cantidad de las aguas lluvias, éstos pueden ser utilizados con fines estéticos y recreativos. Este tipo de sistemas pueden ser construidos artificialmente, pero en la mayoría de los casos se aprovechan depresiones que han sido producidas de forma natural.

Este tipo de sistemas deben ser diseñados para almacenar agua lluvia proveniente de una cuenca de drenaje con un área de mínimo 25 hectáreas, para asegurar que no existirán períodos secos. La pendiente a lo largo del sistema debe ser menor al 15% y se recomienda que exista una diferencia de mínima 2m entre la salida y entrada del sistema. Estas

características permiten que se acumule agua, pero que se tenga la energía suficiente para su salida. Adicionalmente, se prefiere que el sistema tenga una forma semejante a la de un triángulo, para asegurar que el agua que entra al sistema se disperse de forma gradual y de esta manera, se fomenten los procesos de sedimentación (ver la Figura 3-18)

Figura 3-18 Almacenamiento por retención (AMEC, 2001)

Como se puede observar en la Figura 3-19, el diseño de este tipo de sistemas debe incluir una descarga que pueda ser utilizada para disminuir el nivel de la laguna en casos de emergencia o mantenimiento. Adicionalmente se deben proteger las orillas de los mismos para disminuir los problemas de erosión y en esta medida, reducir la cantidad de sedimentos generados (AMEC, 2001).

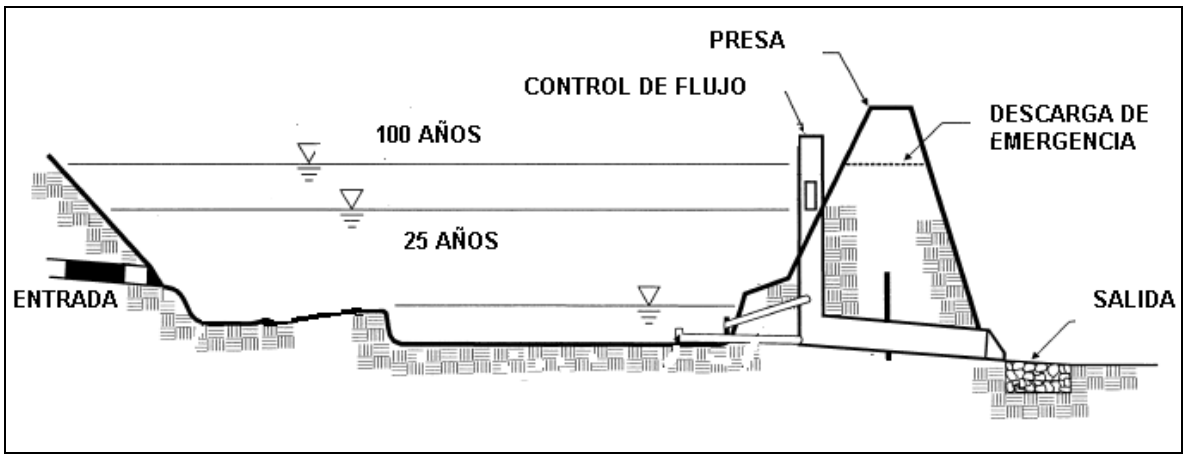


Figura 3-19 Esquema de un sistema de almacenamiento por retención (AMEC, 2001).

En los casos en los que prima la infiltración se debe tener especial cuidado en las zonas en las que se trata agua muy contaminada o si el sistema se encuentra cerca de un acuífero. En estos casos se recomienda que el fondo del sistema este a una distancia mínima de 2m del nivel freático.

3.4 Almacenamiento temporal subterráneo

El aumento en el uso de sistemas de almacenamiento temporal subterráneo está relacionado a los problemas de limitación de espacio en las zonas urbanas, junto con el incremento de costos que implica la compra de tierras.

En la actualidad, la tecnología desarrollada permite contar con sistemas compactos que pueden ser implementados a escala doméstica; lo que implica una disminución de posibles eventos de sobrecarga, especialmente, en zonas de expansión urbana. Adicionalmente, éstos pueden ser diseñados para mejorar la calidad del agua almacenada ya sea por métodos de filtración o de sedimentación.

A continuación se hace una descripción general de estos sistemas y se presentan las consideraciones generales que deben ser tenidas en cuenta para su diseño.

3.4.1 Clases de almacenamiento temporal subterráneo

En este capítulo se presentan las dos clases de sistemas de almacenamiento temporal subterráneo que pueden ser utilizados cuando se requiere almacenar volúmenes grandes de aguas lluvia: tanques en concreto y módulos plásticos. Estos son utilizados cuando se recoge agua procedente de amplias zonas impermeables, o cuando el sistema se encuentra en un punto sobre el cual drenan varias tuberías de la red de drenaje urbano

En los casos en los que se tienen volúmenes pequeños generalmente se utilizan cámaras que están diseñadas para cumplir esta función. Dichos sistemas pueden ser adecuados para permitir la reutilización del agua lluvia recolectada.

3.4.1.1 Tanques en concretos

Este sistema consiste en un tanque subterráneo en concreto reforzado (mínimo 3000 psi), el cual es utilizado para el almacenamiento temporal de aguas lluvia. La principal diferencia con los módulos plásticos es que el tanque no permite la infiltración del agua al subsuelo, por lo que en algunos casos se requieren mayores volúmenes.

En el mercado también se ofrecen tanques que son prefabricados. En este caso la ventaja es que el sistema no necesariamente debe ser rectangular, también se manejan estructuras circulares o elípticas (ver la Figura 3-20).

Figura 3-20 Tanque de almacenamiento prefabricado[5].

En la Figura 3-21 se presenta un esquema de un tanque de almacenamiento en concreto. Como se puede observar, la salida del agua está limitada por un control de flujo, lo que permite que se aumente el volumen del almacenamiento. El sistema también debe tener dos cámaras de inspección cerca de la entrada y de la salida del tanque. Estas permiten realizar el mantenimiento del mismo, lo cual es muy importante especialmente cuando se presentan taponamientos de las tuberías de entrada y salida.

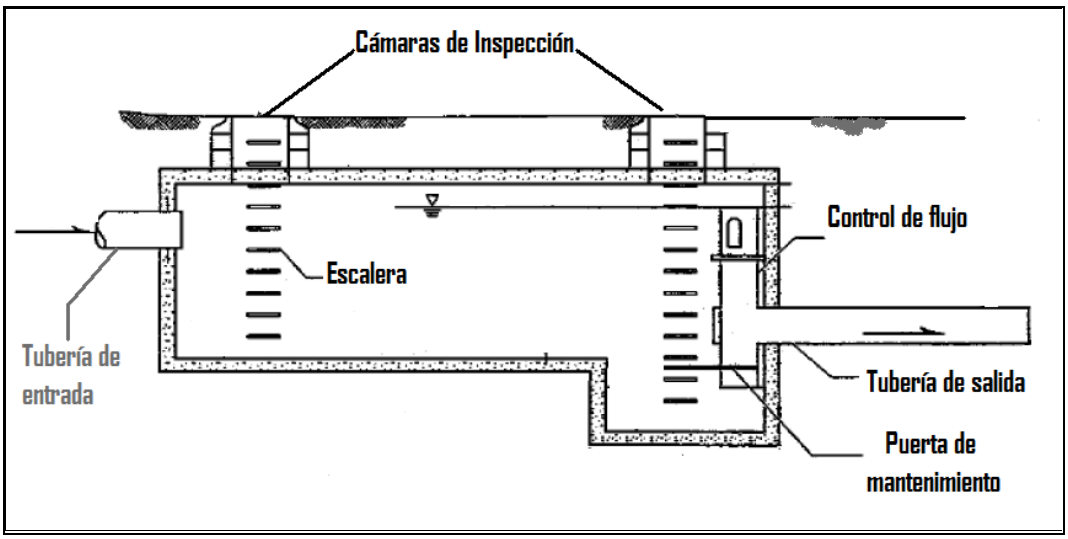


Figura 3-21 Esquema de un tanque de almacenamiento subterráneo (AMEC, 2001).

La principal ventaja de estos tanques es que son subterráneos y por tanto no ocupan espacio. Sin embargo, la zona queda limitada a usos muy específicos ya que no es posible construir ningún tipo de edificación encima del mismo.

[5] American Concrete Pipe Association. Underground Storm Water Storage Systems: The Cost Effective, Efficient Way. Tomado de: http://www.concrete-pipe.org

3.4.1.2 Módulos plásticos

Este sistema está compuesto por módulos individuales que pueden ser unidos para formar una estructura de gran tamaño. Existen dos clases de módulos: uno compuesto por pequeñas tuberías y otro por una unidad rectangular la cual está vacía en su interior. En ambos casos, cada elemento está hecho en plástico y tiene un volumen de almacenamiento correspondiente a aproximadamente el 95% del volumen total.

La ventaja de utilizar dicho material es que tiene un peso liviano, por lo que puede ser instalado manualmente. Sin embargo, esta característica también implica una limitación con respecto al uso del suelo que se encuentra por encima del sistema. En estos casos, la zona se debe limitar a actividades de tráfico liviano.

Figura 3-22 Sistema de módulos plásticos[6].

Como se puede observar en la Figura 3-22, los módulos son envueltos en un geotextil, el cual previene la entrada de partículas del suelo al sistema. En algunos casos éste es impermeable por lo que el sistema sólo almacena agua. Pero cuando es de tipo permeable se puede tener infiltración de un parte del agua almacenada. En este último caso, se puede llegar a construir tanques de menor tamaño debido a que se requiere almacenar un menor volumen de agua.

El tanque también debe incluir algún tipo de sistema de ventilación, que permita la salida del aire que está siendo reemplazado por el agua almacenada.

[6] Hydro International (2007) Stormcell Stormwater Storage System. Tomado de: http://www.hydrointernational.biz/us/stormwater_us/stormcell.php

3.4.2 Consideraciones generales de diseño

En los siguientes capítulos se resumen las consideraciones generales que deben ser tenidas en cuenta al diseñar un tanque en concreto o un sistema constituido por módulos plásticos.

3.4.2.1 Ubicación del sistema

Este tipo de almacenamiento debe ser utilizado en zonas donde posteriormente no se vaya a construir una edificación debido a que podría generar problemas con la cimentación del mismo, pero especialmente porque los sistemas construidos a partir de módulos no pueden soportar una carga significativa. Por tal razón, se recomienda implementarlos en parques, zonas peatonales y parqueaderos para vehículos.

El estudio de los suelos debe incluir un análisis de los contaminantes presentes en el mismo. Esto debe ser realizado tanto en los casos en los que el sistema sólo almacena, como en los que permite la infiltración del agua, debido a que existen sustancias que pueden afectar los módulos. Este es el caso en el que se encuentran solventes orgánicos a muy altas concentraciones, por lo que es necesario realizar una limpieza del sitio antes de la instalación del sistema. Este estudio también permite determinar si es posible o no la infiltración del agua, ya que en zonas muy contaminadas, existen riesgos de generar lixiviados que pueden llegar a afectar acuíferos.

3.4.2.2 Infiltración

La infiltración del agua almacenada sólo puede ser realizada en sistemas compuestos por módulos. En este caso para saber si es posible incluir dicha característica en el diseño, adicional al análisis de los contaminantes presentes en el suelo, es necesario determinar si el tipo de suelo facilita el movimiento del agua a lo largo del mismo.

Como se mencionó en el Numeral 3.2.3, esto es realizado a partir del valor del coeficiente de infiltración, el cual corresponde a la velocidad con la que el agua se mueve por el suelo. Su valor debe ser igual o mayor a 10^{-6}m/s para que el sistema puede ser diseñado de forma que permita la infiltración del agua almacenada.

Para poder determinar el valor del coeficiente de infiltración correspondiente al área de trabajo es necesario realizar una excavación que debe tener una forma rectangular cuyo ancho es de 0.3 a 1m, su longitud de 1 a 3m y la profundidad del mismo debe ser equivalente a la altura del tanque de almacenamiento. El hueco se llena de agua para posteriormente hacer mediciones del nivel de ésta y del tiempo que se demora en desocuparse por completo. El coeficiente se calcula a partir del tiempo y el cambio de nivel que se produce cuando el 75% del volumen cae al 25%. En los casos en los que el área del tanque es grande, estas excavaciones deben realizarse en varios puntos y deben estar separados por una distancia de 25m (WAVIN, 2003).

Una vez se ha determinado la factibilidad de infiltrar el agua a partir del análisis del tipo de suelo y de los contaminantes presentes en el mismo, es necesario realizar el diseño del sistema.

3.4.2.3 Atenuación

En la Figura 3-23 se presenta un diagrama del procedimiento que permite determinar el volumen del tanque de almacenamiento. Los volúmenes de entrada deben ser calculados a partir de los métodos explicados en el Numeral 3.2.6, mientras que el máximo caudal de salida debe ser definido por alguno de los criterios mencionados en el Numeral 3.2.4. El valor final calculado representa el máximo volumen de almacenamiento que puede brindar el sistema. Por tal razón, cuando éste está siendo diseñado con módulos, es importante tener en cuenta que los vacíos representan entre 90% y 95% de cada elemento.

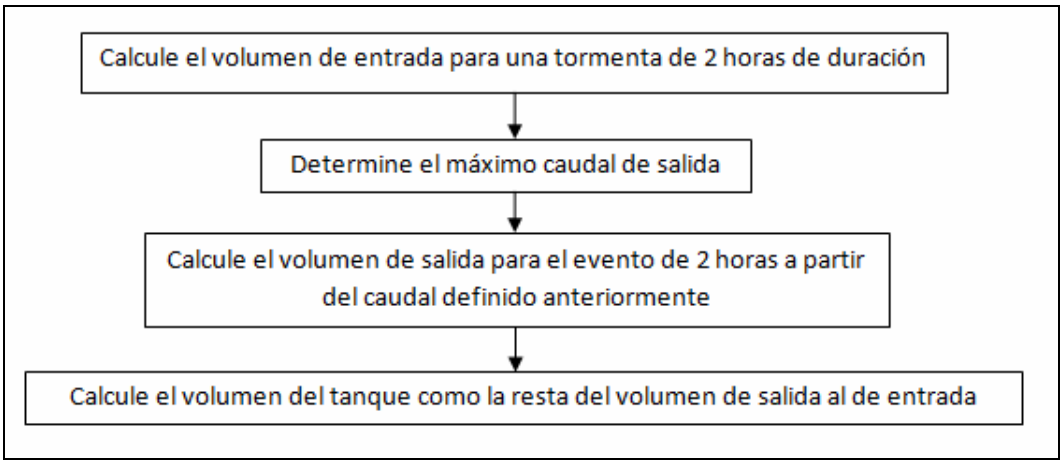


Figura 3-23 Diagrama de diseño para sistemas de atenuación.

3.4.2.4 Calidad de agua

Existen diversos métodos para tratar de disminuir la cantidad de contaminantes presentes en el agua lluvia que pasa por el sistema de almacenamiento. A continuación se presenta una breve descripción de los elementos o configuraciones que en la actualidad se utilizan para este fin.

3.4.2.4.1 Sedimentación por gravedad

Los sistemas de sedimentación por gravedad están compuestos por una cámara conectada a dos tuberías perpendiculares a su superficie. Una de éstas corresponde a la que permite la entrada del agua y se encuentra una profundidad menor que la tubería de salida. De esta manera, el agua entra y empieza a acumularse en la cámara, permaneciendo un determinado tiempo de residencia que contribuye a la sedimentación de las partículas que transporta el agua.

Una vez el agua alcanza la profundidad a la cual se encuentra la tubería de salida, ésta se descarga fuera de la cámara con una cantidad menor de contaminantes. Sin embargo, dicho método no permite la remoción de grasas, aceites y sólidos totales (que corresponden tanto a los suspendidos y disueltos). Aunque este sistema si disminuye la posibilidad de resuspensión de los sedimentos gracias a la posición de la tubería de entrada. En la Figura 3-24 se presenta un esquema de este tipo de cámaras.

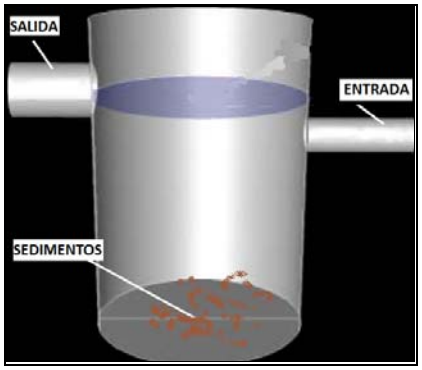


Figura 3-24 Esquema de un sedimentador por gravedad (Faram et al., 2002).

3.4.2.4.2 Separador de vórtice simple

Los separadores simples están compuestos por una cámara de concreto. Una vez el agua ingresa a ésta a través de la tubería de entrada, adquiere un movimiento rotacional alrededor del eje vertical. Lo anterior genera mayores tiempos de residencia, lo que implica un incremento en la probabilidad de que los sólidos se sedimenten. Las grasas, aceites y los sólidos gruesos quedan atrapados en la malla circular gris (ver la Figura 3-25).

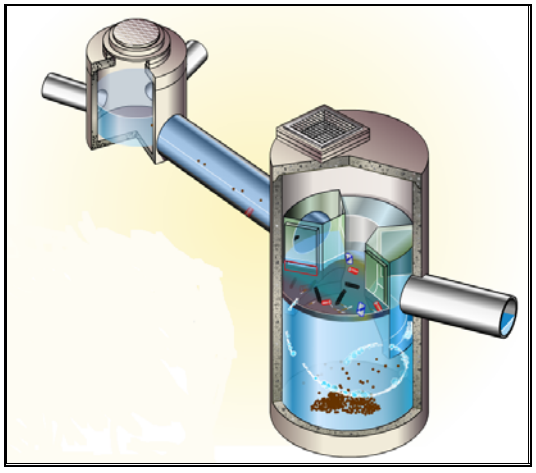


Figura 3-25 Esquema de un separador de vórtice simple[7].

[7] Hydro International (2007) First Defense. Tomado de: http://www.hydrointernartional.biz/us/animation/FirstDefense.swf

A medida que la profundidad del agua aumenta puede alcanzar el nivel al cual se encuentra la salida de la cámara. Si el volumen de agua que entra sigue aumentando, se genera un movimiento hacia arriba de la malla que atrapa los sólidos gruesos y las grasas. Estos últimos, al igual que los sedimentos, pueden ser removidos periódicamente a través de la apertura que se encuentra a nivel superficial. La ventaja de esta malla es que atrapa dichos contaminantes, evitando que se descarguen fuera de la cámara.

3.4.2.4.3 Separador avanzado tipo vórtice

El sistema opera a partir del mismo principio del separador simple en vórtice, sólo que contiene unos elementos adicionales que permiten mejorar su eficiencia. Como se puede observar en la Figura 3-26, el agua entra a una cámara a través de una tubería tangencial sumergida que genera el movimiento rotacional alrededor del cilindro externo. Esta se mueve hacia abajo, incrementando el tiempo de residencia y por tanto, la posibilidad de sedimentación de las partículas. Las últimas caen sobre una superficie inclinada con un ángulo de 30°, que tiene un hueco que permite que se deslicen acumulándose por debajo de la misma. Este elemento es de gran importancia porque evita la resuspensión de los sedimentos. Una vez el agua llega el fondo, se ve obliga a moverse hacia arriba gracias al cono que se encuentra conectado al cilindro interior. Como ya se encuentra relativamente limpia, cuando alcanza la misma altura a la cual se encuentra la tubería de salida, sale de la cámara.

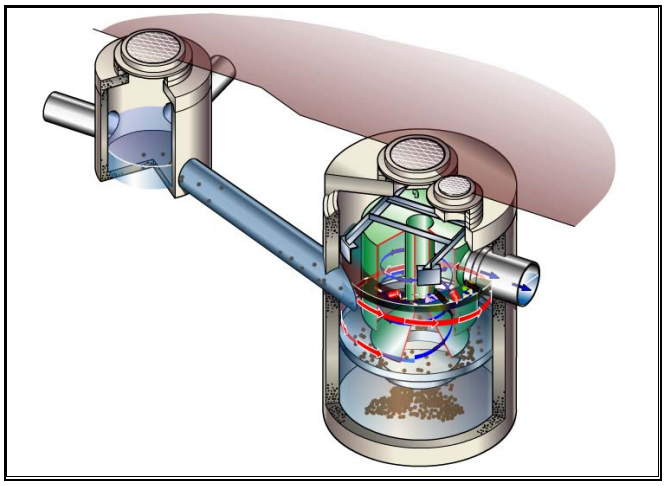


Figura 3-26 Esquema de separador de vórtice avanzado[8].

[8] Hydro International (2007) Downstream defender. Tomado de: http://www.hydrointernartional.biz/us/animation/DownstreamDefender.swf

El movimiento descrito anteriormente facilita la remoción de arenas, sólidos gruesos y suspendidos. Adicionalmente, la rotación alrededor del cilindro exterior promueve la separación de grasas y aceites. Estos se mueven hacia arriba y son atrapados por la malla café que se encuentra entre la pared de la cámara y el cilindro (ver la Figura 3-26). El mantenimiento y control de la cámara puede ser realizado gracias a las dos aperturas superiores que se encuentran a nivel del suelo.

Por otra parte, los procesos de sedimentación e infiltración que se presentan a lo largo del sistema de almacenamiento temporal también permiten una mejora en la calidad del agua lluvia que ha sido almacenada.

3.4.2.5 Formación de depósitos

Una vez el agua entra al tanque de almacenamiento la velocidad de flujo disminuye, fomentando la sedimentación de las partículas que ésta transporta. Este proceso afecta la operación del sistema debido a que se pueden generar depósitos en las tuberías de entrada y salida del tanque, se disminuye el volumen de almacenamiento, y se puede promover la degradación de materia orgánica, lo que a su vez aumenta el crecimiento de microorganismos y la generación de gases dentro del mismo.

Para evitar dichos problemas, existen diferentes alternativas que permiten disminuir la cantidad de partículas presentes en el agua, algunas de las cuales corresponden a los elementos presentados en el Numeral 3.4.2.4. Sin embargo, estos sistemas resultan costosos y requieren de un mantenimiento continuo para garantizar su correcto funcionamiento. Por lo que generalmente lo que se utiliza es la inclusión de una especie de filtro en la tubería de entrada (ver la Figura 3-27).

Figura 3-27 Filtro de entrada (WAVIN, 2003)

En los casos en los que no se utilizan estos elementos o cuando el filtro no detiene partículas pequeñas existe la posibilidad de que se generen depósitos arcillosos en el fondo del tanque o entre cada compartimiento. Estos pueden afectar el flujo del agua a lo largo del mismo, así como su capacidad de almacenamiento. Por tal razón, el diseño debe tratar de disminuir el riesgo de que esto ocurra dado que, una vez se formen los depósitos, la remoción de los mismos es un proceso complejo debido a la dificultad de acceso a estas zonas (especialmente en el caso de los módulos).

Una forma de disminuir el riesgo de formación de estos depósitos es a partir de la reducción del tránsito de partículas a lo largo del sistema. Esto puede ser logrado utilizando una tubería perforada en la mitad superior de la misma, que conecta la entrada y salida del mismo (ver la Figura 3-28).

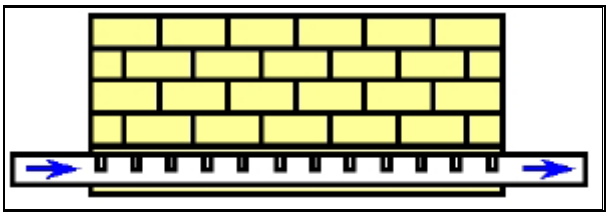


Figura 3-28 Sistema con tubería perforada (Faram et al, 2004).

Faram et al (2004) comprobaron que la inclusión de este tipo de elementos genera un aumento en las velocidades de flujo y una disminución de los tiempos de retención de la partículas. Esto quiere decir que la sedimentación es mínima, y que el paso de partículas es casi directo entre la entrada y salida del sistema. Las siguientes tablas y figuras resumen los resultados obtenidos en esta investigación para los distintos experimentos con trazadores y para la modelación dinámica de fluidos.

Tabla 3-4 Resultados de los experimentos con trazadores (Faram et al, 2004)

Configuración	Trazador	Tiempo de retención (s)	Velocidad (m/s)
Sin tubería perforada	Rodamina	529.9	0.008
	Olive stone	488.1	0.009
Con tubería perforada	Rodamina	23.8	0.186
	Olive stone	19.4	0.228

Tabla 3-5 Resultados del experimento con bolsas plásticas (Faram et al, 2004)

Configuración	Bolsas agregadas	Bolsas descargadas
Sin tubería perforada	20	0
Con tubería perforada	20	20

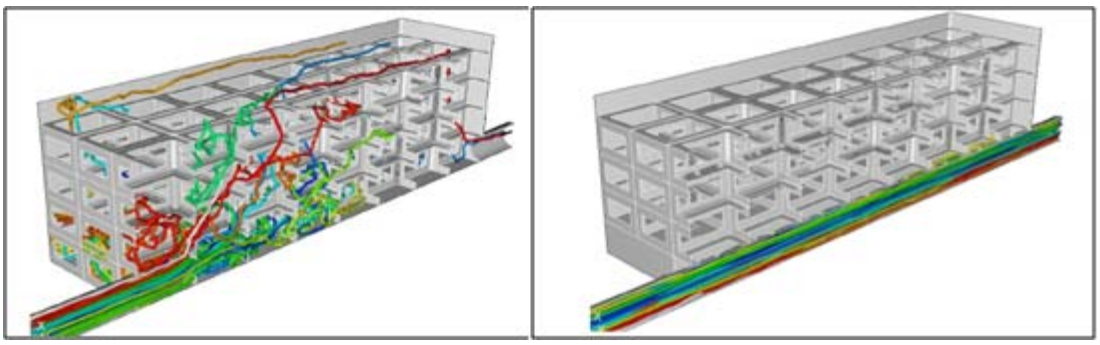


Figura 3-29 Comparación entre los resultados de la modelación dinámica de fluidos (Faram et al., 2004).

En los casos en donde ninguno de los anteriores métodos puede ser utilizado debido a limitaciones de costos, es necesario que el diseño del sistema tenga en cuenta la posible formación de sedimentos. Por ejemplo, cuando el sistema incluye infiltración, la cantidad de agua que se pierde a través de este proceso va a disminuir con el tiempo dado que éstos generalmente se producen en el fondo del tanque. Por tal razón, en el diseño se le debe dar mayor importancia al agua que se pierde por los lados del tanque generando configuraciones que tengan en cuenta dicha característica. En la Figura 3-30 se presentan algunas de éstas, las cuales tienen mayor área lateral a diferencia de la forma rectangular o cúbica que generalmente se utiliza.

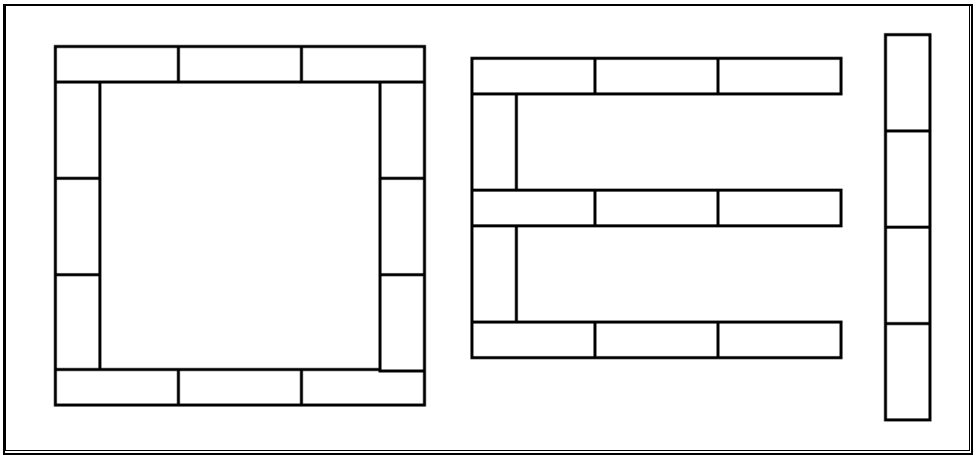


Figura 3-30 Configuraciones para un sistema de almacenamiento por módulos.

3.4.2.6 Ventilación

Los tanques de almacenamiento deben incluir un sistema de ventilación que permita la salida del aire que ha sido desplazado por el agua que entra. En unos casos se conecta una tubería de forma vertical a la parte superior del tanque, la cual debe llegar hasta la superficie para permitir la salida del aire (ver la Figura 3-31).

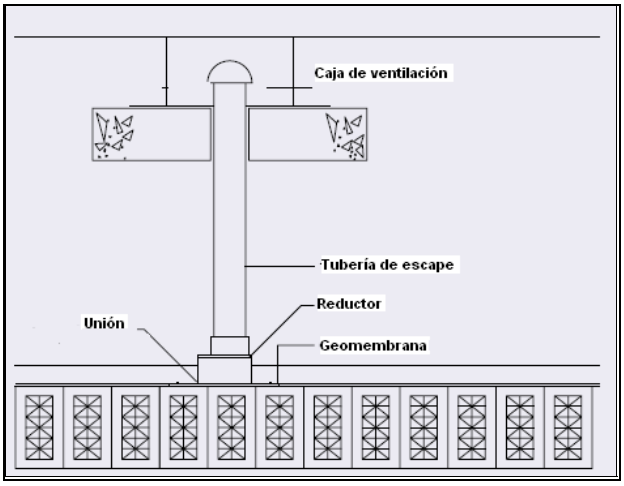


Figura 3-31 Esquema de un sistema de ventilación para módulos (WAVIN, 2003).

En otros casos, se utiliza una tubería perforada de forma horizontal sobre una capa granular que se coloca encima del tanque. Como se observa en la Figura 3-22, este último debe ser recubierto por un geotextil permeable que permite el paso del aire y evita que el material de la capa entre al tanque. La tubería conecta las cámaras de entrada y salida del tanque, las cuales tienen una salida a la superficie que permite el escape del aire. Las ventajas de esta última configuración son que permite tener un volumen adicional de almacenamiento en la capa granular y que se disminuye la cantidad de elementos visibles en la superficie, reduciendo la posibilidad de daños.

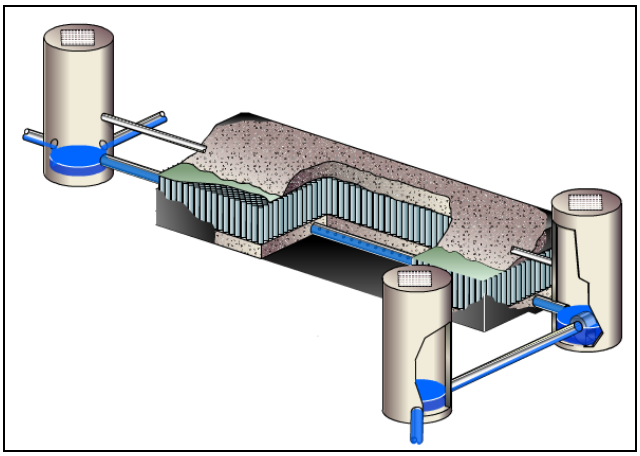


Figura 3-32 Sistema con tubería perforada[9].

[9] Hydro International (2007) Stormwater Management System. Tomado de: http://www.hydrointernartional.biz/us/animation/Stormwater.swf

En cualquiera de los dos casos el diámetro de la tubería no debe ser del tamaño de la de entrada al tanque (generalmente se utiliza una tubería de 100mm). Esto se debe a que el aire es compresible y ofrece menor resistencia al movimiento, por lo que se puede tener un mayor flujo de éste que el correspondiente al agua. Adicionalmente, la velocidad de flujo del agua que entra al tanque es mayor para los eventos de corta duración. En el último caso sólo se ocupa una pequeña porción del tanque; mientras que, en el caso contrario, el tanque se llena por completo pero lo hace de una forma lenta. Este fenómeno también explica el valor del diámetro de la tubería de escape.

Otro método de ventilación consiste en una capa de suelo granular colocada sobre la tubería que reparte el agua hacia los tubos o los módulos. De esta manera, se facilita el movimiento del aire que se encuentra dentro de ésta, así como del que está a lo largo del mismo.

En el caso de los tanques de cemento, estos mecanismos no son necesarios debido a que existen cámaras de inspección, las cuales tienen una salida a la superficie que facilita el escape del aire.

3.4.2.7 Cargas

La profundidad de la capa de tierra que se encuentra encima del tanque es función de la capacidad de carga del sistema. El análisis realizado para determinar su valor debe tener en cuenta que existen dos tipos de cargas que actúan sobre el mismo. Una de éstas corresponde a la carga permanente generada por el peso de la tierra encima del tanque y la presión que ésta ejerce a los lados del mismo. La otra hace referencia a cualquier carga adicional, colocada de forma temporal, como es el caso del tráfico de vehículos o peatones. Las ecuaciones utilizadas para determinar ambas cargas se presentan a continuación.

$$\sigma_v = h\gamma + \sigma_t$$ **Ecuación 3-10**

Donde

σ_v Carga vertical (kN/m^2).

σ_t Carga temporal (kN/m^2).

h Profundidad de la capa de relleno (m).

γ Peso específico del relleno, su valor varía entre 17 y 21 (kN/m^3).

$$\sigma_h = K_a(h\gamma + u) + u + K_a\sigma_t$$ **Ecuación 3-11**

Donde

σ_h Carga horizontal (kN/m^2).

σ_t Carga temporal (kN/m^2).

h Profundidad desde superficie hasta la parte de abajo del tanque (m).

γ Peso específico del relleno, su valor varía entre 17 y 21 (kN/m^3).

u Presión del agua (Pa).

En esta última ecuación el término Ka se conoce como el coeficiente de la presión de tierra, y puede se calculado de la siguiente forma:

$$K_a = (1 - \sin \emptyset)(1 + \sin \emptyset) \qquad \textbf{Ecuación 3-12}$$

Donde

Φ Ángulo de corte del suelo.

Las cargas calculadas siempre deben ser comparadas con los límites de cada una de éstas, los cuales son definidos por la compañía productora. Por ejemplo, en la Tabla 3-6 se presentan los valores máximos a los que pueden ser sometidas los bloques fabricados por WAVIN que se conocen como AquaCell.

Tabla 3-6 Límites de carga para un sistema de Aquacell (WAVIN, 2003)

	Carga vertical	Carga lateral
Máximo esfuezo de compresión	560kN/m2	77.5kN/m2
Deflexión a corto plazo	1mm por 97kN/m2 aplicados	1mm por 7kN/m2 aplicados

Al realizar los cálculos se debe tener en cuenta que estos valores deben ser multiplicados por un factor de seguridad, debido a que la calidad del sistema puede ser afectada por problemas relacionados al proceso de producción, al material, a daños generados durante la instalación y a cambios fisicoquímicos durante la operación.

En la siguiente tabla se presentan los respectivos factores definidos por WAVIN para el sistema AquaCell, los cuales se utilizan para disminuir los riesgos de que se presente un colapso completo de la estructura (máximo límite) o de que el sistema siga operando, pero con grandes deformaciones e incluso quiebres en la estructura (operación).

Tabla 3-7 Factores de seguridad de cargas aplicadas (WAVIN, 2003)

Estado	Carga Permanente		Carga Temporal
	Vertical	Lateral	
Operación	1.4	1.4	1.6

	Carga Permanente		
Máximo Límite	1	1	1

Adicionalmente, al realizar el diseño se debe tener cuidado cuando el tanque se encuentra a una profundidad mayor al nivel freático. Esto se debe a que pueden existir problemas de flotación del sistema, por lo que es necesario tener una capa de relleno por encima del tanque cuyo peso sea mayor a la fuerza de empuje. En la mayoría de los casos, la profundidad de dicha capa es mayor o igual a la altura del tanque que se encuentra por debajo del nivel freático.

3.4.2.8 Relleno

De acuerdo con lo anterior, los suelos que conforman el relleno son de gran importancia dentro del diseño de los sistemas de almacenamiento subterráneos. Cuando el sistema se implementa en zonas de tráfico liviano el suelo removido durante la excavación puede ser utilizado como relleno. Pero el material debe ser revisado para que no contenga piezas filudas que puedan afectar el sistema. Para zonas de tráfico pesado se recomienda generar un relleno con suelos de las características que se presentan en la Tabla 3-8.

Tabla 3-8 Características de los suelos de relleno (WAVIN, 2003)

Tamiz	Porcentaje que pasa		
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 6P
75mm	100	100	100
37.5mm	85-100	85-100	-
20mm	60-100	60-100	-
10mm	40-70	40-100	-
5mm	25-45	25-85	-
600micron	8-22	8-45	-
75micron	0-10	0-10	-
63micron	-	-	<15

4 METODOLOGÍA

En este trabajo se busca determinar la viabilidad técnica y económica de un sistema de almacenamiento temporal de aguas de drenaje urbano para Bogotá. El estudio fue realizado únicamente para sistemas subterráneos debido a que el aumento de la población de la ciudad y su apuesta por un tipo de desarrollo de alta densidad más que expansivo requiere propuestas que garanticen un óptimo uso del espacio.

Adicionalmente, no se tuvo en cuenta ningún tipo de almacenamiento de volumen pequeño, como es el caso de los sistemas que controlan la entrada de agua a la red. Esto se debe a que en Colombia todavía hay un gran camino por recorrer en la creación de una conciencia ambiental y por otra parte, aún no existen suficientes instrumentos económicos o legales que fomenten el uso de este tipo de sistemas.

Por estas razones, en esta investigación se optó por trabajar con un sistema de almacenamiento temporal subterráneo con una gran área superficial y que no tuviera ningún impacto negativo sobre las actividades a realizar a futuro en la zona de estudio.

Debido a que esta es una investigación de carácter teórico no se realizaron todos los pasos de diseño descritos a lo largo del Capítulo 3. Sin embargo, se generó una metodología simplificada la cual tiene en cuenta las principales características de este proceso y permite comparar cual es el mejor sistema a implementar en términos de los beneficios que genera.

4.1 Definición del caso de estudio

La ciudad de Bogotá tiene 4 ríos principales: Bogotá, Tunjuelo, Fucha y Salitre. Los tres últimos son afluentes del río Bogotá y son de gran importancia en el sistema de drenaje urbano debido a que en éstos se vierten las aguas residuales y aguas lluvias recolectadas a lo largo de la ciudad. De esta manera, cualquier medida que se tome para mejorar los problemas relacionados con la cantidad y calidad del agua en estos ríos, generará un impacto positivo en el río Bogotá y en determinadas zonas de la ciudad.

En esta investigación se decidió trabajar con los ríos Fucha y Salitre. Lo anterior se debe a que, si bien a lo largo del río Tunjuelo se presentan problemas de inundación, la EAAB ha venido realizando diferentes proyectos que buscan minimizar el riesgo de que esto suceda. Este es el caso del proyecto Cantarrana, el cual consta de un conducto con un diámetro de 4 metros que permite el transporte de las aguas que trae el río aproximadamente a la altura de la desembocadura de la Quebrada Yomasa, y que atraviesa una presa. En caso de crecientes, esta última permite almacenar las aguas lluvias. Debido a que la presa está diseñada para entrar en funcionamiento durante las temporadas de invierno, Cantarrana se considera un sistema de almacenamiento por detención.

4.1.1 Posibles casos de estudio

Los posibles casos de estudio en los ríos Fucha y Salitre se definieron haciendo un recorrido a lo largo de cada uno de éstos utilizando el programa GoogleEarth, con lo cual se buscaba encontrar grandes superficies sin edificaciones (parques o parqueaderos) que permitieran la implementación de este tipo de sistemas. A partir de este proceso se encontraron 10 posibles casos de estudio los cuales se presentan en la siguiente tabla. Las fotos que se muestran fueron tomadas de GoogleEarth a una altura de 2.5km.

Tabla 4-1 Posibles casos de estudio en los ríos Fucha y Salitre.

Foto	Nombre y Características
	Fucha 1 Coordenadas: Latitud 4°34'39.27, Longitud 74°05'15.41" Elevación: 2598m
	Fucha 2 Coordenadas: Latitud 4°35'11.74, Longitud 74°05'49.32" Elevación: 2575m
	Fucha 3 Coordenadas: Latitud 4°36'08.99" Longitud 74°07'00.26" Elevación: 2554m

Foto	Nombre y Características
	Fucha 4 Coordenadas: Latitud 4°37'46.96, Longitud 74°07'20.50" Elevación: 2554m
	Fucha 5 Coordenadas: Latitud 4°38'26.41, Longitud 74°07'24.65" Elevación: 2547m
	Fucha 6 Coordenadas: Latitud 4°38'55.25, Longitud 74°07'49.21" Elevación: 2545m
	Fucha 7 Coordenadas: Latitud 4°39'51.77', Longitud 74°08'45.07" Elevación:2541m

Foto	Nombre y Características
	Salitre 1 Coordenadas: Latitud 4°38'50.49, Longitud 74°04'41.32" Elevación: 2553m
	Salitre 2 Coordenadas: Latitud 4°41'41.01, Longitud 74°05'12.87" Elevación: 2548m
	Salitre 3 Coordenadas: Latitud 4°41'58.20, Longitud 74°05'13.25" Elevación: 2548m

4.1.2 Criterios de selección

Para escoger el caso de estudio entre los diez anteriores se tuvieron en cuenta los siguientes criterios: uso de suelo, tipo de suelo, cercanía a zonas de inundación y relevancia hidráulica en la cuenca de drenaje. Los tres primeros se definieron utilizando las coberturas de ArcView suministradas por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá (EAAB), las cuales contienen las tuberías del alcantarillado pluvial y las zonas correspondientes a cada tipo y uso de suelo. Estas últimas están definidas de acuerdo con el Plan de Ordenamiento Territorial, mientras que los tipos de suelo corresponden al mapa de microzonificación sísmica de la ciudad de Bogotá.

Para este análisis sólo se tuvieron en cuenta las tuberías de alcantarillado pluvial debido a que la mala calidad del agua residual generaría problemas de operación en el sistema de almacenamiento temporal. Esta opción sólo podría funcionar en caso de que se coloque un sistema de tratamiento antes de que el agua ingrese al tanque de almacenamiento; lo cual no es viable debido a los costos y requerimientos de espacio. Por esta razón, el sistema debe estar conectado a una tubería pluvial y no será posible bombear agua del río para ser almacenada debido a que, tanto el Fucha como el Salitre, transportan agua residual.

La relevancia hidráulica de cada caso de estudio hace referencia a la cantidad de agua drenada en cada subcuenca que pasa por la tubería a la cual se conectaría el sistema de almacenamiento temporal. Para poder determinar esta característica se delimitaron las cuencas de drenaje correspondientes a las tuberías del alcantarillado pluvial de los ríos Fucha y Salitre (ver la Figura 4-1).

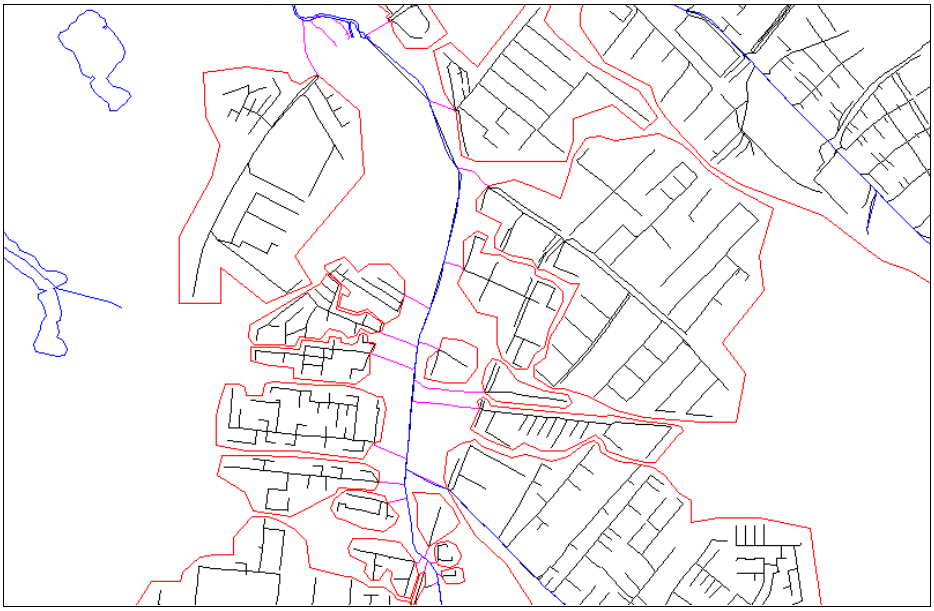


Figura 4-1 Subcuencas de drenaje del río Fucha.

Este proceso se realizó definiendo inicialmente las tuberías principales del alcantarillado pluvial (aparecen de color magenta en la Figura 4-1), las cuales corresponden a aquellas que descargan directamente al río. Posteriormente, para determinar las cuencas de drenaje, se revisó la conexión de éstas con respecto a las demás tuberías. Dicho método se basa en la suposición de que el agua se mueve por gravedad; por lo que los límites definidos anteriormente fueron verificados haciendo una superposición con las curvas de nivel.

Por otra parte, la cercanía a zonas de inundación se definió utilizando el mapa de riesgo generado por la Dirección de Prevención y Atención de Emergencias de Bogotá. Como se

puede observar en la Figura 4-2, las zonas con riesgo de inundación se encuentran en áreas cercanas al río Bogotá de las localidades de Bosa, Kennedy, Fontibon, Engativá y Suba.

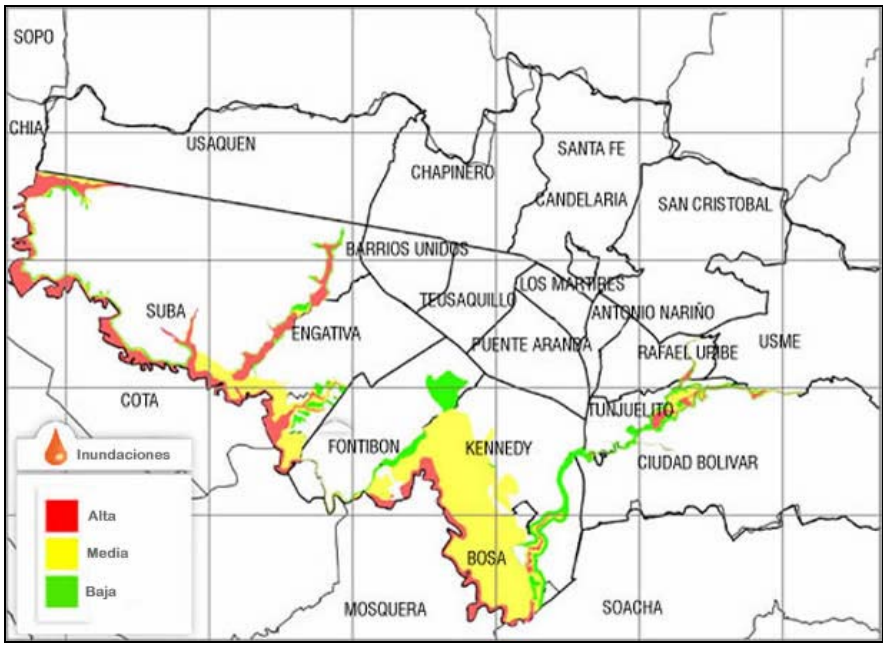


Figura 4-2 Mapa de riesgo de inundación de Bogotá[10].

4.1.3 Selección del caso de estudio

Para determinar cuál era el mejor caso de estudio se generó una matriz que permite calificar cada zona de acuerdo a los criterios definidos anteriormente. En el caso del tipo de suelo se encontró que, para las áreas definidas, éstos variaban entre: Terrazas y Conos, Lacustre A, Lacustre B, y Potencialmente Licuables. El primero de éstos está compuesto por suelos arcillosos de gran espesor, arenas, limos o combinaciones de ellos. Adicionalmente, cuentan con una mayor capacidad portante que los suelos Lacustre A y B. Los últimos están conformados por depósitos de arcillas blandas de gran espesor (mayores a los 50m), y algunas capas ocasionales de arenas y turbas. Mientras que en los suelos catalogados como potencialmente licuables predominan las arenas finas, así como los niveles freáticos altos; una combinación que genera una alta probabilidad de licuación en caso de que se presente un sismo (UCAE, 1997).

De acuerdo con lo anterior, se observa que, a gran escala, los suelos de la mayoría de los casos de estudio dificultan los procesos de infiltración. Por tal razón, en este caso la calificación fue asignada principalmente teniendo en cuenta la posibilidad de licuación, el cual es un problema no deseado en cualquier tipo de estructura. De esta manera, se le dio

[10] DPAE (2007) Inundaciones Tomado de: http://www.fopae.gov.co/portal/page/portal/fopae/inundaciones

un valor de cero a los suelos Potencialmente Licuables, una de 1 a los Lacustres debido a la mayor presencia de arcillas, y una de 2 a los de Terrazas y Conos.

En el caso del uso de suelo, se asignó un valor de uno a las zonas con comercio e industria debido a que si bien se pueden tener construcciones a futuro existe la posibilidad de que una parte de éstas sean para parqueaderos. Lo anterior puede ocurrir con mayor probabilidad en zonas de grandes superficies comerciales por lo que se les asignó un valor de 2. Mientras que las zonas de equipamientos deportivos y recreativos reciben la mayor calificación: 3.

La relevancia hidráulica se calificó de acuerdo con el área de la subcuenca de drenaje. Cuando su valor variaba entre 1 y 50 hectáreas se le asignó una calificación de 1, entre 50 y 100Ha de 2, entre 100 a 150Ha de 3, y entre 150 y 200Ha de 4. Adicionalmente, la cercanía a zonas de inundación recibió una calificación de 1 cuando el riesgo es bajo, 2 cuando es medio y 3 cuando es alto. En los casos en los que se asignaban valores de cero es porque no existían tuberías de alcantarillado pluvial en la zona o porque no existía riesgo de inundación, respectivamente.

En la Tabla 4-2 se presenta la matriz de calificación con los diez posibles casos de estudio. El valor total que aparece en la última columna fue calculado de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$C_T = T + 2U + 2H + R$$ **Ecuación 4-1**

Donde

C_T Calificación total.

T Calificación por tipo de suelo.

U Calificación por uso de suelo.

H Calificación por relevancia hidráulica.

R Calificación por cercanía a zona de riesgo.

Los valores del uso suelo y de relevancia hidráulica se multiplican por 2 debido a que se consideran los de mayor importancia para escoger la zona de estudio. Esto se debe a que a mayor relevancia hidráulica, mayor posibilidad de generar beneficios en términos de inundaciones y de calidad de agua. Adicionalmente, es necesario garantizar que el área mantendrá sólo tráfico liviano y no será utilizada para construcción de edificaciones durante un período de tiempo significativo.

Tabla 4-2 Matriz de calificación para los diez casos de estudio.

Casos	Tipo de suelo		Usos del suelo		Relevancia hidráulica		Cercanía	Total
	Característica	Cal.	Característica	Cal.	Característica	Cal.	Cal.	
Fucha 1	Terrazas y conos	2	Residencial con comercios y servicios	1	No hay tubería pluvial	0	0	4
Fucha 2	Terrazas y conos	2	Residencial con comercios y servicios	1	No hay tubería pluvial	0	0	4
Fucha 3	Terrazas y conos	2	Equipamientos deportivos y recreativos	3	Área cuenca: 125,89Ha	3	0	14
Fucha 4	Terrazas y conos	2	Comercio Cualificado	1	Área cuenca: 6,72Ha	1	0	6
Fucha 5	Terrazas y conos	2	Comercio Cualificado	1	Área cuenca: 179,80Ha	4	0	12
Fucha 6	Posible licuación	0	Industrial	1	Área cuenca: 99,65Ha	2	1	7
Fucha 7	Posible licuación	0	Servicios e Industria	1	No hay tubería pluvial	0	2	4
Salitre 1	Lacustre A	1	Equipamientos deportivos y recreativos	3	No hay tubería pluvial	0	3	10
Salitre 2	Lacustre B	1	Grandes superficies comerciales	2	No hay tubería pluvial	0	0	5
Salitre 3	Lacustre A	1	Equipamientos deportivos y recreativos	3	No hay tubería pluvial	0	0	7

Como se puede observar en la Tabla 4-2 la zona de mayor puntaje corresponde a Fucha 3, la cual será utilizada como caso de estudio.

4.2 Modelación Hidráulica

La modelación hidráulica busca simular el comportamiento del sistema de almacenamiento temporal subterráneo en dos situaciones: al utilizar tanques de concreto y módulos plásticos. Esta modelación no sólo se realizó para el área donde se encuentra el tanque, sino para todo el río Fucha para así poder determinar los impactos que a nivel macro éste puede generar. En los siguientes capítulos se describen las características del programa y la metodología utilizada para generar el modelo.

4.2.1 Descripción de EPASWMM

EPASWMM Versión 5.0 es un programa gratuito desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos (Environmental Protection Agency) que permite modelar el comportamiento hidráulico de sistemas de drenaje urbano.

Cada modelo generado está compuesto por dos módulos: el de escorrentía y el de transporte. El primero de éstos opera sobre las cuencas de drenaje definidas por el usuario, de forma que la precipitación que cae sobre éstas es en parte convertida en escorrentía. Posteriormente, el módulo de transporte transita dicha escorrentía a través de un sistema que puede estar compuesto por diversos elementos como tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento o bombas. También transporta el agua residual, la cual corresponde al caudal en tiempo seco, cuyas variaciones a lo largo del día pueden ser simuladas a partir de una curva de factores multiplicadores. Este módulo realiza los cálculos hidráulicos a partir de las ecuaciones de Saint-Venant y permite la simulación en tres condiciones: flujo permanente, onda cinemática y onda dinámica.

El módulo de escorrentía permite determinar la cantidad y calidad de la escorrentía generada en cada cuenca teniendo en cuenta diversos procesos. Estos incluyen: las pérdidas

por infiltración en zonas permeables, por evaporación y por almacenamiento en depresiones, y las ganancias por el derretimiento de nieve. Este último proceso puede ser simulado gracias a que es posible introducir datos relacionados con la meteorología de la cuenca como la temperatura del aire o la velocidad del viento. La infiltración a la zona no saturada puede ser modelada mediante tres métodos: Horton, Green-Ampt o el del Soil Conservation Service (SCS). También se pueden incluir acuíferos, los cuales permiten generar una modelación más completa del movimiento del agua en el suelo.

Este programa no sólo permite la modelación de escorrentía con estos procesos, sino que permite modelar su variabilidad espacial dado que cada zona de estudio puede ser dividida en varias subcuencas, las cuales pueden estar conectadas entre ellas.

Por otra parte, el módulo de transporte también tiene diversas ventajas. El programa no limita el tamaño de las redes modeladas y permite simular regímenes de flujo como sobrecarga, flujo reverso y pondajes. Este último se presenta cuando el caudal transportado excede la capacidad de las tuberías, por lo que en vez de que el agua se pierda en la superficie, ésta es almacenada en los nodos y posteriormente descargada a la respectiva tubería. Adicionalmente, el programa permite utilizar diferentes secciones transversales de tuberías y canales, así como la inclusión de reglas definidas por el usuario para controlar las bombas, la apertura de orificios y los niveles de vertederos.

Para esta investigación la característica más importante es la posibilidad de incluir sistemas de almacenamiento. Estos son introducidos como nodos y su operación está descrita por los siguientes parámetros: una función que relaciona el área superficial con nivel del agua almacenada, los caudales de entrada, la cota de la parte inferior y la máxima profundidad del sistema de almacenamiento, y el nivel inicial.

En la Figura 4-3 se presenta la interfaz gráfica del programa, la cual permite la introducción directa de los elementos utilizados en la modelación, así como el reporte de los datos una vez se ha realizado la simulación. En el primer caso, este proceso también puede ser realizado a través de archivos ‘input’ (*.inp), los cuales pueden ser modificados en Excel. En el último caso, los resultados generales son presentados mediante un esquema de la red a color, y en casos particulares mediante tablas o gráficos que permiten comparar el comportamiento de un objeto a través del tiempo, o el de muchos objetos en un instante de tiempo.

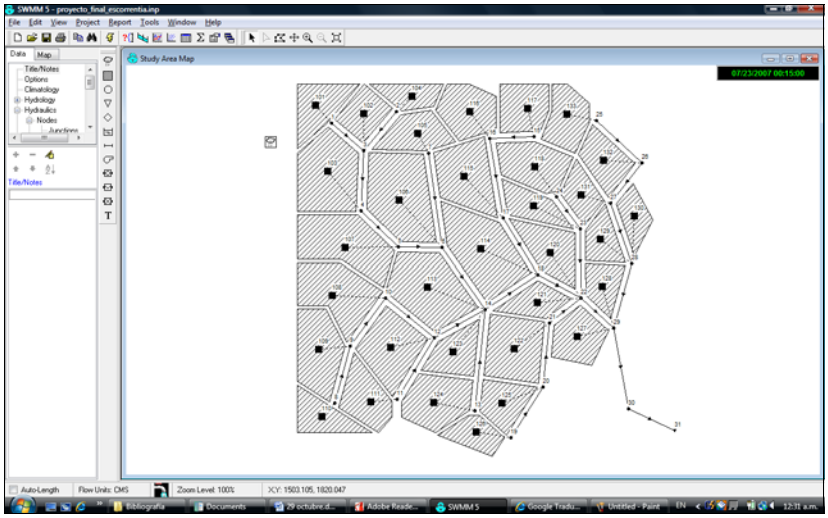


Figura 4-3 Ejemplo de la interfaz gráfica del programa EPASWMM 5.0.

4.2.2 Recolección de información.

La información utilizada en los procesos de definición de caso de estudio y de modelación fue suministrada por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá (EAAB). Los datos entregados estaban compuestos por coberturas en ArcView de las curvas de nivel, el tipo y uso de suelo, y las tuberías de alcantarillado pluvial y sanitario de la ciudad de Bogotá.

En el último caso, la base de datos asociada a las coberturas de las tuberías contenía diversos campos entre los cuales se incluían las dimensiones geométricas y el material de las mismas. La definición de lo que significa cada uno de estos fue posible gracias al documento "Manuales de Procedimiento MP-01: Sistemas de Información Geográfica" suministrado por la EAAB, en donde se hace una descripción de la base de datos.

Esta información fue complementada con los datos recolectados en campo por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá (EAAB) y la Universidad de los Andes durante la tercera fase del proyecto "Instrumentación, monitoreo y estimación de cargas contaminantes afluentes a los ríos Salitre, Fucha, Tunjuelo y la PTAR Salitre". Estos constan de mediciones de caudal y de calidad de agua recolectados en 25 puntos de medición que se encuentran a lo largo del río Fucha.

Las mediciones fueron realizadas como parte de un proceso de seguimiento de masa, lo que quiere decir que quienes estuvieron a cargo del proyecto realizaron un cálculo de los tiempos de viaje a lo largo del río, para cuadrar la toma de muestras en campo de manera que se estuviera midiendo los parámetros correspondientes a una misma masa de agua.

En la Figura 4-4 y la Figura 4-5 se presentan unos esquemas del río con la posición de cada uno de los puntos de medición. Como se puede observar, los puntos de medición están

compuestos por 13 estaciones en el río (círculos azules) y 12 lugares en donde descargan tuberías de alcantarillado combinado (flechas verdes). Es importante mencionar que en el primer caso los puntos cuyo código inicia con RCH corresponden a estaciones de la Red de Calidad Hídrica de la EAAB. Y en el segundo caso que, a pesar de que existen más de 12 descargas al río Fucha, sólo se monitorearon las que corresponden a las que contribuyen con el mayor porcentaje de materia orgánica al río Fucha (CIIA, 2007a).

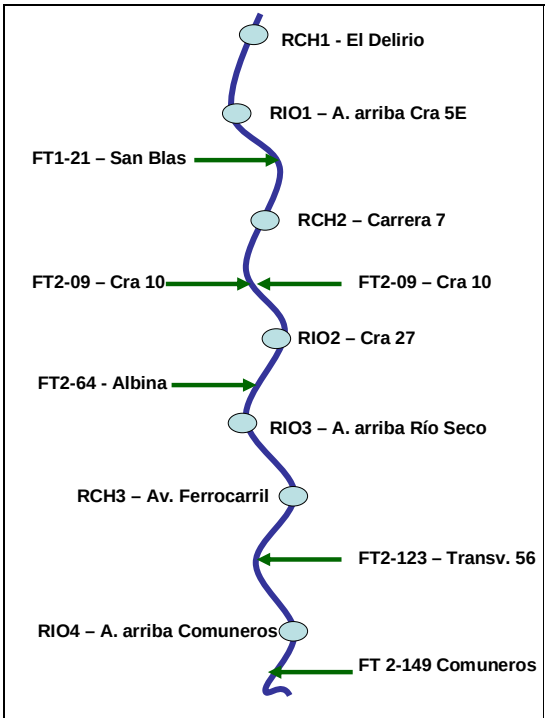


Figura 4-4 Esquema 1 - Río Fucha

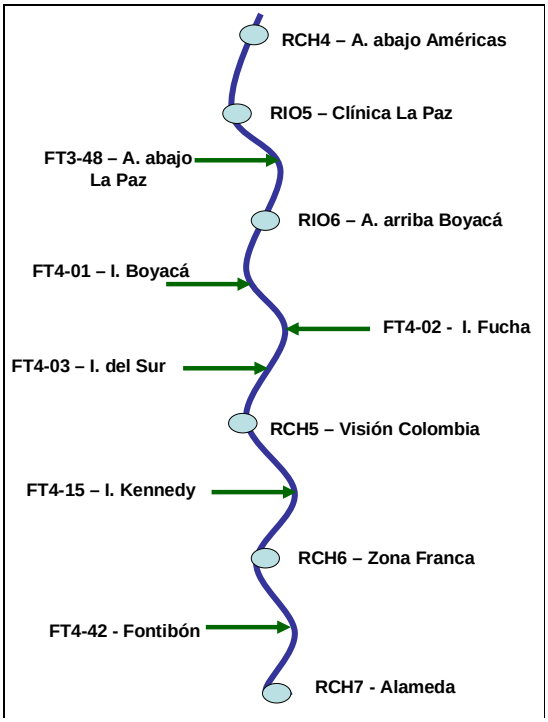


Figura 4-5 Esquema 2 – Río Fucha

4.2.3 Generación del modelo

El modelo del río Fucha fue generado en el programa EPASWMM Versión 5.0, a partir de la información descrita anteriormente. Como se mencionó en el Numeral 4.1.2, con los datos del alcantarillado pluvial, la hidrografía y las curvas de nivel fue posible determinar las subcuencas de drenaje y las principales tuberías que descargan agua lluvia al río. Los nodos que se definieron sobre este último corresponden a los nodos de salida de cada una de estas descargas.

También se crearon unos nodos adicionales en dos casos: para las 12 descargas de agua residual monitoreadas por la EAAB y para los kilómetros iniciales del río, en donde no

existen descargas de aguas lluvias. En este último caso, estos fueron definidos buscando que no existiera una distancia mayor a 500m entre cada nodo.

Después de este proceso, los nodos, las tuberías y las subcuencas definidas fueron introducidas directamente al programa. Las cotas de los nodos se obtuvieron a partir de la información de las curvas de nivel y la de las tuberías del alcantarillado pluvial. Ambos datos fueron utilizados para definir la cota debido a que la pendiente de la tubería no es igual a la que tiene el terreno inicialmente, y porque en algunos casos, la información de las tuberías presentaba inconsistencias que pudieron ser corregidas mediante la de las curvas de nivel.

También se midieron las longitudes de cada una de las tuberías que unen estos elementos. Con este dato y las cotas del nodo inicial y final fue posible obtener la pendiente de cada tubería. Este cálculo fue realizado debido a que se buscaba verificar que todas las pendientes eran mayores a cero, para garantizar el flujo del agua y que no existieran problemas relacionados con contrapendientes.

A partir de la cobertura de alcantarillado pluvial, no sólo se verificó la pendiente de cada tubería, sino la forma (circular, trapezoidal, etc.) y el material. Con este último dato, fue posible determinar los valores del coeficiente de Manning para cada una de éstas de acuerdo a la información del manual del programa. Este último contiene los rangos correspondientes a cada material, por lo que el valor asignado corresponde al promedio de los valores mínimo y máximo del mismo. En la Tabla 4-3 se presentan los materiales encontrados y sus respectivos n de Manning.

Tabla 4-3 Valores asignados a los n de Manning.

Material	n de Manning
Concreto (canal)	0.015
Concreto (tubería)	0.013
Natural	0.04
Arcilla vitrificada	0.012
Ladrillo	0.016

Las características geométricas de cada tubería también se obtuvieron de la cobertura de alcantarillado pluvial, la cual suministraba el diámetro para tuberías circulares, la altura y la base para las rectangulares, y el ancho de la berma e hipotenusa de cada talud, y la altura para las trapezoidales.

En el último caso, no se contaba con los datos correspondientes a la base. Por tal razón, para su asignación se utilizó la información de los aforos y el documento del Plan de Seguimiento de Masa del Río Fucha realizados por la EAAB. El ancho era consultado en este último, y en los casos en que no estaba definido se hacía una aproximación a partir de

las mediciones realizadas en los aforos. Este valor se mantenía para los siguientes tramos, hasta que se alcanzaba un nuevo punto de medición. Esta simplificación fue posible debido a que las tuberías trapezoidales encontradas corresponden únicamente a los canales del río o a descargas que estaban incluidas en los puntos de medición descritos anteriormente.

Las fotos que se encuentran en este documento también sirvieron para determinar el material o la forma de algunas tuberías que descargan agua residual, en los casos en los que estos datos no aparecían en la cobertura de alcantarillado sanitario. Cuando esto ocurría con la información de los diámetros de algunas tuberías, se mantuvo el valor asignado inicialmente por el programa, el cual corresponde a una máxima profundidad de flujo de 1m. Es importante mencionar que para todas las tuberías este parámetro se trabajo como el 100% del diámetro de la tubería, lo cual está definido en el Titulo D del RAS para tuberías de alcantarillado pluvial.

Por otra parte, a partir del plano en Auto CAD también se realizó una medición del área de cada una de las subcuencas generadas (Numeral 4.1.2). La longitud de éstas se definió como la distancia entre el nodo de descarga y el punto más lejano de dicha subcuenca. Por otra parte, para cada una de estas líneas se definió la cota del punto inicial y el punto final. Con estos valores y la longitud, fue posible determinar la pendiente correspondiente a cada subcuenca. El ancho se calculó dividiendo el área y la longitud.

El n de Manning para superficies impermeables y permeables se asignó de acuerdo con la información que se encuentra en el manual del programa (ver la Tabla 4-4), en donde se presentan los valores para diferentes superficies. En el caso del modelo, para las superficies impermeables se escogió un n de Manning de 0.011, el cual corresponde al asfalto liso. En el caso de las permeables se trabajó con un valor de 0.15, que es el del pasto corto.

Tabla 4-4 Valor del n de Manning para distintas superficies (Rossman, 2005).

Superficie	n de Manning
Asfalto liso	0.011
Concreto liso	0.012
Concreto ordinario	0.013
Madera	0.014
Ladrillo	0.014
Arcilla vitrificada	0.015
Hierro	0.015
Metales corrugados	0.024
Cemento	0.024
Natural	0.13

Superficie	n de Manning
Suelos cultivados	
Cubierta residual <20%	0.06
Cubierta residual >20%	0.17
Pastos	
Corto	0.15
Denso	0.24
Alto	0.41
Bosques	
Pocos arbustos	0.40
Arbustos densos	0.80

Los valores de la profundidad de almacenamiento en depresiones también fueron obtenidos de la información que aparece en el manual del programa (ver la Tabla 4-5). Esta contiene los rangos entre los que ésta puede variar para diferentes superficies. Para las áreas impermeables se trabajo con un valor de 0.075 pulgadas, el cual corresponde al promedio de los rangos sugeridos. En las zonas permeables se asignó un valor de 0.15 pulgadas, correspondiente al promedio de los céspedes.

Tabla 4-5 Profundidad de almacenamiento (Rossman, 2005).

Superficie	Profundidad (in)
Impermeable	0.05 - 0.10
Césped	0.10 - 0.20
Pastizales	0.20
Residuos de Bosques	0.30

El método de infiltración escogido fue el del Soil Conservation Service (SCS). Los números de la curva de cada subcuenca fueron definidos de acuerdo con la Tabla 4-6. En ésta sólo se presentan los valores de los suelos tipo D, los cuales se denominan como suelos con un alto potencial de generar escorrentía. La SCS los define como suelos con velocidad de infiltración baja cuando tienen un alto contenido de humedad, compuestos de arcillas con un alto potencial de absorción de agua, de suelos con un nivel freático alto, de suelos con una capa de arcilla en la superficie, o de una capa delgada de material permeables sobre un suelo arcilloso. Esta clasificación concuerda con la descripción de los suelos de zona de estudio, la cual aparece en el Numeral 4.1.

Tabla 4-6 Valor del NC de acuerdo al uso del suelo (Rossman, 2005)

Uso del suelo	CN
Espacios abiertos	
Cubierta de pastos sobre el 75% o más del área	80
Cubierta de pastos sobre el 50 a 75% del área	84
Parqueaderos pavimentados	95
Calles	98
Sector Comercial (85% impermeable)	95
Sector Industrial (72% impermeable)	93

Uso del suelo	CN
Sector Residencial	
Tamaño del lote (% impermeable)	
1/8 acres (65)	92
1/4 acres (38)	87
1/3 acres (30)	86
1/2 acres (25)	85
1 acres (20)	84

En la Tabla 4-6 también se observa el correspondiente porcentaje impermeable. La asignación de este parámetro fue realizada comparando estos valores y la cantidad de zonas construidas en cada subcuenca, la cual fue obtenida a través del programa Google Earth. Si

lo observado concordaba con el porcentaje estimado en la tabla se dejaba este valor; de lo contrario se hacían las correcciones pertinentes.

En los nodos correspondientes a las descargas residuales fue necesario definir un caudal en tiempo seco. Para realizar esto fue necesario introducir un caudal promedio y la curva de factores multiplicadores horarios. En el último caso, se supuso que el comportamiento del agua residual se asemeja al del consumo de agua potable. Por tal razón, se consultaron diferentes proyectos realizados por el CIACUA, en los cuales se calcularon las curvas para diferentes acueductos. En la Tabla 4-7 se presenta el factor de mayoración (el cual corresponde al promedio de los factores multiplicadores) calculados en cada uno de estos proyectos.

Tabla 4-7 Factor de mayoración (CIACUA, 2006).

Ciudad/Municipio	Factor de mayoración
Andalucía	1,76
Bucaramanga	1,29
Bolívar	1,68
La Cumbre	1,79

Como se observa en la Tabla 4-7, el menor valor corresponde al de la ciudad de Bucaramanga. Esto se debe a que a medida que el número de habitantes aumenta, el consumo de agua potable se vuelve más uniforme. De acuerdo a esto, la curva que mayor semejanza debe tener con la de Bogotá corresponde a la de Bucaramanga. Por tal razón, esta fue la que se introdujo como curva unitaria en cada nodo correspondiente a las descargas residuales.

Una vez definida la curva fue posible calcular el caudal promedio de cada descarga. Lo anterior se realizó a partir de la Ecuación 4-2, en la que fue necesario introducir el caudal medido (Q_H) y el factor multiplicador correspondiente a la hora en la que fue realizada dicha medición (FM_H). Estos datos fueron tomados de los aforos realizados en la primera campaña del proyecto de la EAAB.

$$Q_{\text{Promedio}} = \frac{Q_H}{FM_H} \qquad \textbf{Ecuación 4-2}$$

En la Figura 4-6 se presenta el modelo completo generado, mientras que en la Figura 4-7 y la Figura 4-8 se observan ejemplos de una subcuenca de drenaje y de una tubería que descarga agua residual. En el primer caso, la línea discontinua se genera entre la subcuenca y el nodo sobre la cual este drena.

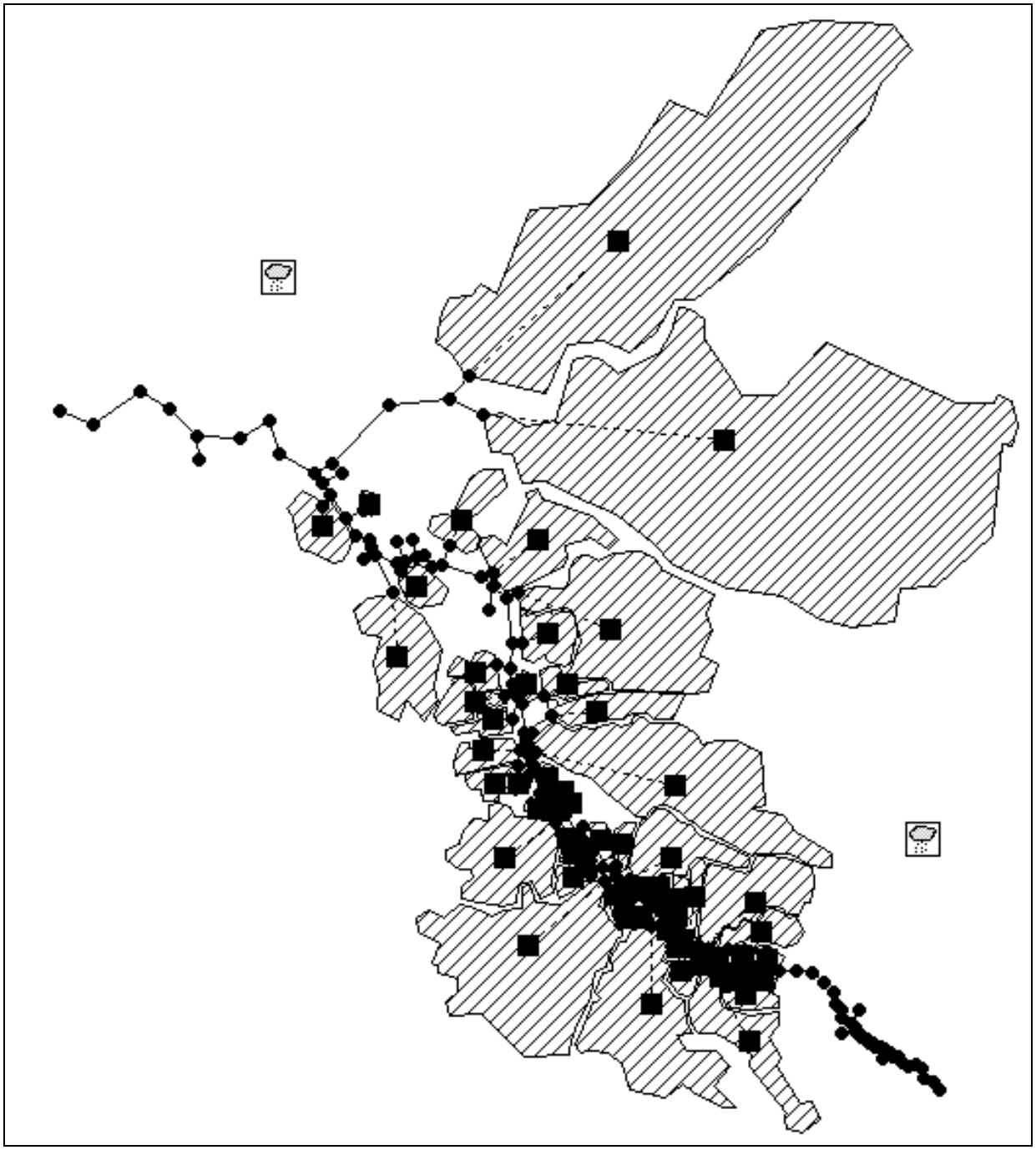


Figura 4-6 Modelo del río Fucha.

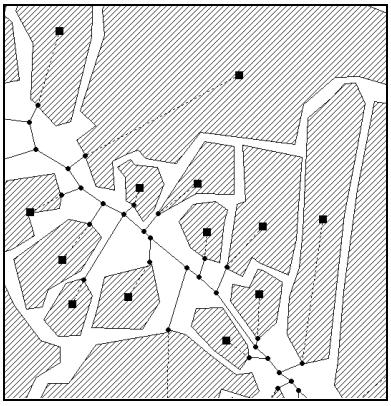


Figura 4-7 Subcuenca de drenaje.

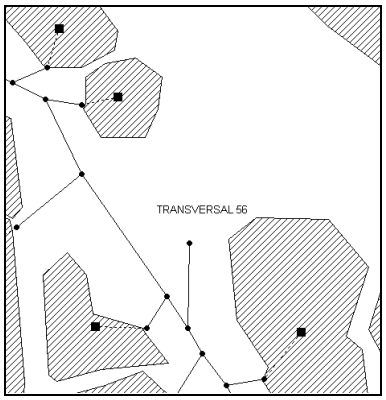


Figura 4-8 Tubería de descarga residual.

Además de la información de nodos, tuberías y subcuencas, fue necesario incluir los datos correspondientes a los eventos de precipitación. Lo anterior se realizó definiendo una serie de tiempo con las curvas de intensidad-duración-frecuencia (IDF) de dos estaciones en el río Fucha y la duración promedio de un evento de lluvia en la ciudad de Bogotá. Ambos datos fueron suministrados por el Departamento de Hidrología de la EAAB.

Dado que se recomienda hacer diseños de los sistemas de almacenamiento temporal teniendo en cuenta diferentes períodos de retornos (Numeral 3.2.5), se generaron tres modelos en EPASWMM. Cada uno de estos corresponde a eventos de precipitación calculados con las curvas IDF de tormentas de 3, 25 y 100 años (ver la Tabla 4-8).

Tabla 4-8 Eventos de precipitación en el río Fucha.

Duración (min.)	Estación El Delirio			Estación Fontibón		
	Intensidad (mm/hr)			Intensidad (mm/hr)		
	3 años	25 años	100 años	3 años	25 años	100 años
0	89.89	139.47	169.40	10.95	17.11	21.19
10	67.81	105.49	128.19	14.01	21.85	27.02
20	54.55	85.17	103.59	16.85	26.25	32.43
30	45.69	71.61	87.17	19.50	30.38	37.50
40	39.34	61.89	75.41	21.99	34.27	42.29
50	34.56	54.57	66.54	24.35	37.97	46.83
60	30.84	48.85	59.62	26.58	41.48	51.15
70	27.85	44.25	54.05	28.71	44.84	55.28
80	25.40	40.48	49.47	30.73	48.05	59.24
90	23.35	37.32	45.64	32.67	51.13	63.03
100	21.62	34.63	42.38	34.52	54.08	66.68
110	20.12	32.32	39.57	36.30	56.93	70.19
120	18.83	30.31	37.13	38.00	59.67	73.57

Duración (min.)	Estación El Delirio			Estación Fontibón		
	Intensidad (mm/hr)			Intensidad (mm/hr)		
	3 años	25 años	100 años	3 años	25 años	100 años
130	17.69	28.54	34.98	39.65	62.31	76.84
140	16.69	26.97	33.08	41.22	64.86	79.99
150	15.79	25.58	31.39	42.75	67.33	83.05

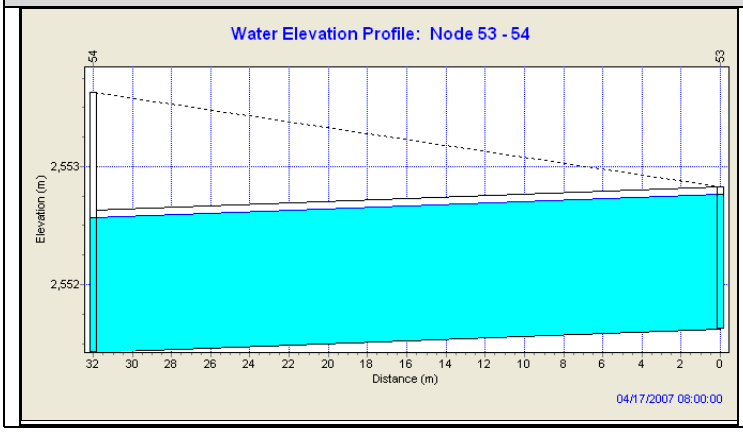
Como se observa en la Tabla 4-8, la duración utilizada es de 2.5horas, valor que corresponde a la duración promedio de un evento en Bogotá (2 a 3 horas). Además, se incluyen los datos de dos estaciones: El Delirio y Fontibón. Los valores correspondientes a la primera de éstas fueron asignados a las subcuencas que drenan antes del km 11 del río. A partir de este punto, se tomaron los valores correspondientes a la estación de Fontibón.

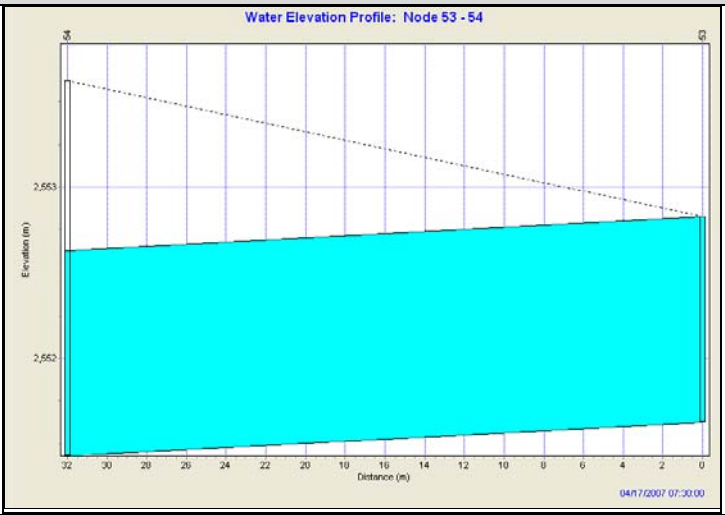
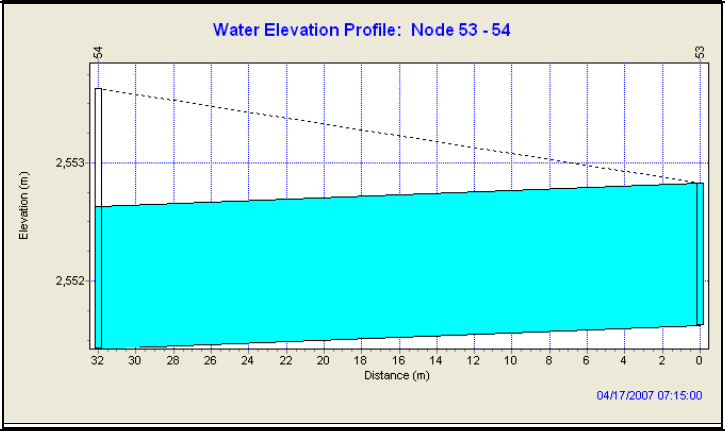
4.2.4 Modelación del sistema de almacenamiento temporal

El programa EPASWMM permite modelar sistemas de almacenamiento temporal. Cada uno de éstos debe ser incluido como un nodo, cuyas características son descritas a través de una función que relaciona al área superficial con la profundidad del agua almacenada.

Para obtener dicha función se realizó un análisis de cómo cambia el caudal a lo largo del tiempo en el conducto 53, el cual corresponde al caso de estudio (Fucha 3). En la Tabla 4-9 se presenta un perfil de la tubería en el momento más crítico para cada uno de los tres modelos. Como se puede observar, para tormentas correspondientes a períodos de 25 y 100 años se hace necesario implementar un sistema de almacenamiento temporal.

Tabla 4-9 Perfiles en momento crítico en cada modelo.

Perfil en EPASWMM	Características
	Período de retorno: 3 años Caudal: 10.34m³/s Tiempo transcurrido desde el inicio del evento de precipitación: 1 hora

Perfil en EPASWMM	Características
	Período de retorno: 25 años Caudal: 11.09 m³/s Tiempo transcurrido desde el inicio del evento de precipitación: 15 minutos Tiempo en el que se mantiene este caudal: 2 horas
	Período de retorno: 100 años Caudal: 11.08 m³/s Tiempo transcurrido desde el inicio del evento de precipitación: 0 minutos Tiempo en el que se mantiene este caudal: 3 horas

Debido a que el evento de 25 años tiene una mayor probabilidad de ocurrencia, se decidió diseñar el sistema de almacenamiento temporal a partir de dicho período de retorno. Como paso inicial, se corrió el modelo sin la presencia del tanque para determinar cómo cambia el caudal a lo largo del tiempo en la tubería 53.

Con estos datos fue posible concluir que el máximo caudal que puede transportar la tubería es de 11.09 m^3/s, valor a partir del cual se pueden presentar inundaciones, ya que esta tubería corresponde a un canal rectangular abierto. Adicionalmente debido a sus características geométricas, así como a las de los módulos de plástico, fue necesario implementar un sistema de almacenamiento temporal paralelo.

La modelación del sistema se realizó siguiendo el esquema que se presenta en la Figura 4-9; en donde los círculos representan nodos, el rectángulo blanco un divisor de flujo, el rectángulo negro al sistema de almacenamiento, y los triángulos un orificio.

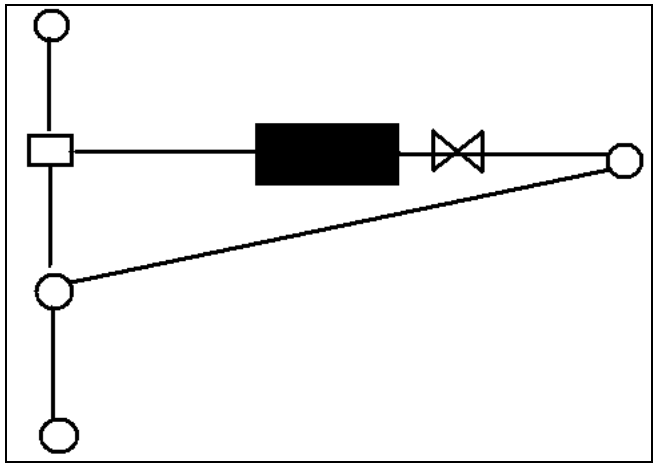


Figura 4-9Esquema del sistema de almacenamiento temporal.

El divisor de caudal fue definido de manera que, al alcanzar un caudal de 10.5 m^3/s, se desviara parte del caudal hacia la tubería conectada al sistema de almacenamiento. Se trabajó con este límite debido a que se buscaba aprovechar al máximo la capacidad del canal, teniendo en cuenta que debía existir un espacio libre dada la posibilidad de formación de sedimentos y de transporte de partículas suspendidas en el agua.

Una vez definido el caudal límite fue posible obtener el hidrograma de entrada del sistema restando los caudales que se presentan sin la presencia del divisor en la tubería, y con la presencia del mismo (ver la Figura 4-10).

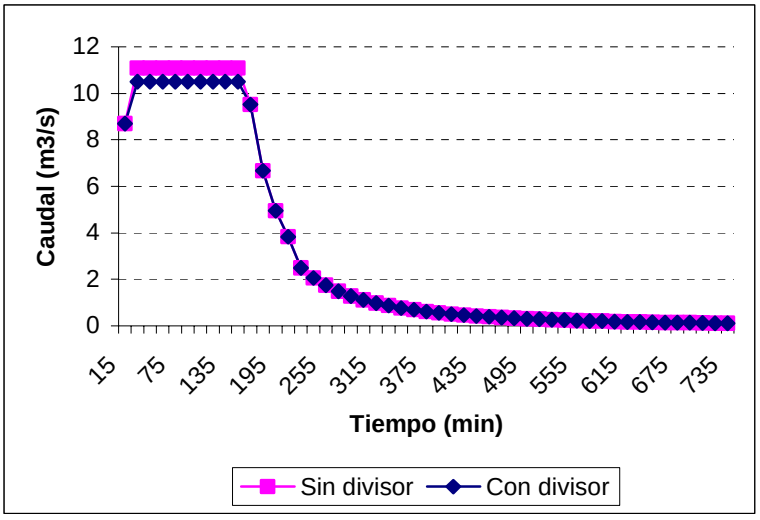


Figura 4-10 Hidrogramas de la tubería principal.

Posteriormente, se calculó el volumen preliminar del sistema utilizando el método del Hidrograma, el cual permite obtener dicho valor a partir de un hidrograma de salida estimado (Numeral 3.2.6.1). En la Figura 4-11 se presenta la gráfica de las dos curvas, a partir de la cual se obtuvo un volumen preliminar de 4171.5 m^3 para el sistema de almacenamiento.

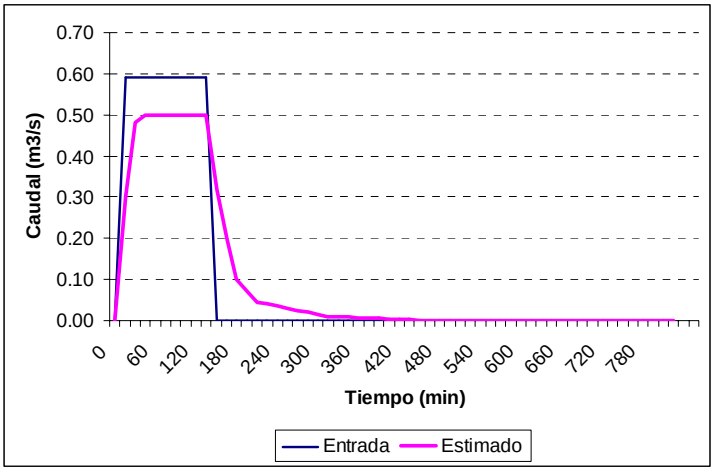


Figura 4-11 Hidrogramas estimados para el sistema de almacenamiento.

Con este valor y las dimensiones de un módulo de WAVIN fue posible determinar que se requerían 21955 módulos para poder almacenar dicho volumen de agua; lo cual tiene en cuenta que la cantidad de agua almacenada corresponde al 95% del volumen total de los módulos plásticos.

Este valor fue redondeado a 22000 módulos, con lo que fue posible definir un sistema rectangular con una base de 80 módulos, una longitud de 55 y una altura de 5. Esto es equivalente a un área superficial de 2200 m^2 y una altura de 2 m, para un volumen total de 4400 m^3; lo cual es un sistema viable en términos de espacio ya que se cuenta con un área libre de aproximadamente 70877 m^2.

Con estas dimensiones fue posible asignar las características de los nodos y las tuberías del modelo que incluye el sistema de almacenamiento (ver la Tabla 4-10). La longitud de la segunda tubería del canal corresponde a la mitad de la distancia de la base del sistema más un metro. La de la tercera es la longitud del canal inicial (32m) menos las longitudes del segundo y primer tramo. Este último tiene una longitud de pocos centímetros para tratar de reducir al máximo los problemas de inundaciones, mientras que las cotas de los nodos están definidas de manera que se mantenga la pendiente inicial del canal en todos los tramos (la cual es 0.0062).

Tabla 4-10 Características de la tubería con almacenamiento.

Tramo	Cota Final	Longitud
Primero	2551.627	0.5
Segundo	2551.496	21
Tercero	2551.43	10.5

Por otra parte, las tuberías que se conectan al sistema de almacenamiento son circulares y tienen un diámetro de 160mm. Este valor corresponde al tamaño del círculo que contienen los módulos plásticos de WAVIN para colocar la tubería porosa. El orificio también fue definido como circular y se le asignó un diámetro de 110 mm.

La diferencia entre el tanque y los módulos plásticos en el modelo está dada por el proceso de infiltración. Dado que para esta investigación no se cuenta con un análisis detallado del tipo de suelo en la zona de estudio, se generaron tres modelos en donde se busca diferenciar el comportamiento de los suelos que se pueden encontrar en los sectores que han sido clasificados como Terrazas y Conos: arcillas, arenas y limos.

Inicialmente se había considerado modelar el proceso de infiltración en el sistema como uno de evaporación. Por tal razón, a la tasa de evaporación del modelo se le asignó el valor del respectivo coeficiente de infiltración. Sin embargo, al correr el modelo se encontró que dicho proceso también afectaba el caudal de entrada del sistema debido a que el agua proviene de canal rectangular abierto. De esta manera, fue necesario describir el proceso de infiltración como un caudal de entrada al nodo, pero con valores negativos.

Para obtener el valor de dicho caudal, fue necesario correr el modelo del tanque para determinar cómo cambiaba el volumen de almacenamiento en condiciones en donde no se tiene infiltración. Posteriormente, para cada valor obtenido se calculó el equivalente del área superficial, y cada una de éstas se multiplicó por el respectivo coeficiente de infiltración.

De este proceso, se obtuvieron dos series: una para el modelo con suelos de arena, y la otra para el de limos. Los coeficientes de infiltración utilizados fueron de 10^{-5} y 10^{-6} m/s, respectivamente. Estos valores se escogieron para modelar condiciones límites debido a que del estudio de la mayoría de tipos de suelo de Bogotá se concluye que los procesos de infiltración se presentan a una tasa pequeña.

Cada una de estas series se presentan en la Tabla 4-11. Como se puede observar, los datos se introdujeron como valores horarios ya que, aunque el modelo permite tener valores cada 15 minutos, se encontró que los cambios no eran significativos para este período de tiempo. Adicionalmente se observa que las series van hasta las 3 am del segundo día, debido a que según el hidrograma de entrada inicial hasta este momento se tiene almacenamiento de agua en el sistema.

Tabla 4-11 Caudal de infiltración.

Hora	Arena	Limos
0	0.0063	0.0006
1	0.0151	0.0015
2	0.0201	0.0020
3	0.0194	0.0019
4	0.0187	0.0019
5	0.0181	0.0018
6	0.0174	0.0017
7	0.0168	0.0017
8	0.0162	0.0016
9	0.0156	0.0016
10	0.0150	0.0015
11	0.0144	0.0014
12	0.0138	0.0014
13	0.0132	0.0013

Hora	Arena	Limos
14	0.0127	0.0013
15	0.0121	0.0012
16	0.0116	0.0012
17	0.0111	0.0011
18	0.0105	0.0011
19	0.0100	0.0010
20	0.0094	0.0009
21	0.0090	0.0009
22	0.0085	0.0008
23	0.0080	0.0008
0	0.0076	0.0008
1	0.0072	0.0007
2	0.0067	0.0007
3	0.0063	0.0006

En la Figura 4-12 se presenta el sector del sistema de almacenamiento temporal una vez todo la información fue montada en EPASWMM.

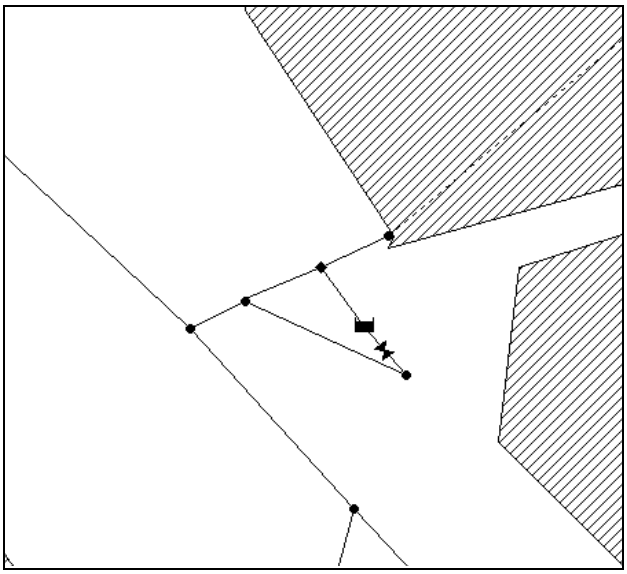


Figura 4-12 Sistema de almacenamiento temporal.

Al correr cada uno de estos modelos con los datos del sistema de almacenamiento, el programa calcula los errores de continuidad (ver la Tabla 4-12). Dado que en todos los modelos se generó un error menor al 10%, se puede decir que los análisis realizados a partir de cada modelo montado son válidos.

Tabla 4-12 Error de continuidad.

Criterio	Tanque	Módulos en arena	Módulos en limos
Escorrentía	0.47%	0.47%	0.47%
Transporte	0.24%	0.25%	0.24%

4.3 Modelación de calidad de agua

La modelación de calidad de agua busca determinar cómo afecta el sistema de almacenamiento temporal subterráneo a la concentración de contaminantes que transporta el agua lluvia. Las simulaciones también fueron realizadas utilizando el programa EPASWMM, y solamente incluyen un análisis en el área donde se ubica el sistema debido a que se buscaba determinar principalmente las diferencias al utilizar tanques en concreto y módulos plásticos. En los siguientes capítulos se describe la metodología utilizada para calcular los cambios en la concentración de contaminantes en cada caso.

4.3.1 Descripción del módulo de calidad de EPASWMM

El programa EPASWMM también permite simular cambios en la calidad del agua a lo largo de un sistema de drenaje urbano. Los contaminantes son generados por la acumulación y posterior lavado de las superficies en cada subcuenca. Por tal razón, el programa requiere que a cada una de éstas se les defina los usos de suelos y sus respectivos porcentajes. Adicionalmente, a cada tipo de suelo se le debe definir las siguientes características:

- Una función que describa la acumulación de contaminantes en términos del tiempo promedio entre eventos de precipitación. Dicha función puede ser de tipo exponencial, potencial o de saturación.
- El lavado de contaminantes durante temporadas lluviosas. Su valor puede ser presentado en términos de carga contaminante o de la concentración media de un evento de precipitación.
- La posibilidad de reducir la acumulación de contaminantes mediante lavados o barridos de calle. Esta opción permite definir el tiempo que pasa entre cada limpieza y el porcentaje en el que puede ser reducido cada contaminante.

El programa también permite relacionar dos contaminantes, de manera que, cuando se genera un contaminante X, también se produce una fracción del contaminante Y.

Por otra parte, la remoción de contaminantes mediante diferentes métodos de tratamiento puede ser incluida en la simulación. La modelación de estos procesos se realiza a partir de

funciones definidas por el usuario, las cuales deben relacionar la concentración o el porcentaje removido con alguno de los siguientes parámetros: caudal, profundidad de flujo, área, tiempo de cálculo o tiempo de residencia hidráulica.

4.3.2 Generación del modelo

A cada modelo generado anteriormente se le adicionaron los siguientes contaminantes: Sólidos Suspendidos Totales (SST), Demanda Biológica de Oxígeno (DBO_5), Demanda Química de Oxígeno (DQO), Nitrógeno Total Kjeldahl (NTK), Nitratos más nitritos (NO_3+NO_2), Fósforo total y Fósforo Soluble. Dichos contaminantes serán modelados debido a su importancia dentro de la problemática de los ríos Fucha y Bogotá.

Dado que el programa requiere la definición de la funciones de acumulación y lavado de contaminantes fue necesario recurrir a diversos estudios para determinar el tipo de función y sus respectivos parámetros.

De este proceso se encontró que la acumulación de contaminantes generalmente se modela mediante una función exponencial. En EPASWMM dicha función requiere la definición de la máxima masa acumulada por área, y de la tasa a la cual dicha acumulación se alcanza. Cada uno de estos valores fue obtenido de estudios realizados en diversas ciudades para varios eventos de lluvia. Los valores del Fósforo Total, Nitrógeno Kjeldahl y de Nitratos + Nitritos se obtuvieron del estudio realizado por Butcher, los de DQO y SS del de Kim et al., y los de DBO de Patel et al. Adicionalmente los valores de las tasas de acumulación se calcularon teniendo en cuenta que generalmente se considera que en zonas residenciales se alcanza el 90% de la máxima acumulación en un período de 20 días, mientras que para zonas de comercio o industria en 12 días.

Por otra parte, la función de lavado se definió mediante la opción de Concentración Media de un Evento. Esta opción se escogió debido a que corresponde a una simplificación de la modelación a través de una función potencial. Dicha simplificación sólo implica la asignación de este parámetro y la de un valor de 1 para el exponente de la función. Los valores de concentración media de un evento también fueron obtenidos de los estudios mencionados anteriormente. En la siguiente tabla se resume cada uno de éstos.

Tabla 4-13 Parámetros de la función de acumulación y lavado de contaminantes.

Contaminante	Uso del suelo	CME	Máxima Acumulación (kg/Ha)	Tasa de acumulación (1/día)
SST	Residencial	160	24.30	0.050
	Comercial	66	14.58	0.083
	Actividad económica	36	14.58	0.083

Contaminante	Uso del suelo	CME	Máxima Acumulación (kg/Ha)	Tasa de acumulación (1/día)
DBO5	Residencial	71	4.72	0.050
	Comercial	29	2.83	0.083
	Actividad económica	16	2.83	0.083
DQO	Residencial	178	11.9	0.050
	Comercial	74	7.14	0.083
	Actividad económica	41	7.14	0.083
NTK	Residencial	0.2	0.05	0.050
	Comercial	3.2	0.48	0.083
	Actividad económica	1.6	0.24	0.083
NO_3+NO_2	Residencial	2.85	0.05	0.050
	Comercial	1.18	0.18	0.083
	Actividad económica	0.65	0.097	0.083
PT	Residencial	0.67	0.168	0.050
	Comercial	0.66	0.100	0.083
	Actividad económica	0.17	0.025	0.083
PS	Residencial	0.42	0.106	0.050
	Comercial	0.42	0.063	0.083
	Actividad económica	0.11	0.016	0.083

Como se observa en la Tabla 4-13 sólo se consideran tres tipos de uso de suelo. Esto se debe a que, en la subcuenca de drenaje correspondiente a Fucha 3, sólo se presentan zonas residenciales y residenciales con comercio o actividad económica. En la Tabla 4-14 se tienen los porcentajes que le fueron asignados a cada tipo de suelo en dicha subcuenca. Estos valores fueron definidos al estudiar la cobertura del tipo de suelo en la zona de estudio.

Tabla 4-14 Porcentaje de cada tipo de suelo.

Uso de Suelo	Porcentaje
Residencial	50
Comercial	25
Actividad económica	25

4.3.2.1 Definición de la función de remoción de contaminantes

Posteriormente, para cada contaminante se generó una función de remoción relacionada con los procesos que se generan en el sistema de almacenamiento. Esta función fue definida solucionando una ecuación diferencial que representa un balance de masa, con el cual se busca determinar la acumulación de masa en términos de las entradas y salidas del sistema.

En modelación ambiental, se han generado distintas funciones de este tipo dependiendo de los procesos físicos, químicos y biológicos que son tenidos en cuenta. Por tal razón, para describir la función de tratamiento fue necesario analizar las ventajas y desventajas de cada uno de estos modelos de calidad de agua.

Uno de éstos corresponde al Modelo de Almacenamiento Temporal (TS). En un principio se consideró como una opción viable debido a que no sólo incluía los procesos de advección y dispersión, sino la presencia de una zona en donde se generaba un almacenamiento temporal. En el caso del tanque, dicha zona puede corresponder a la que se encuentra por encima del elemento del control de flujo; por lo que el movimiento en este sector es mínimo. Sin embargo, la ecuación diferencial resultante no se escogió para modelar el tratamiento porque presupone que no se presenta ningún proceso en la zona de almacenamiento, involucra cuatro parámetros desconocidos y no tiene una solución numérica.

Otro de los modelos estudiados corresponde al de los reactores bien mezclados (CSTR) o el de celdas en serie (CIS). Mediante el primero el tanque podría ser modelado como un solo reactor, mientras que en el segundo el tanque se modelaría como una serie de reactores conectados. A pesar de la simplicidad de sus ecuaciones, este modelo no se tuvo en cuenta debido a que presupone que en el tanque se tiene una mezcla completa y a que no tiene en cuenta un proceso básico de transformación de contaminantes: la advección.

Por último, se consideró hacer un análisis semejante al que se realiza en lagos o embalses. Sin embargo, la ecuación presupone no sólo mezcla completa, sino que el volumen es constante. Esta última suposición es especialmente contradictoria en un sistema de almacenamiento temporal. Adicionalmente, la solución de la ecuación diferencial está compuesta por la sumatoria de una general y una particular. Esta última es especialmente difícil de definir debido a que no existe certeza sobre qué tipo de función describe la carga de entrada en el tiempo y los respectivos valores de sus constantes.

Por esta razones, se decidió trabajar con una solución particular del modelo ADE, la cual corresponde al caso de Flujo Pistón. Este concepto coincide con lo que se espera del movimiento del agua y las partículas, especialmente en el caso de los módulos de plástico en donde el agua atraviesa el tanque a través de una tubería porosa que conecta la entrada y salida del sistema.

Este modelo también se escogió porque la ecuación permite tener en cuenta el proceso de advección y una reacción de primer orden que puede estar asociada con diversos procesos como la sedimentación o el decaimiento de la sustancia. Adicionalmente, la ecuación no tiene en cuenta los procesos difusivos, lo cual tiene sentido ya que se espera que en el tanque el comportamiento del agua tienda a ser más laminar que turbulento, y que no se presenten cambios significativos de temperatura. En el primer caso, se descarta la difusión turbulenta; y en el segundo, se descarta la difusión molecular.

Para este modelo la ecuación diferencial que resulta del análisis de las entradas y salidas del sistema es:

$$0 = -U\frac{dc}{dx} - kc$$ **Ecuación 4-3**

Donde

U Velocidad de flujo.

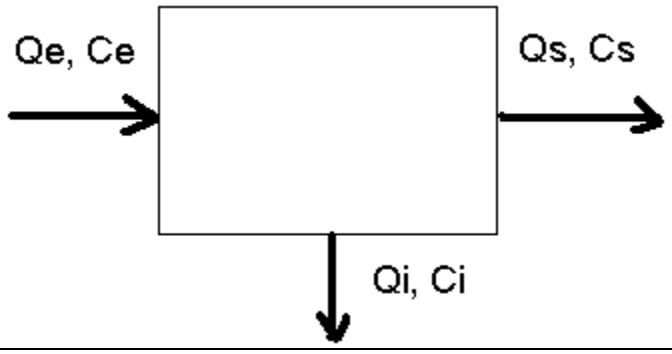
c Concentración del contaminante.

k Tasa de remoción total.

Su solución se presenta en la Ecuación 4-4, en donde la constante C_0 corresponde a la condición de frontera, es decir la máxima concentración de contaminante que puede presentarse. Su valor puede ser aproximado haciendo un balance de masa puntual, en el cual se supone mezcla completa e instantánea de la descarga (ver la Tabla 4-15).

$$C = C_O e^{\frac{-kx}{U}}$$ **Ecuación 4-4**

Tabla 4-15 Balance de masa puntual.

Esquema	Balance de masa
	Módulos plásticos: $Q_E C_E = Q_S C_S + Q_I C_I$ $\Rightarrow C_S = \frac{Q_E C_E - Q_I C_I}{Q_S}$

Esquema	Balance de masa
	Tanque en concreto: $Q_E C_E = Q_S C_S$ $\Rightarrow C_S = \frac{Q_E C_E}{Q_S}$

4.3.2.2 Cálculo de los parámetros de la función

Para calcular la condición límite (C_O) de cada modelo se supuso que la concentración de infiltración era igual a la de salida, y que el valor del caudal de salida corresponde al promedio de los caudales obtenidos en el hidrograma de salida. En el último caso, se realizó un cálculo manual del mismo debido a que EPASWMM no presenta el caudal de salida del sistema de almacenamiento como dato final y los caudales obtenidos en la tubería de salida también son función de características de la misma como la rugosidad y la pendiente.

El hidrograma de salida se generó teniendo en cuenta que el sistema de almacenamiento tiene un área de 2200m^2 y una altura de 2m, y que el diámetro del orificio es 110mm. Inicialmente, se calculó el caudal de salida y el almacenamiento a partir de diferentes alturas de almacenamiento. En la Tabla 4-16 se presentan los resultados de los cálculos realizados.

Tabla 4-16 Caudal de salida en función de la altura.

H (m)	O (m3/s)	S (m3)	S/Δt + O/2
0	0.000	0.00	0.000
0.1	0.008	220	0.249
0.2	0.012	440	0.495
0.3	0.015	660	0.741
0.4	0.017	880	0.986
0.5	0.019	1100	1.232
0.6	0.021	1320	1.477
0.7	0.022	1540	1.722
0.8	0.024	1760	1.967
0.9	0.025	1980	2.213
1	0.027	2200	2.458
1.1	0.028	2420	2.703
1.2	0.029	2640	2.948
1.3	0.030	2860	3.193
1.4	0.031	3080	3.438

H (m)	O (m3/s)	S (m3)	S/Δt + O/2
1.5	0.032	3300	3.683
1.6	0.034	3520	3.928
1.7	0.035	3740	4.173
1.8	0.036	3960	4.418
1.9	0.037	4180	4.663
2	0.038	4400	4.908

En la primera columna se determinó el caudal de salida para diversas alturas utilizando la ecuación de un orificio. En la segunda se multiplicó la altura por el área del sistema de almacenamiento. Mientras que en la tercera columna, el Δt utilizado es de 15 minutos. La gráfica del caudal de salida en términos del cambio del almacenamiento (valor de la última columna) se presenta en la Figura 4-13. La ecuación que mejor se ajusta a estos parámetros (R^2 de 0.9993) corresponde a un polinomio de grado 6 y se muestra a continuación.

$$O = -6\times10^{-5}\left(\frac{S}{\Delta t}+\frac{O}{2}\right)^6 + 0.001\left(\frac{S}{\Delta t}+\frac{O}{2}\right)^5 - 0.0063\left(\frac{S}{\Delta t}+\frac{O}{2}\right)^4$$
$$+ 0.0203\left(\frac{S}{\Delta t}+\frac{O}{2}\right)^3 - 0.0347\left(\frac{S}{\Delta t}+\frac{O}{2}\right)^2 + 0.0365\left(\frac{S}{\Delta t}+\frac{O}{2}\right) - 0.0003$$

Ecuación 4-5

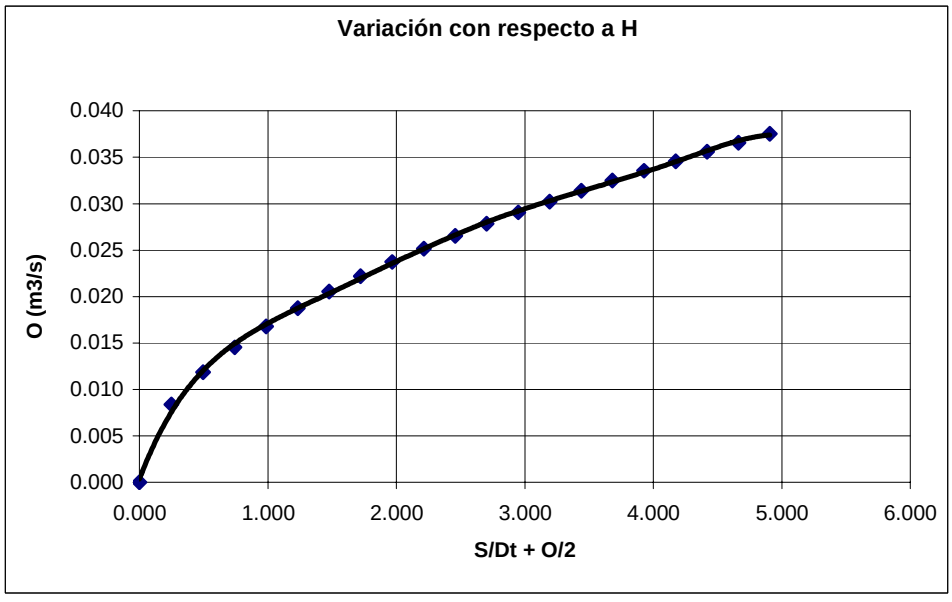


Figura 4-13 Variación del caudal en función de la altura.

En la Tabla 4-17 se presenta parte del hidrograma de salida generado a partir de la ecuación de continuidad. En la primera columna se presenta el hidrograma de entrada del sistema, el cual fue obtenido al correr el modelo. La cuarta columna corresponde a la mitad de la suma de los caudales de entrada en tiempos sucesivos. La tercera columna se calculó a partir de la Ecuación 4-6. Mientras que el caudal de salida se obtuvo a partir del polinomio definido anteriormente.

$$\frac{S_2}{\Delta t} + \frac{O_2}{2} = \left[\frac{S_1}{\Delta t} + \frac{O_1}{2}\right] - O_1 + \frac{I_1 + I_2}{2} \qquad \textbf{Ecuación 4-6}$$

Tabla 4-17 Hidrograma de salida.

Tiempo (min)	I (m3/s)	O (m3/s)	S/Δt + O/2	0.5(I_1 + I_2)
0	0.00	0.0000	0.000	
15	0.52	0.0078	0.260	0.260
30	0.52	0.0152	0.772	0.520
45	0.52	0.0190	1.277	0.520
60	0.52	0.0225	1.778	0.520
75	0.52	0.0266	2.276	0.520
90	0.52	0.0317	2.769	0.520
105	0.52	0.0384	3.257	0.520
120	0.52	0.0483	3.739	0.520
135	0.52	0.0631	4.211	0.520
150	0.00	0.0712	4.407	0.260
165	0.00	0.0681	4.336	0.000
180	0.00	0.0653	4.268	0.000
195	0.00	0.0628	4.203	0.000
210	0.00	0.0605	4.140	0.000
225	0.00	0.0584	4.080	0.000
240	0.00	0.0564	4.021	0.000
255	0.00	0.0546	3.965	0.000
270	0.00	0.0530	3.910	0.000
285	0.00	0.0515	3.857	0.000
300	0.00	0.0500	3.806	0.000
315	0.00	0.0487	3.756	0.000

De esta manera, al promediar todos los caudales de salida se obtuvo un valor de 0.0393 m^3/s, el cual fue utilizado para calcular la condición límite en cada balance de masa.

Las concentraciones de entrada utilizadas en los cálculos corresponden a las concentraciones promedio del agua lluvia que se presentaron en la Tabla 2-2. Dado que ésta no contiene los valores del Fósforo Soluble, éstos fueron calculados tomando un porcentaje de la concentración del Fósforo Total. Su valor fue 62.9%, el cual fue obtenido al analizar las mediciones realizadas durante las jornadas de seguimiento de masa de cada uno de estos parámetros.

Lo anterior quiere decir que se tomaron los datos de estos cuatro parámetros a lo largo del río y se determino qué porcentaje representaba en promedio el Fósforo Soluble. En el análisis no se tuvieron en cuenta las mediciones de las descargas debido a que éstas corresponden a vertimientos de agua residual, la cual tiene características muy diferentes a las de las aguas lluvias recolectadas. Aunque este también es el caso del agua del río, existe un proceso de dilución a lo largo del mismo que permite suponer que existe una mayor semejanza con la calidad del agua lluvia.

El porcentaje obtenido fue verificado haciendo el mismo análisis para los datos medidos en la segunda campaña de seguimiento de masa del río Fucha, y con los la primera y la segunda campaña del río Salitre.

En las siguientes tablas se presentan las concentraciones finales calculadas para cada modelo.

Tabla 4-18 Concentración máxima para tanques y módulos en arcilla.

Contaminante	Concentración entrada (mg/L)	Caudal entrada (m^3/s)	Caudal salida (m^3/s)	Concentración de salida (mg/L)
SST	261	0.52	0.0393	**3453.4**
DBO_5	24	0.52	0.0393	**317.6**
DQO	147	0.52	0.0393	**1945.0**
NTK	2.99	0.52	0.0393	**39.6**
NO_3+NO_2	1.14	0.52	0.0393	**15.1**
Fósforo Total	0.79	0.52	0.0393	**10.5**
Fósforo Soluble	0.50	0.52	0.0393	**6.6**

Tabla 4-19 Concentración máxima para módulos en arena.

Contaminante	Concentración entrada (mg/L)	Caudal entrada (m^3/s)	Caudal salida (m^3/s)	Caudal infiltración (m^3/s)	Concentración de salida (mg/L)
SST	261	0.52	0.0393	0.008	**2869.34**
DBO_5	24	0.52	0.0393	0.008	**263.85**
DQO	147	0.52	0.0393	0.008	**1616.07**

Contaminante	Concentración entrada (mg/L)	Caudal entrada (m^3/s)	Caudal salida (m^3/s)	Caudal infiltración (m^3/s)	Concentración de salida (mg/L)
NTK	2.99	0.52	0.0393	0.008	**32.87**
NO_3+NO_2	1.14	0.52	0.0393	0.008	**12.53**
Fósforo Total	0.79	0.52	0.0393	0.008	**8.68**
Fósforo Soluble	0.50	0.52	0.0393	0.008	**5.46**

Tabla 4-20 Concentración máxima para módulos en limos.

Contaminante	Concentración entrada (mg/L)	Caudal entrada (m^3/s)	Caudal salida (m^3/s)	Caudal infiltración (m^3/s)	Concentración de salida (mg/L)
SST	261	0.52	0.0393	0.0008	**3384.54**
DBO_5	24	0.52	0.0393	0.0008	**311.22**
DQO	147	0.52	0.0393	0.0008	**1906.23**
NTK	2.99	0.52	0.0393	0.0008	**38.77**
NO_3+NO_2	1.14	0.52	0.0393	0.0008	**14.78**
Fósforo Total	0.79	0.52	0.0393	0.0008	**10.24**
Fósforo Soluble	0.50	0.52	0.0393	0.0008	**6.44**

Por otra parte, también fue necesario realizar el cálculo correspondiente a la tasa de remoción total de cada contaminante. Su valor corresponde a la sumatoria de constantes relacionadas a diversos procesos. En este caso, las que se tendrán en cuenta corresponden a la tasa de descomposición y de sedimentación de las partículas. En la Tabla 4-21 se presentan las ecuaciones utilizadas para la definición de cada uno de estos parámetros.

Tabla 4-21 Constantes de reacciones de primer orden.

Variable	Ecuación	Componentes
Tasa de remoción total	$K = K_D + K_S + K_I$	Donde K_D: Tasa de descomposición. K_S: Tasa de sedimentación. K_I: Tasa de infiltración.
Tasa de sedimentación	$K_S = \frac{v}{H}$	Donde v: Velocidad de sedimentación H: Profundidad del tanque

Variable	Ecuación	Componentes
Velocidad de sedimentación	$v = \frac{g(\rho_P - \rho_W)d_p^2}{18\mu}$	Donde g: Gravedad ρ_p: Densidad de la partícula ρ_w: Densidad del agua d_p: Diámetro de la partícula μ: Viscosidad absoluta del agua.

Como se observa en la Tabla 4-21, en el cálculo de la tasa de remoción total se incluye una tasa de infiltración. Esto se debe a que dicho proceso contribuye a la remoción de contaminantes y adicionalmente, porque se supuso que tiene un comportamiento que se asemeja a una función exponencial. Dicha suposición se realizó dado que a medida que transcurre la vida útil de un sistema que infiltra el agua al subsuelo, se genera una disminución de ese proceso por la sedimentación de diversas partículas en el lecho del tanque.

Adicionalmente se observa que para calcular la velocidad de sedimentación se utiliza la ecuación de Stokes, la cual es aplicable a flujo laminar y a partículas cuya forma corresponde a una esfera perfecta. Aunque estas condiciones no necesariamente se presentan en la realidad, corresponden a una simplificación necesaria para llevar a cabo los cálculos de calidad. En este caso, se trabajaron dos valores de velocidad: uno correspondiente a arenas y el otro a sólidos suspendidos. Los cálculos se realizaron a partir de los diámetros y densidades definidos en la Tabla 2-1, y una densidad del agua de 999.2 kg/m^3 y viscosidad absoluta de $1.18x10^{-3}$ Ns/m^2. Estos últimos valores corresponden a agua que se encuentra a 14°C (White, 2003).

Por otra parte, en una reacción de primer orden cuya tasa de remoción es menor a 0.5, dicha constante puede ser interpretaba como la fracción de contaminante que se pierde por unidad de tiempo (Chapra, 1997). Por tal razón, la tasa de infiltración se definió como el equivalente a la fracción que se pierde por este proceso. Para determinar este valor se utilizo la siguiente ecuación:

$$FE = \frac{Q_I}{Q_E}$$ **Ecuación 4-7**

Donde

FE Fracción que se pierde por infiltración.

Q_I Caudal de infiltración.

Q_E Caudal de entrada.

En este caso lo que se utilizó como caudal corresponde al promedio del caudal que entra al sistema, y el de los caudales de infiltración calculados anteriormente. En la Tabla 4-22 se presentan estos valores, así como los de la fracción, para cada modelo.

Tabla 4-22 Fracción que se pierde por infiltración.

Tipo de suelo	Caudal de entrada (m^3/s)	Caudal de salida (m^3/s)	Fracción
Arena	0.52	0.008	0.015
Limos	0.52	0.0008	0.002

Adicionalmente, los valores de las tasas de descomposición se tomaron de un estudio sobre la descomposición de diferentes tipos de materia orgánica realizado en un pantano, que se encuentra a una temperatura promedio similar a la de la ciudad de Bogotá. En este caso, el valor corresponde al promedio de cada una de las tasas calculadas en este estudio para diferentes tipos de materia orgánica (Day, 1982).

En las siguientes tablas se presentan los valores de cada una de las tasas calculadas para cada contaminante y cada modelo.

Tabla 4-23 Tasa de remoción para tanque y módulos en arcilla.

Contaminante	Tasa de sedimentación (1/día)	Tasa de decaimiento (1/día)	Tasa de remoción total (1/día)
SST	$8.32x10^{-8}$	$5.09x10^{-5}$	$5.1x10^{-5}$
DBO_5	0.0148	$5.09x10^{-5}$	0.0148
DQO	0.0148	$5.09x10^{-5}$	0.0148
NTK	$8.32x10^{-8}$	$5.09x10^{-5}$	$5.1x10^{-5}$
NO_3+NO_2	0.0148	$5.09x10^{-5}$	0.0148
Fósforo Total	0.0148	$5.09x10^{-5}$	0.0148
Fósforo Soluble	$8.32x10^{-8}$	$5.09x10^{-5}$	$5.1x10^{-5}$

Tabla 4-24 Tasa de remoción total para módulos en arena.

Contaminante	Tasa de sedimentación (1/día)	Tasa de decaimiento (1/día)	Tasa de infiltración (1/día)	Tasa de remoción total (1/día)
SST	$8.32x10^{-8}$	$5.09x10^{-5}$	0.015	0.0151
DBO_5	0.0148	$5.09x10^{-5}$	0.015	0.0298
DQO	0.0148	$5.09x10^{-5}$	0.015	0.0298
NTK	$8.32x10^{-8}$	$5.09x10^{-5}$	0.015	0.0151

Contaminante	Tasa de sedimentación (1/día)	Tasa de decaimiento (1/día)	Tasa de infiltración (1/día)	Tasa de remoción total (1/día)
NO_3+NO_2	0.0148	$5.09x10^{-5}$	0.015	0.0298
Fósforo Total	0.0148	$5.09x10^{-5}$	0.015	0.0298
Fósforo Soluble	$8.32x10^{-8}$	$5.09x10^{-5}$	0.015	0.0151

Tabla 4-25 Tasa de remoción total para módulos en limos.

Contaminante	Tasa de sedimentación (1/día)	Tasa de decaimiento (1/día)	Tasa de infiltración (1/día)	Tasa de remoción total (1/día)
SST	$8.32x10^{-8}$	$5.09x10^{-5}$	0.002	0.0021
DBO_5	0.0148	$5.09x10^{-5}$	0.002	0.0168
DQO	0.0148	$5.09x10^{-5}$	0.002	0.0168
NTK	$8.32x10^{-8}$	$5.09x10^{-5}$	0.002	0.0021
NO_3+NO_2	0.0148	$5.09x10^{-5}$	0.002	0.0168
Fósforo Total	0.0148	$5.09x10^{-5}$	0.002	0.0168
Fósforo Soluble	$8.32x10^{-8}$	$5.09x10^{-5}$	0.002	0.0021

De esta manera, el principal criterio de comparación entre los dos sistemas con respecto a la calidad será la infiltración. Este proceso genera una diferencia en términos de la constante definida por el balance de masa puntual, y en el valor de la constante de reacción de primer orden.

Al correr cada uno de estos modelos con los datos de calidad el programa calcula los errores de continuidad. En el caso del tanque y los módulos en limos se obtuvo un error del 2.02%, mientras que para la arena se obtuvo un error del 2.81%. Dado que estos valores son menores al 10%, se puede decir que los análisis realizados a partir de cada modelo montado son válidos.

5 RESULTADOS

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos al correr los modelos generados para los distintos períodos de retorno y sistemas de almacenamiento temporal utilizados. Los análisis no incluyen el modelo generado para un período de retorno de 3 años debido a que en este caso no se presentan inundaciones en el canal, por lo que incluir un sistema de almacenamiento temporal no es necesario.

5.1 Modelación Hidráulica

Inicialmente se corrieron los modelos sin los sistemas de almacenamiento temporal y para cada caso se analizaron tres sectores: el canal correspondiente a Fucha 3, el río aguas abajo de la descarga de dicho canal, y los últimos tramos del río. Esta última zona era de gran importancia dentro del análisis debido a que corresponde a un área en donde existe un alto riesgo de inundación.

Para la zona correspondiente a Fucha 3 (tubería 53) se encontró que se presentaban inundaciones en los modelos correspondientes a períodos de retorno de 25 y 100 años (ver la Tabla 4-9). Mientras que en los otros dos sectores no se presentaron inundaciones en los diferentes modelos. Dicho comportamiento se puede observar en las siguientes figuras, las cuales corresponden a perfiles de flujo obtenidos del modelo de 100 años en el momento en el que se presenta el mayor caudal.

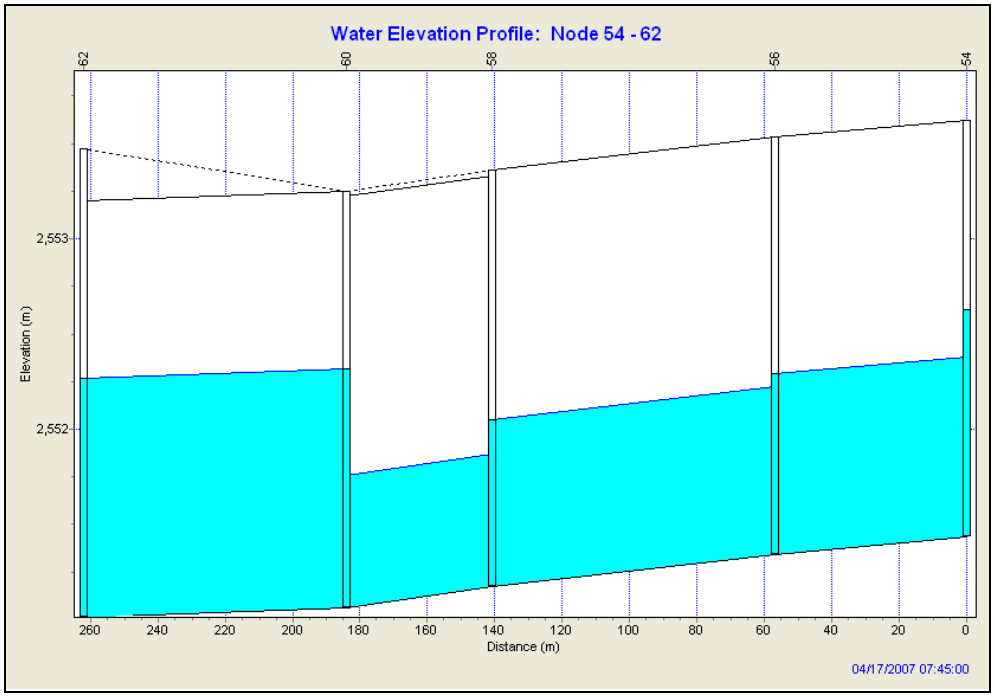


Figura 5-1 Perfil de flujo para sector aguas abajo de descarga.

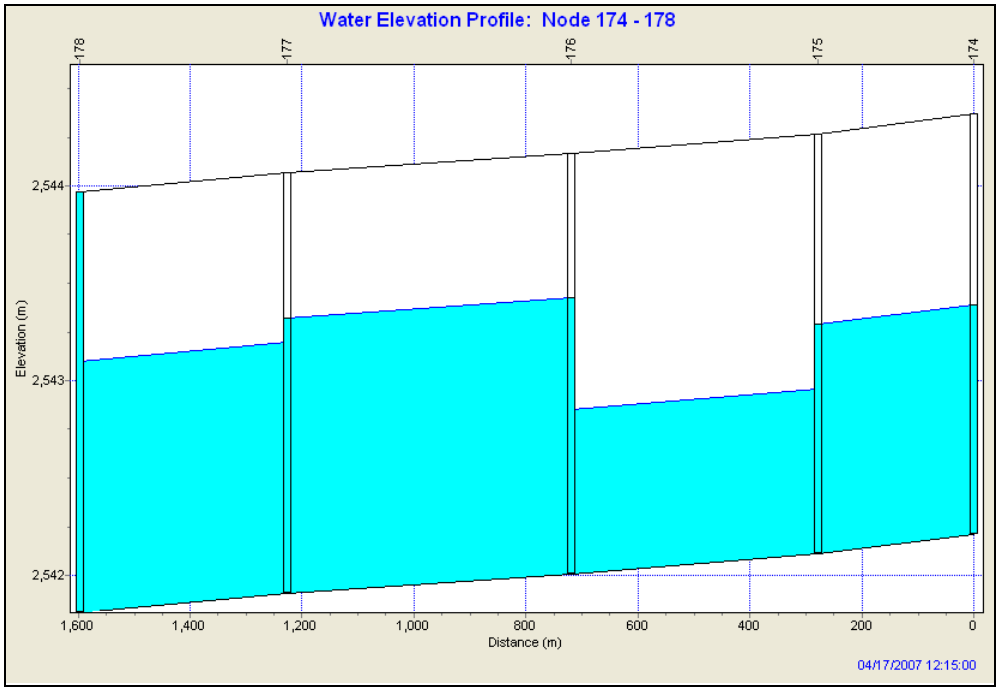


Figura 5-2 Perfil de flujo para últimos tramos del río.

Estos resultados pueden estar relacionados a que el programa no permite la modelación de eventos seguidos de lluvia, como sucede en temporadas de invierno, que corresponden a épocas en donde se han presentado inundaciones del río Fucha. Adicionalmente, la modelación no tiene en cuenta la reducción de la capacidad hidráulica en los canales, la cual se produce como resultado de la formación de sedimentos y por los contaminantes que el río transporta. Dichos procesos son de gran importancia en la ciudad de Bogotá en donde, adicional al agua residual, mucha basura es arrojada al río.

5.1.1 Modelación con el sistema de almacenamiento temporal

Debido a que en el canal correspondiente a Fucha 3 se presentan inundaciones, en los análisis se incluyeron unos nuevos modelos que buscaban simular el comportamiento hidráulico con diferentes sistemas de almacenamiento temporal subterráneo.

Inicialmente, los modelos se corrieron con las dimensiones del sistema de almacenamiento temporal descritas en el Numeral 4.2.4. Sin embargo, se encontró que en ningún caso se utilizaba la totalidad del volumen de almacenamiento. En la Tabla 5-1 se presenta el máximo volumen de almacenamiento utilizado.

Tabla 5-1 Máximo volumen utilizado.

Sistema	Periodo de retorno	Maximo volumen (m3)
Tanque	25	4013.36
	100	4171.4
Arena	25	3905.33
	100	4018.7
Limos	25	4033.37
	100	4146.87

Como se puede observar, en ningún caso se alcanza la totalidad del volumen del sistema (4400 m^3). El menor volumen corresponde al modelo correspondiente a los módulos en arena, lo cual está relacionado a que en estas condiciones se presentan las mayores pérdidas por infiltración.

Debido a lo anterior se decidió disminuir el volumen de almacenamiento para reducir los costos del proyecto. Esto se hizo restándole al volumen disponible el máximo volumen utilizado en cada caso. Dicho valor daba una idea inicial de la cantidad de módulos que podían retirados.

Se corrió nuevamente el modelo con los nuevos valores de área que habían sido definidos. En el caso del tanque y de los módulos en limos se encontró que no se podía reducir el volumen del sistema debido a que con cualquier disminución el máximo volumen sobrepasaba la capacidad de almacenamiento.

Esto no sucedió en el caso de los módulos en arena, en donde se probaron diferentes cambios hasta que se encontró aquel que permitía almacenar la máxima cantidad de agua que entra al sistema. En la Tabla 5-2 se presentan las nuevas dimensiones del sistema en estos casos. Estos cambios corresponden a un área de 2120 m^2 y un volumen de 4240 m^3. En este caso la disminución coincide con el esquema en donde se presentan mayores pérdidas por infiltración.

Tabla 5-2 Características del sistema de módulos en arena.

Sistema	Características	No. Módulos
Arena	Ancho	80
	Longitud	53
	Altura	2

Con las nuevas dimensiones del sistema introducidas en cada modelo fue posible realizar el análisis del comportamiento hidráulico. Con éste se buscaba determinar si en cada caso el sistema de almacenamiento diseñado permitía disminuir los problemas de inundación, sin

generar problemas aguas abajo. Adicionalmente, se verificó que no presentaran problemas relacionados con resaltos hidráulicos o violación de criterios de diseños.

De estos últimos se verificó que las nuevas tuberías cumplieran con un esfuerzo cortante medio requerido para garantizar procesos de autolimpieza, así como una velocidad máxima para evitar problemas de abrasión. Los valores utilizados para dicha verificación se definieron de acuerdo con los requerimientos del RAS. En el caso de velocidad se deben tener valores menores a 5m/s en el caso de concreto o a 10 m/s para el PVC. Mientras que para el esfuerzo cortante medio el valor debe ser mayor o igual a 1.5 N/m^2 para el 10% de la capacidad de la tubería. En los siguientes numerales se presentan los resultados obtenidos para cada modelo.

5.1.1.1 Modelación con un tanque en concreto

Con el modelo del tanque en concreto (el cual es equivalente a los módulos plásticos en arcilla) se encontró que la inclusión de dicho sistema permite evitar los problemas de inundación a lo largo del canal para el evento correspondiente a un período de retorno de 25 años. En la Figura 5-3 se presenta el perfil de flujo del canal aguas abajo del divisor que desvía una parte del caudal hacia el tanque, en el momento en el que se presenta el mayor caudal.

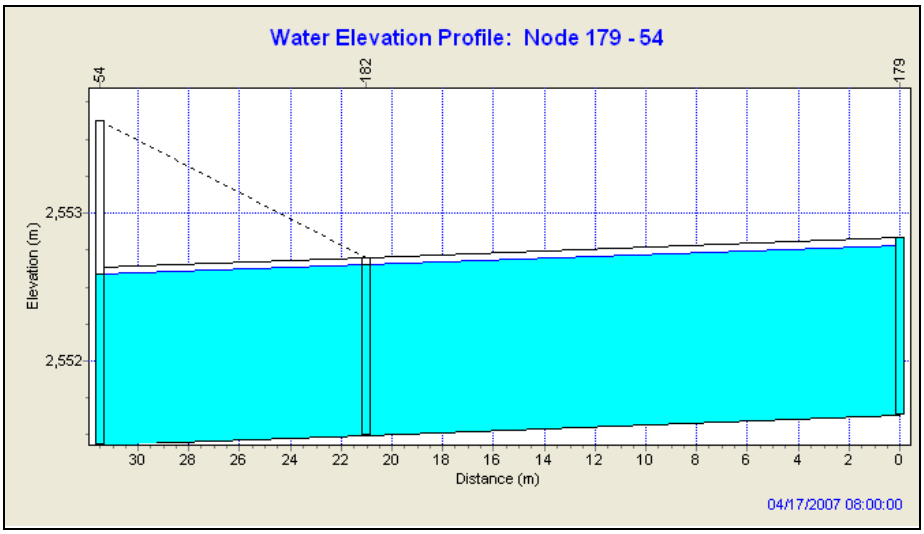


Figura 5-3 Perfil de flujo del canal con tanque en concreto – 25 años.

Como se puede observar en la Figura 5-3, la presencia del sistema permite disminuir la profundidad de flujo del canal de manera que se utiliza la mayor parte de la capacidad de la tubería, con un espacio libre en el caso de que existan sedimentos en el fondo del canal o de que el agua transporte sólidos suspendidos de tamaño significativo. El cambio generado por el sistema también puede ser evaluado en la Figura 5-4 y la Figura 5-5, donde se presentan

las gráficas de caudal y de capacidad hidráulica del tramo que descarga sobre el río y que recibe el agua del sistema de almacenamiento.

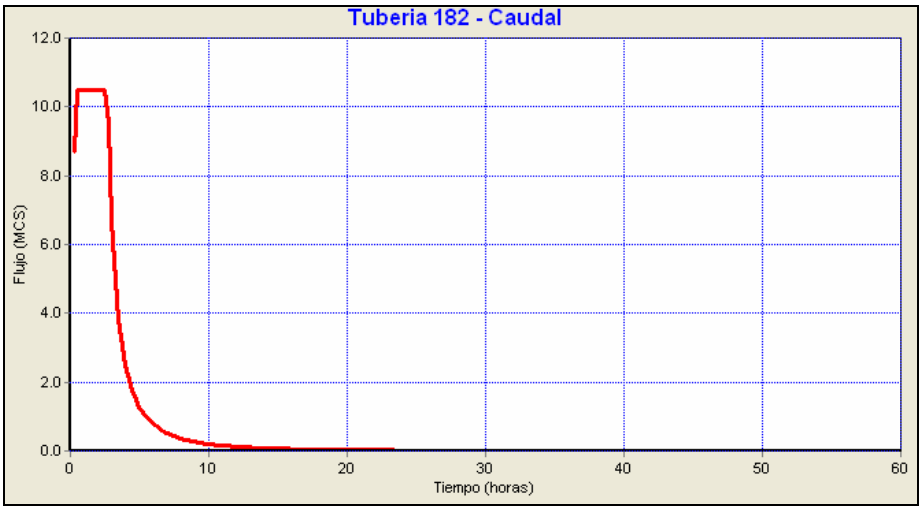


Figura 5-4 Caudal del canal con tanque en concreto – 25 años.

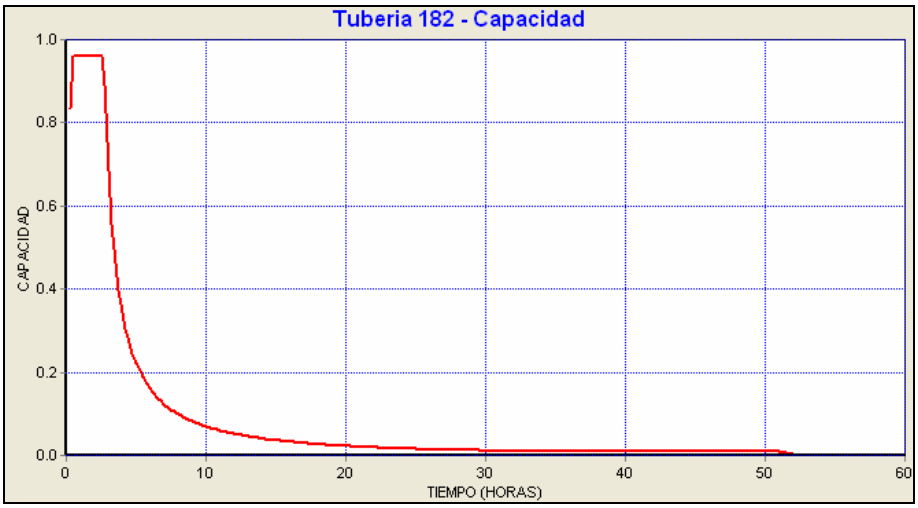


Figura 5-5 Capacidad del canal con tanque en concreto – 25 años.

Adicionalmente, se verificó que el cambio producido en los caudales no afectara de manera significativa al río aguas abajo de la descarga. En la Figura 5-6 se presenta el perfil de flujo de dicho sector, en el momento en el que transporta el mayor caudal. Aunque este tiempo coincide con el del modelo que no tiene el tanque de almacenamiento, se observa una atenuación del caudal. Mientras que inicialmente el máximo caudal era 40.86 m^3/s, con el sistema este valor se reduce a 40.29 m^3/s. Este comportamiento se mantiene durante las tres primeras horas, punto a partir del cual los caudales del modelo del sistema son un poco mayores que los que se tenían originalmente.

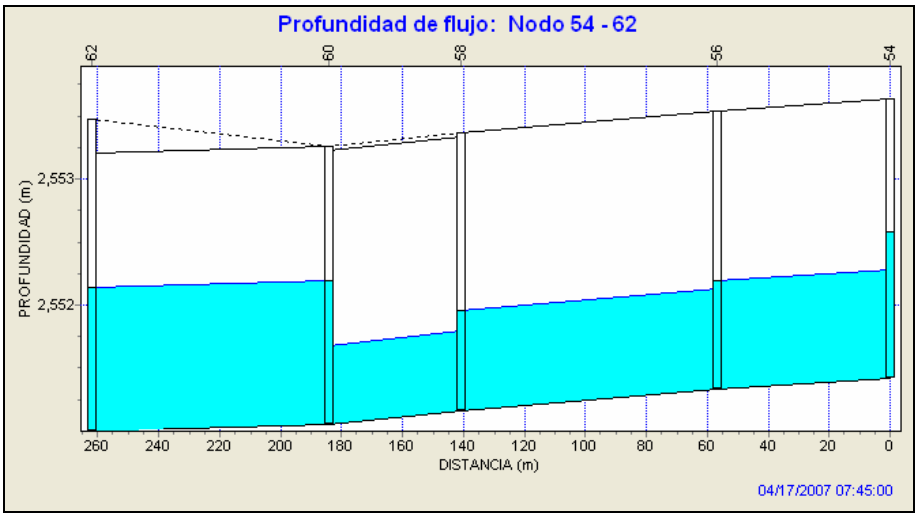


Figura 5-6 Perfil de flujo del río con el tanque en concreto – 25 años.

Por otra parte, se verificó que en las nuevas tuberías y en los canales no se presentaran problemas de resaltos hidráulicos. Esto se hizo comparando los cambios en el número de Froude de tuberías adyacentes. Lo anterior se realizó de esta manera debido a que el programa calcula para cada tubería los cambios de este parámetro a lo largo del tiempo, mas no de la distancia. En el caso del canal se observó que los tres tramos generados presentaban el mismo valor del número de Froude para un mismo instante en el tiempo. Esto indica que no existen problemas relacionados con resaltos hidráulicos a lo largo del canal. En la Figura 5-7 se tiene la gráfica del número de Froude en función del tiempo para el segundo tramo del mismo. El comportamiento que se observa es igual al que se presenta en el primer y tercer tramo del canal.

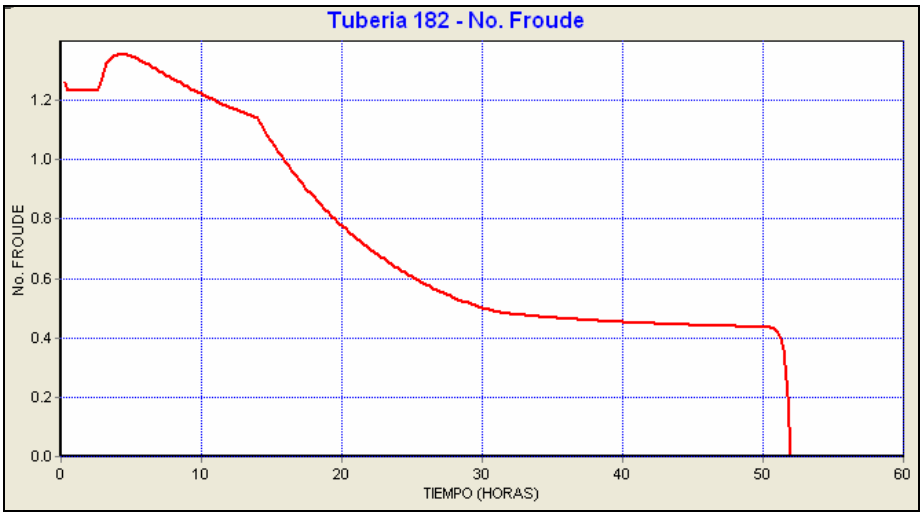


Figura 5-7 Número de Froude en el segundo tramo del canal.

En la Figura 5-8 se muestra el cambio del número de Froude a lo largo del tiempo para la tubería de salida del sistema de almacenamiento. Aunque se observan algunos cambios súbitos entre las 15 y 20 horas de la simulación, el número de Froude siempre se mantiene por encima de un valor de uno. Esto quiere decir que el flujo siempre es supercrítico, y que probablemente no se presentan problemas relacionados a cambios en el régimen de flujo.

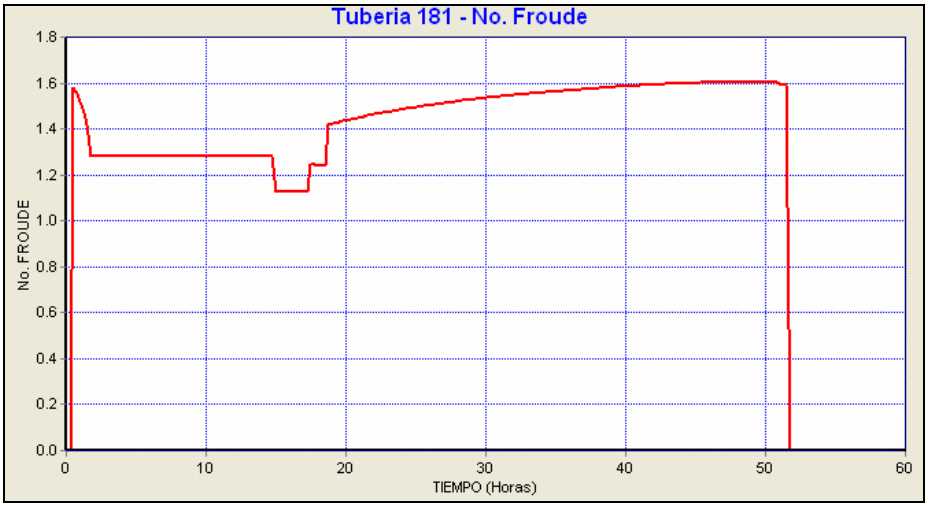


Figura 5-8 Número de Froude en la tubería de salida.

También se verificó que se cumplieran los criterios de diseño mencionados anteriormente. En la Tabla 5-3 se presenta el valor del esfuerzo cortante medio para cada una de las tuberías diseñadas, los cuales son mayores a 1.5N/m^2. Adicionalmente, se verificó que las velocidades no sobrepasaran el límite enunciado. En la Figura 5-9 y la Figura 5-10 se muestra el cambio de velocidad con el tiempo para el último tramo del canal y la tubería de salida del sistema de almacenamiento.

Tabla 5-3 Esfuerzo cortante de las tuberías.

Características	Tubería 1	Tubería 2
Profundidad (m)	0.016	0.016
θ (rad)	1.29	1.29
Radio Hidráulico (m)	0.01	0.01
Pendiente	0.025	0.018
Esfuerzo Cortante (N/m^2)	2	1.75

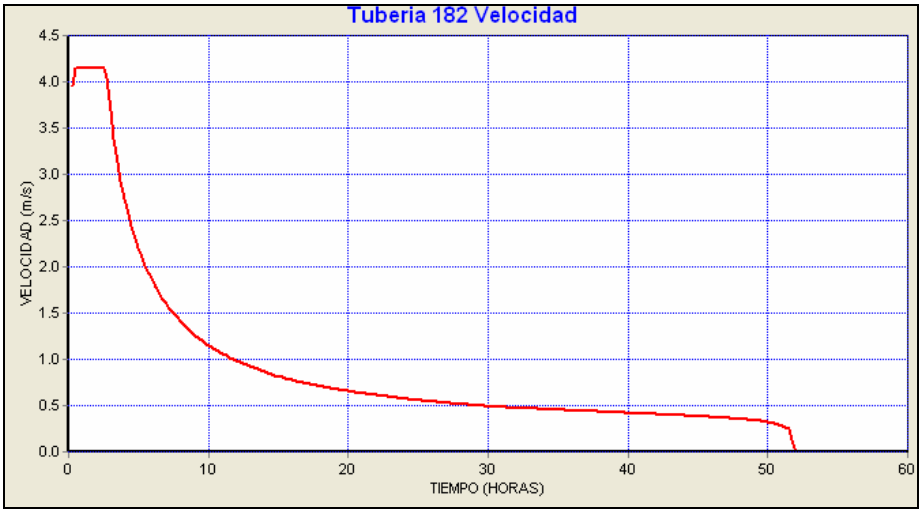


Figura 5-9 Perfil de velocidad en canal con el tanque en concreto – 25 años.

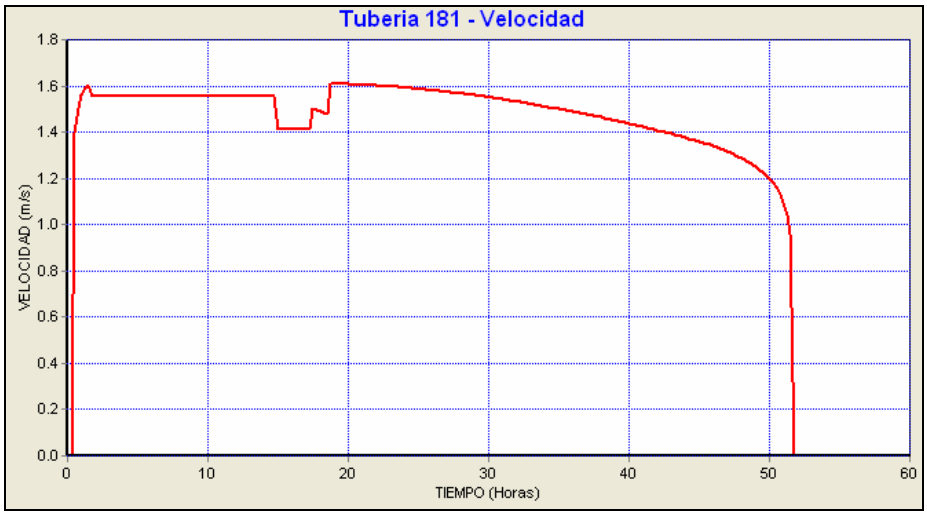


Figura 5-10 Perfil de velocidad en la tubería de salida con el tanque en concreto – 25 años.

En la Figura 5-11 y la Figura 5-12 se presentan los cambios de profundidad y volumen de almacenamiento del sistema a lo largo del tiempo. El máximo volumen almacenado es de 4047 m^3, el cual corresponde a una profundidad de 1.94 m. Estas gráficas muestran que para un evento correspondiente a un período de 25 años el sistema diseñado almacena las aguas lluvias sin ningún problema.

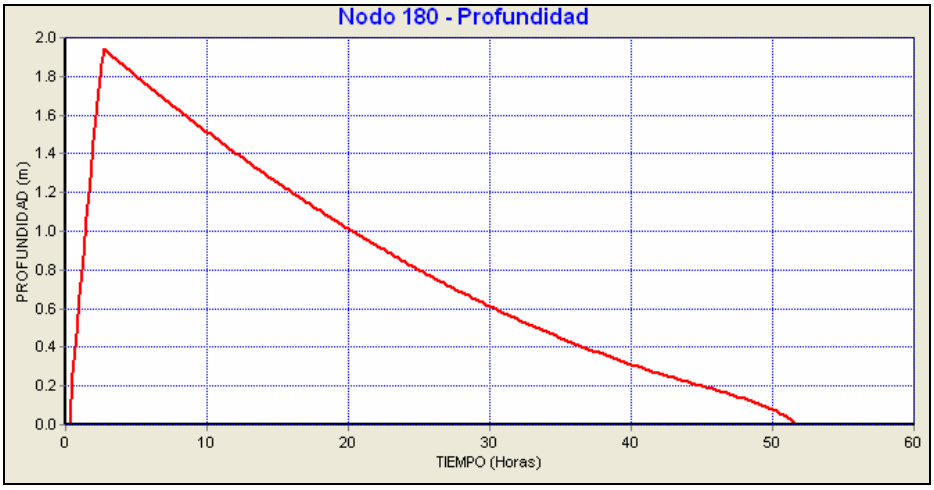


Figura 5-11 Profundidad del agua almacenada en el tanque en concreto – 25 años.

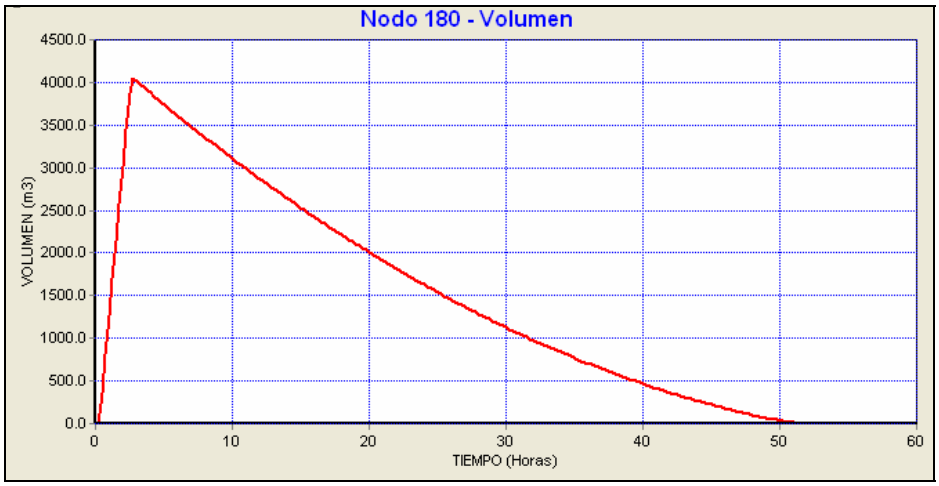


Figura 5-12 Volumen del agua almacenada en el tanque de concreto – 25 años.

En la Figura 5-13 se muestra la gráfica del hidrograma de entrada y el de salida, los valores corresponden a los caudales de la tubería de entrada y salida del sistema. Como se puede observar, el sistema permite atenuar el caudal de entrada. El máximo caudal de salida coincide con el momento en el que se incrementan los caudales observados aguas abajo. En la gráfica sólo se muestran los datos para las 30 horas que transcurren después del evento de precipitación. Sin embargo, en este caso el hidrograma de salida se extiende 21 horas adicionales, con un valor de 0.02 m^3/s para las 10 primeras y de 0.01 m^3/s para las restantes.

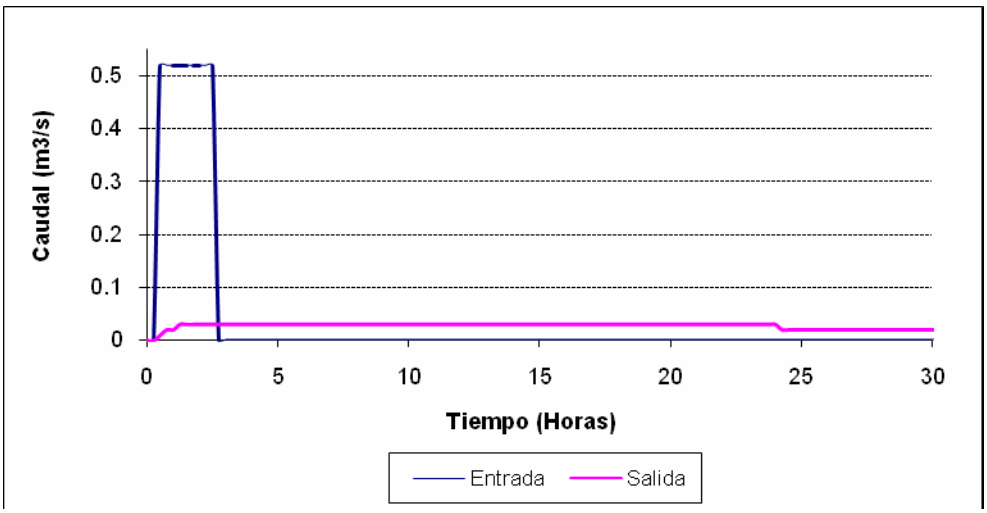


Figura 5-13 Hidrograma de entrada y salida para el tanque de concreto – 25 años.

Posteriormente, el tanque de almacenamiento fue probado con el evento correspondiente a un período de 100 años. Como se puede observar en la Figura 5-14, cuando el sistema entra en funcionamiento se reduce el caudal que pasa por el canal. De esta manera, se evitan las inundaciones con un sistema que permite utilizar al máximo el canal que ya está construido.

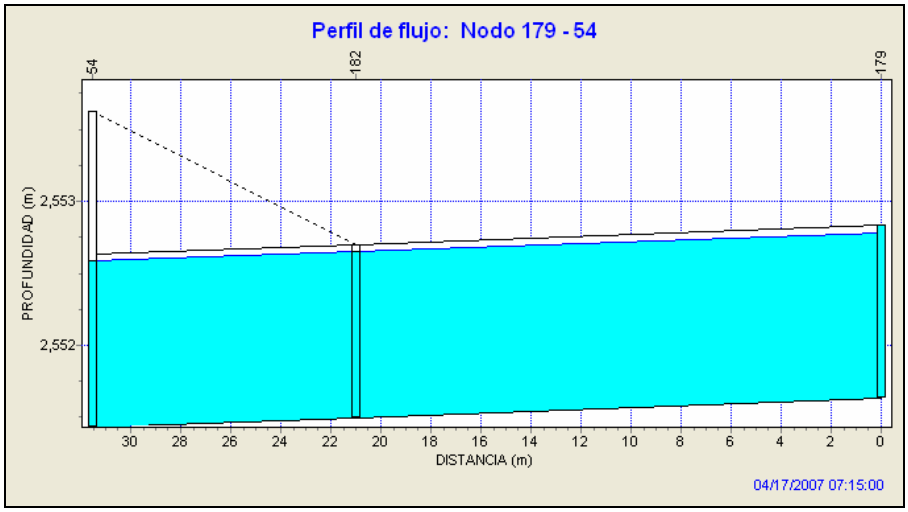


Figura 5-14 Perfil de flujo del canal con tanque en concreto – 100 años.

En la Figura 5-15 se muestran los cambios del caudal a lo largo del tiempo en la tubería que recibe la descarga del sistema de almacenamiento temporal. El máximo caudal es de 10.51 m^3/s, lo que demuestra que para este evento y en el momento más crítico también se tiene un espacio libre del canal relacionado con la presencia de sedimentos y contaminantes.

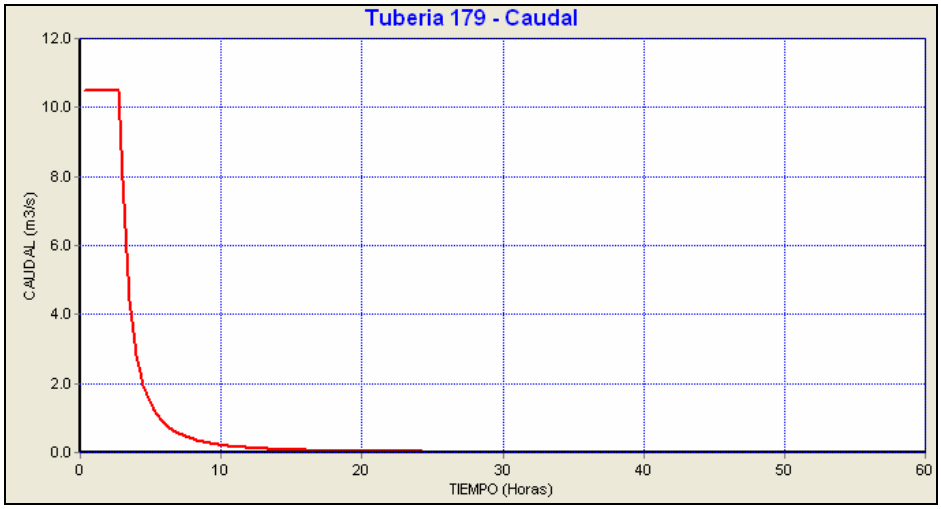


Figura 5-15 Caudal del canal con tanque en concreto – 100 años.

Adicionalmente, también se analizó el perfil de flujo del río después de la descarga correspondiente a Fucha 3. En la Figura 5-16 se presenta el momento de mayor caudal, el cual corresponde a 47.54 m^3/s y se presenta 45 minutos después de que se ha iniciado el evento de precipitación. Los cambios que se tienen en el canal generan una disminución del caudal máximo del río que se tenía sin el sistema de almacenamiento. En este caso, también se tiene un aumento de los caudales 3 horas después de que se presenta el evento de precipitación. Lo anterior está relacionado al incremento en el tiempo de descarga generado por el sistema de almacenamiento temporal.

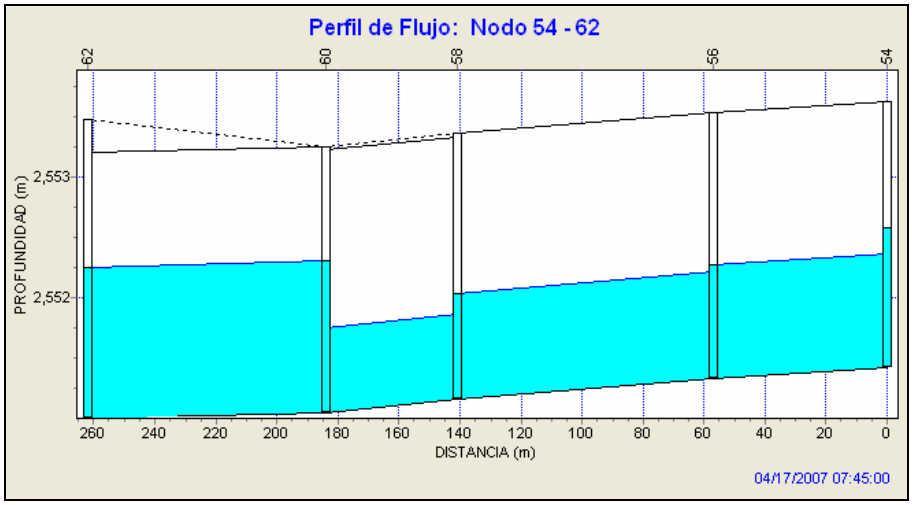


Figura 5-16 Perfil de flujo del río con tanque en concreto – 100 años.

También se presentan cambios a lo largo del tiempo con respecto al volumen, al caudal de entrada y al de salida del sistema de almacenamiento temporal (ver la Figura 5-17 y la

Figura 5-18). El máximo volumen de almacenamiento es de 4171.4 m^3, el cual es superior al del período de 25 años debido a que, comparando con la Figura 5-13, al sistema le entra una mayor cantidad de agua. En la Figura 5-18 se observa como el sistema atenúa el caudal de entrada y aumenta el tiempo de descarga, lo que permite que se eviten inundaciones a lo largo del canal. Los datos se presentan sólo hasta cuando han transcurrido 15 horas desde el inicio del evento de precipitación debido a que se quería mostrar con mayor claridad el hidrograma de entrada. Sin embargo, el tiempo de descarga en realidad se extiende 8 horas adicionales con un mismo valor de 0.01 m^3/s.

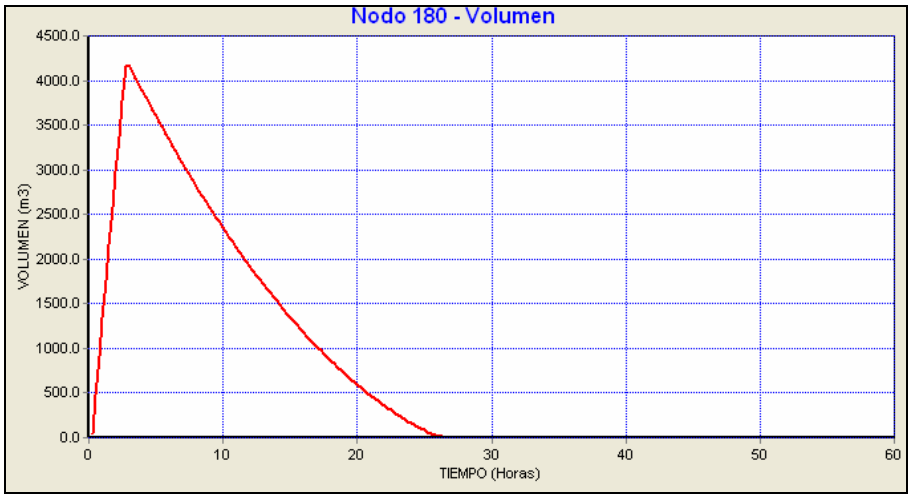


Figura 5-17 Volumen en el tanque de almacenamiento – 100 años.

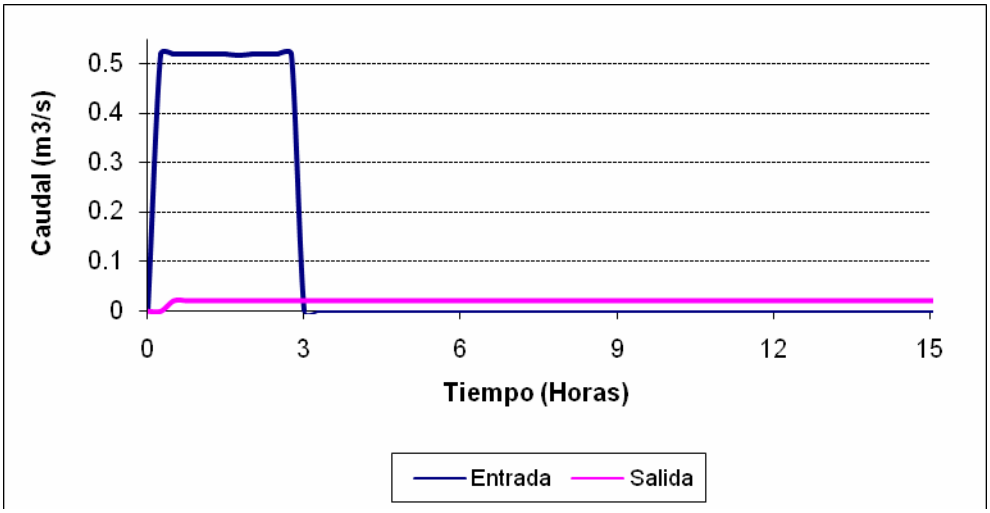


Figura 5-18 Hidrograma de entrada y salida del tanque en concreto – 100 años.

Al comparar los hidrogramas de salida para los dos períodos de retorno se encontró que en el caso de los 100 años la duración de la descarga es mucho menor. Esto tiene sentido ya que existe un mayor caudal de entrada, por lo que en las primeras horas se ocupa un mayor volumen del sistema de almacenamiento (ver la Figura 5-19). Dado que la descarga por el orificio es función de la profundidad se espera que exista un mayor caudal de salida en este último caso y por tanto, que se desocupe más rápidamente el sistema de almacenamiento.

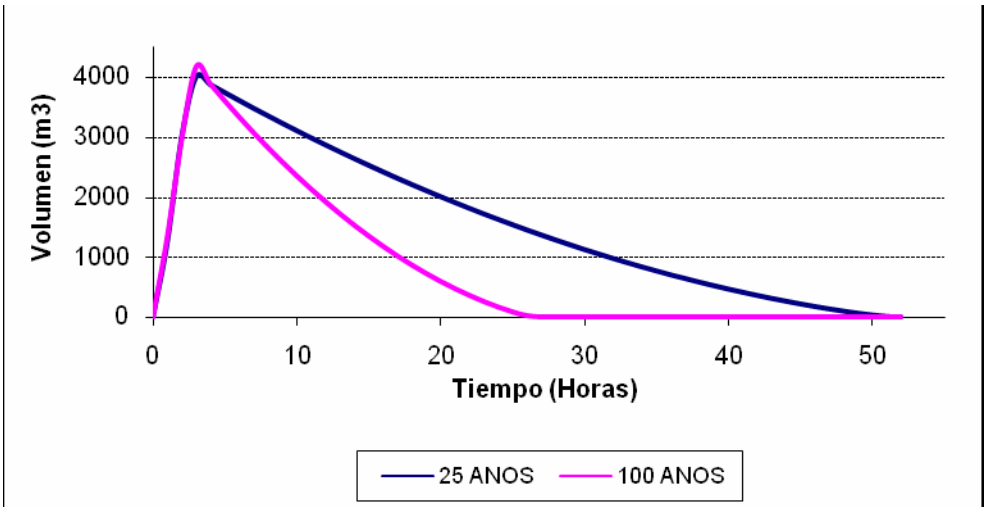


Figura 5-19 Comparación del volumen de almacenamiento – Tanque en concreto.

Adicionalmente se analizó el funcionamiento del sistema cuando se presentan dos eventos de precipitación con una diferencia de tiempo muy pequeña. La modelación se realizó para un período de 2 días, por lo que se corrió el modelo de 25 años y se observó que profundidad tenía el sistema a las 48 horas. En este caso, el valor era de 0.13 m y éste fue adicionado como la profundidad inicial del agua en el tanque en la nueva simulación. En la Figura 5-20 y la Figura 5-21 se presentan las gráficas del volumen de almacenamiento para los dos períodos con esta nueva condición. El máximo volumen que se presenta en el período de 25 años es de 4125.1 m^3; el cual, aunque es superior al que inicialmente se tenía, no sobrepasa el límite correspondiente al 95% del volumen total (4180 m^3). Esto también sucede en el caso del período de los 100 años, en donde el máximo volumen es de 4179.5 m^3.

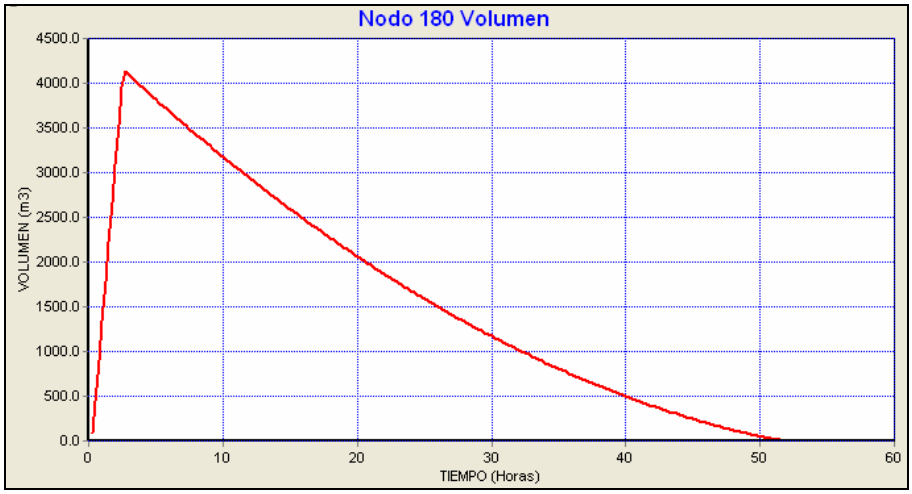


Figura 5-20 Volumen de almacenamiento del tanque para eventos cercanos – 25 años.

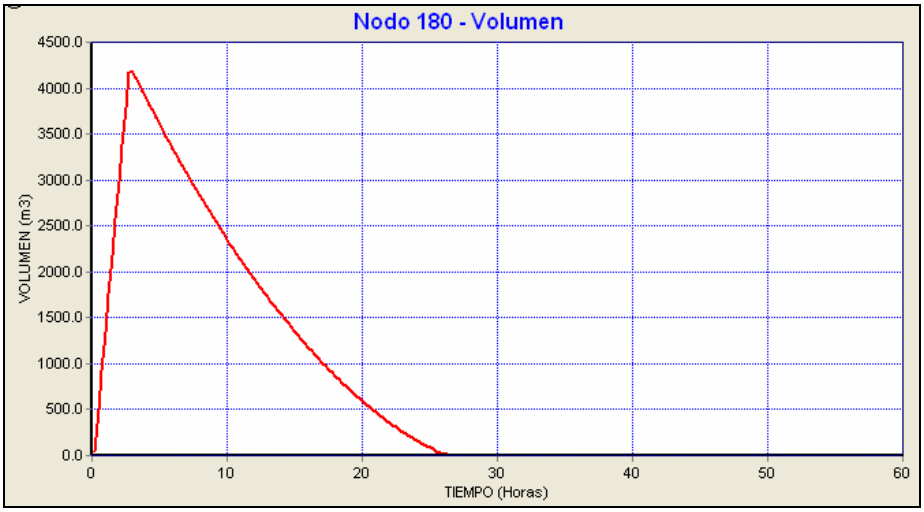


Figura 5-21 Volumen de almacenamiento del tanque para eventos cercanos – 100 años.

En ambos casos se evalúo el cambio del caudal con respecto al tiempo en el último tramo del canal. Se encontró que el sistema funciona adecuadamente, generando un caudal máximo en cada caso de 10.51 m^3/s. En la Figura 5-22 se presenta el perfil de flujo en el momento más crítico en el último tramo del canal (período de retorno de 100 años).

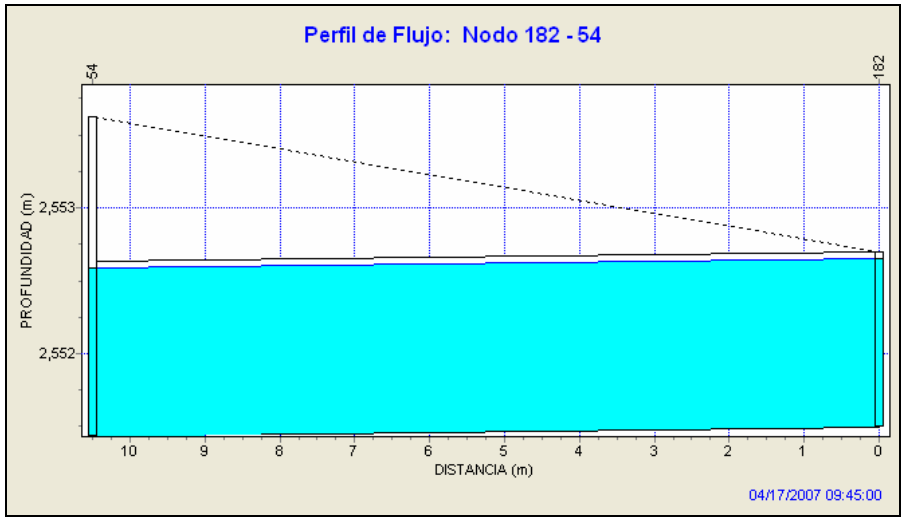


Figura 5-22 Perfil de flujo del último tramo del canal con eventos cercanos – 100 años.

5.1.1.2 Modelación con módulos en limos

Para un período de retorno de 25 años se encontró que el sistema de almacenamiento evita inundaciones a lo largo del canal. En la Figura 5-23 se presenta el perfil de flujo de éste después del nodo divisor que desvía parte del caudal hacia el sistema de almacenamiento. Como se puede observar, incluso en el momento más crítico (30 minutos después del inicio del evento de precipitación) la capacidad de la tubería que es utilizada corresponde al 96%.

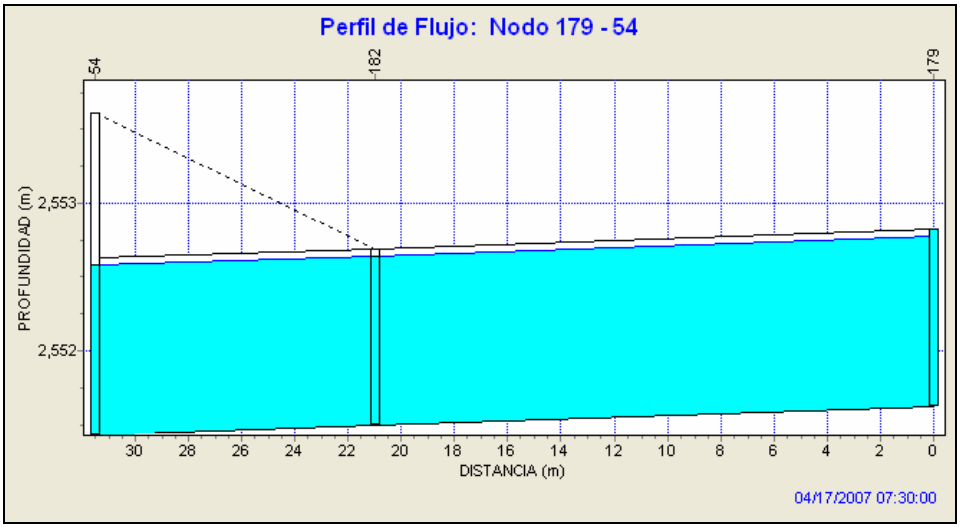


Figura 5-23 Perfil de flujo del canal con sistema de módulos en limos – 25 años.

En este caso el máximo caudal que el canal transporta después de la descarga del sistema es 10.51 m^3/s. Este valor se mantiene por un período de 2 horas. En todo este tiempo, el agua ocupa gran parte de la tubería sin perder el espacio necesario para sedimentos o contaminantes que ésta pueda transportar.

En los análisis correspondientes al canal también se encontró que no existen cambios súbitos en el régimen de flujo, lo que indica que no se presentan fenómenos como resaltos hidráulicos que puedan llegar a incrementar los riesgos por inundación. Esto último se verifico evaluando los cambios en el número de Froude con respecto al tiempo para cada tramo del canal. El comportamiento que se presenta en la Figura 5-24 corresponde al último tramo del canal y es el mismo que se observó a lo largo del primer y segundo tramo.

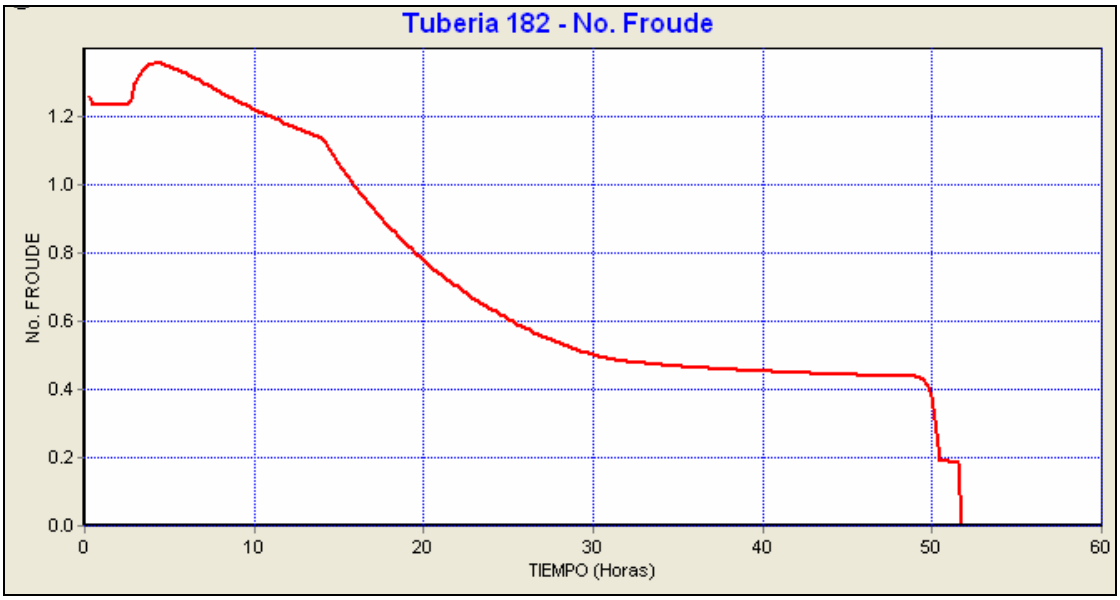


Figura 5-24 Número de Froude para último tramo de canal con sistema de módulos en limos – 25 años.

También se analizó el perfil de flujo del sector del río que se encuentra aguas abajo del canal (ver la Figura 5-25). El mayor caudal que se presenta es de 40.29 m^3/s y se da 45 minutos después de que ha iniciado el evento de precipitación. Este comportamiento es equivalente a la atenuación que se presenta con un tanque de almacenamiento.

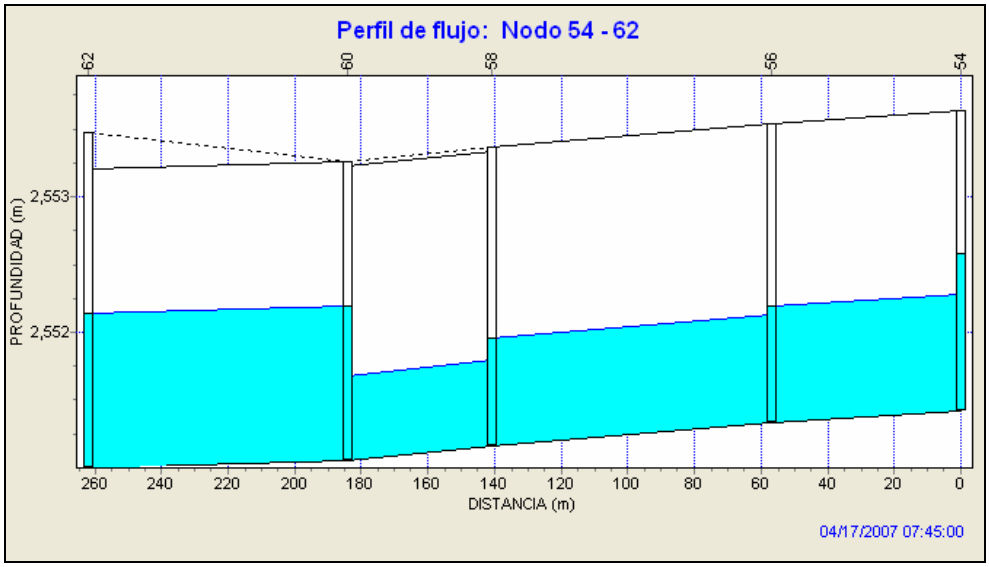


Figura 5-25 Perfil de flujo del río con sistema en módulos de limos – 25 años.

En la Figura 5-26 y la Figura 5-27 se presentan los cambios de profundidad y volumen de almacenamiento del sistema a lo largo del tiempo. El máximo volumen almacenado es de 4033.37 m^3, el cual corresponde a una profundidad de 1.93 m. Este valor es equivalente al 92% del volumen total del sistema; es decir que éste no alcanza su máxima capacidad dado que el porcentaje de la parte plástica del módulo corresponde al 5% del volumen total. Adicionalmente se observa que este valor es menor al del tanque de almacenamiento debido a que se presentan unas pérdidas por infiltración.

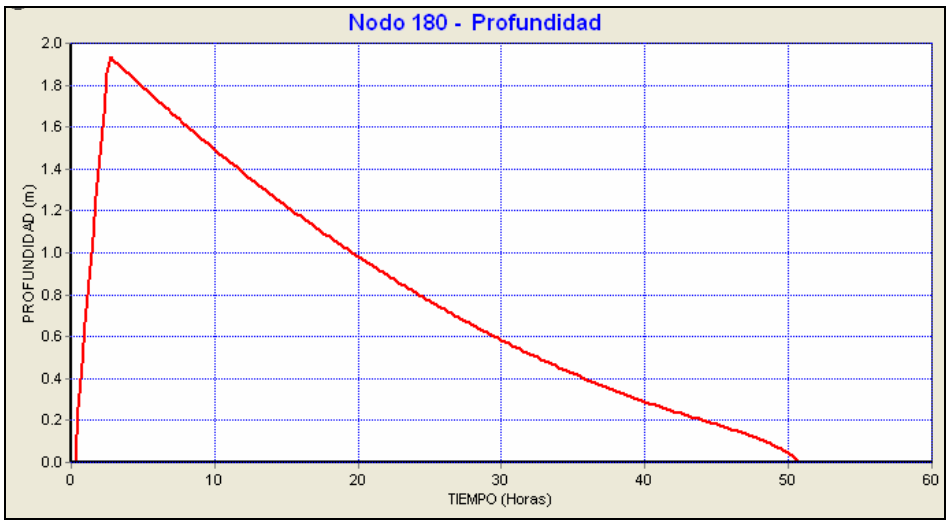


Figura 5-26 Profundidad del agua almacenada en el sistema con módulos en limos – 25 años.

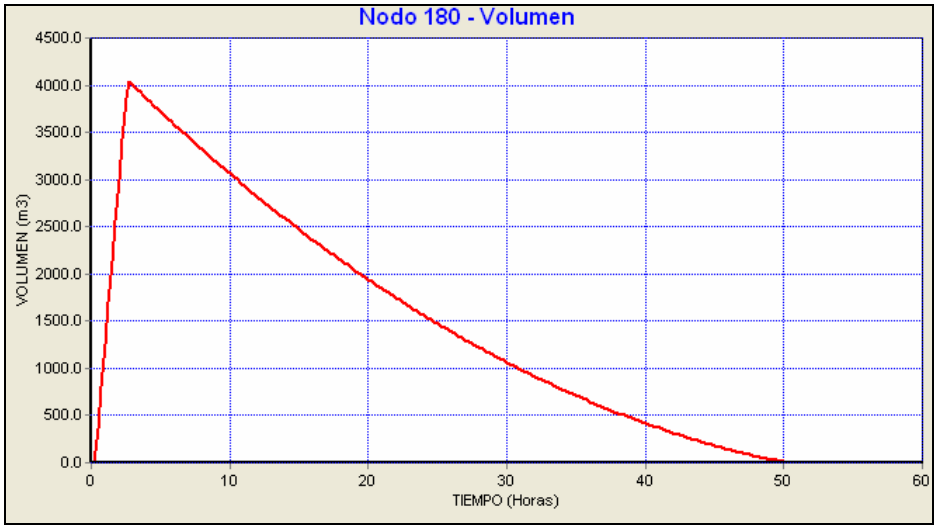


Figura 5-27 Volumen del agua almacenada en el sistema con módulos en limos – 25 años.

En la Figura 5-28 se muestra la gráfica del hidrograma de entrada y el de salida. Como se puede observar, el sistema disminuye el caudal de entrada y alarga el tiempo de descarga. El máximo caudal de salida coincide con el momento en el que se incrementan los caudales observados aguas abajo. En la gráfica sólo se muestran los datos para las 25 horas que transcurren después del evento de precipitación. Sin embargo, en este caso el hidrograma de salida se extiende 26 horas adicionales, con un valor de 0.01 m^3/s para las horas restantes.

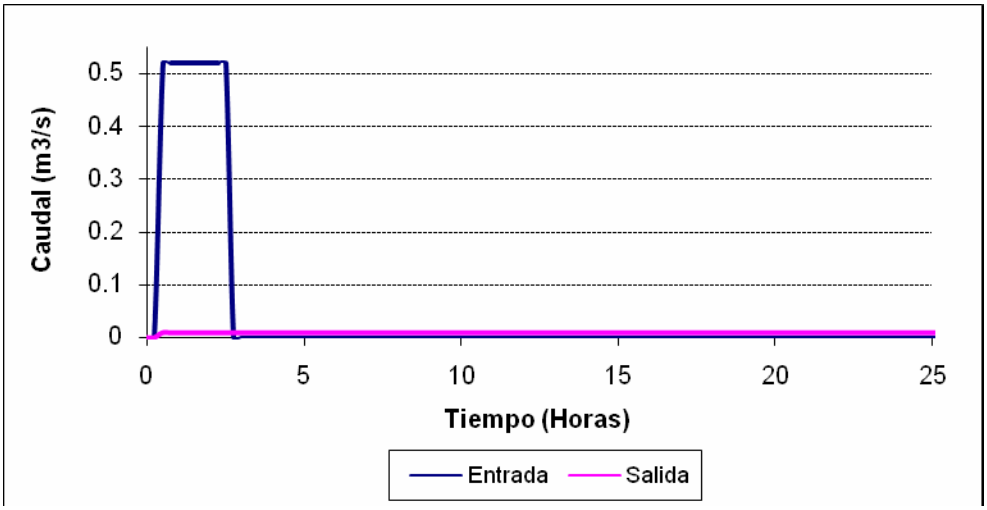


Figura 5-28 Hidrograma de entrada y salida para el sistema de módulos en limos – 25 años.

Posteriormente, los módulos en limos se probaron con el evento correspondiente a un período de 100 años. Como se puede observar en la Figura 5-29, cuando el sistema entra en

funcionamiento se reduce el caudal que pasa por el canal. De esta manera, se evitan las inundaciones con un sistema que permite utilizar al máximo el canal que ya está construido.

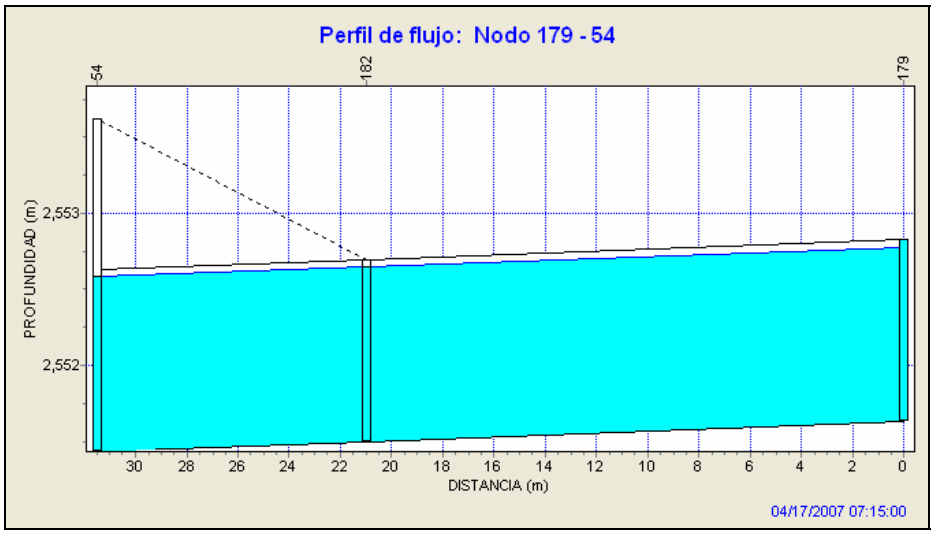


Figura 5-29 Perfil de flujo en el canal con el sistema de módulos en limos – 100 años.

En la Figura 5-30 se muestran los cambios del caudal a lo largo del tiempo en la tubería que recibe la descarga del sistema de almacenamiento temporal. El máximo caudal es de 10.51 m^3/s y se presenta durante 2.45 horas. En todo este tiempo la capacidad utilizada de la tubería es del 96%. De acuerdo con lo anterior, para este evento y en el momento más crítico, también se tiene un espacio libre del canal relacionado con la presencia de sedimentos y contaminantes.

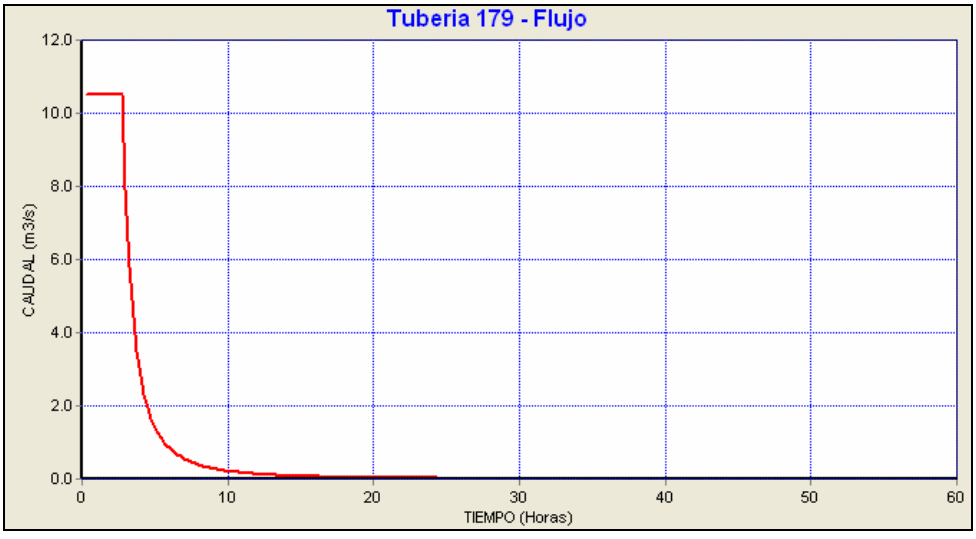


Figura 5-30 Caudal del último tramo del canal con el sistema de módulos en limos – 100 años.

También se analizó el perfil de flujo del río después de la descarga del canal. En la Figura 5-31 se presenta el momento de mayor caudal, el cual corresponde a 47.54 m^3/s y se da 45 minutos después de que se ha iniciado el evento de precipitación. Los cambios que se presentan en el canal son equivalentes a los observados en el modelo con el tanque de almacenamiento: disminución del caudal durante las primeras 3 horas, y un aumento posterior (con respecto a los valores cuando no existe ningún tipo de sistema de almacenamiento temporal) debido a la descarga del sistema.

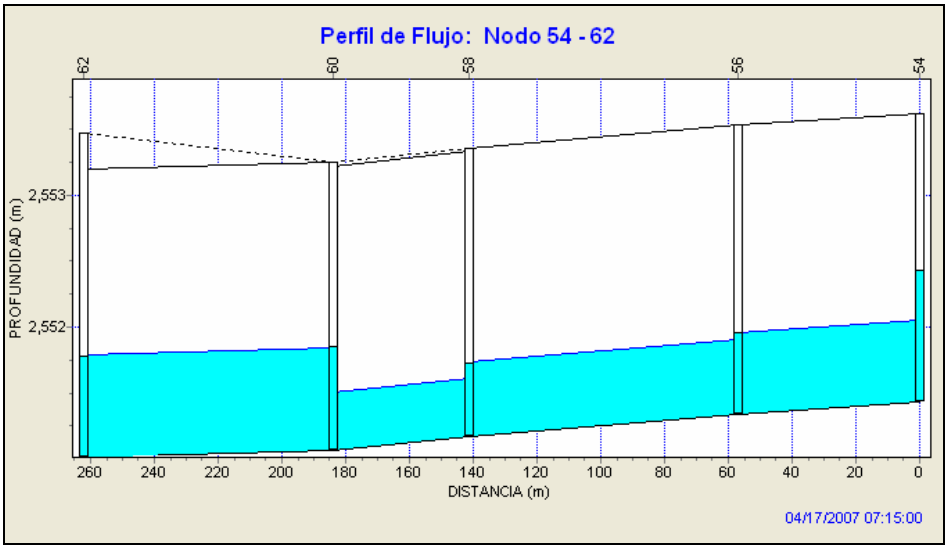


Figura 5-31 Perfil de flujo en el río con el sistema de módulos en limos – 100 años.

También se presentan cambios a lo largo del tiempo con respecto al volumen, al caudal de entrada y al de salida del sistema de almacenamiento temporal (ver la Figura 5-32 y la Figura 5-33). El máximo volumen de almacenamiento es de 4155.86 m^3 y corresponde a una profundidad de 1.99 m. Este valor es superior al del período de 25 años debido a que, como se observa en la Figura 5-28, al sistema le entra una mayor cantidad de agua; pero es menor al volumen correspondiente al tanque debido a que hay pérdidas del agua almacenada por infiltración. En esta gráfica también se observa como el sistema atenúa el caudal de entrada y aumenta el tiempo de descarga, el cual tiene una duración de 26 horas.

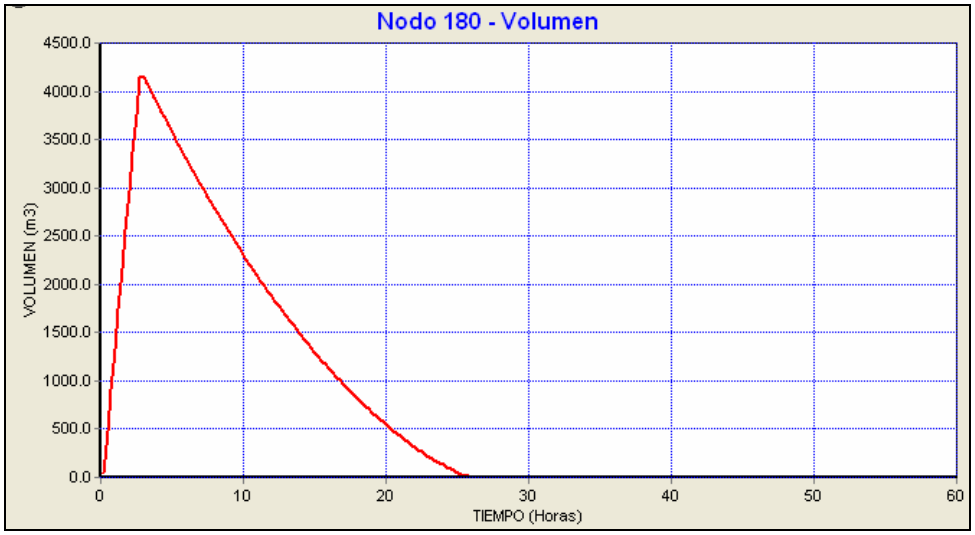


Figura 5-32 Volumen de almacenamiento del sistema con módulos en limos – 100 años.

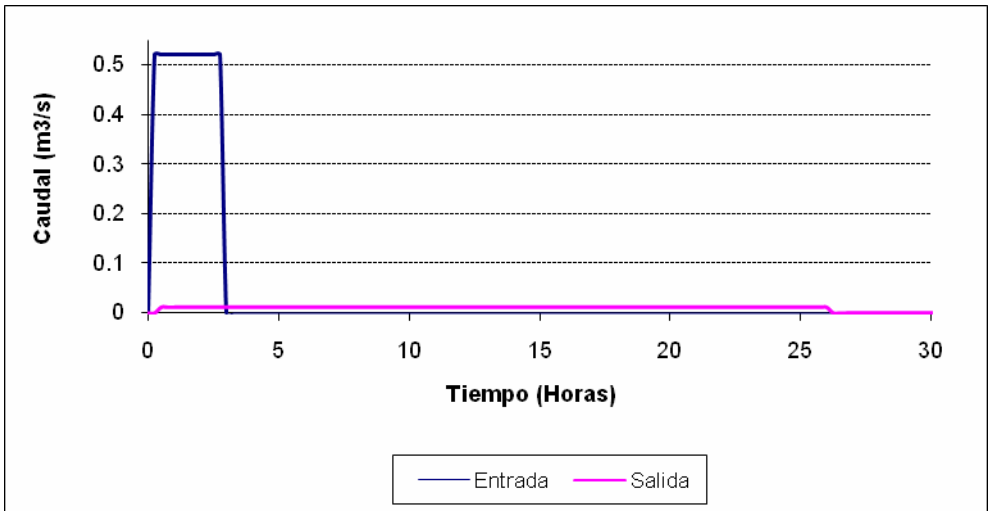


Figura 5-33 Hidrograma de entrada y salida del sistema con módulos en limos – 100 años.

Al igual que en el caso del tanque, al comparar los hidrogramas de salida para los dos períodos de retorno se encontró que en el caso de los 100 años la duración de la descarga es mucho menor. Como se observa en la Figura 5-34, esto se debe a que presenta un mayor volumen de almacenamiento y en consecuencia, una mayor profundidad y descarga.

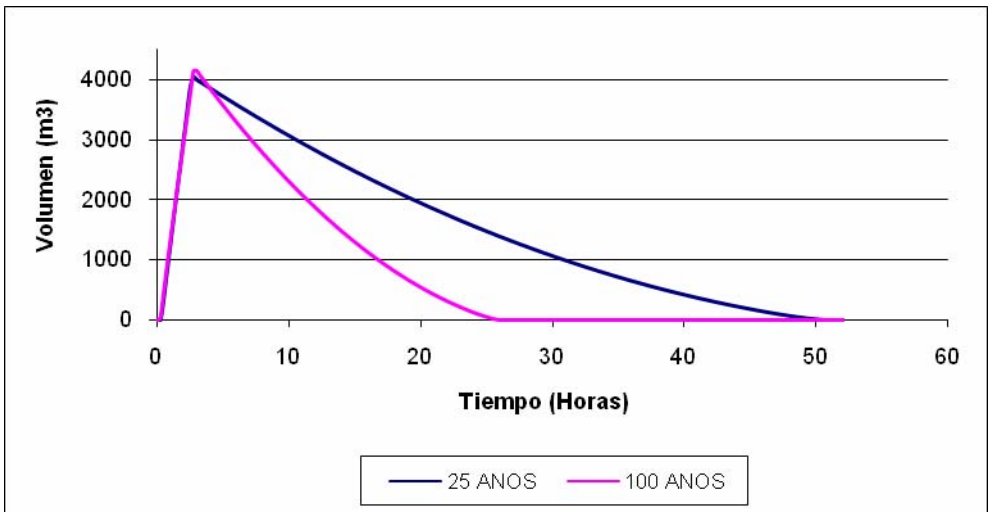


Figura 5-34 Comparación del volumen de almacenamiento – Módulos en limos.

Adicionalmente se analizó el funcionamiento del sistema cuando se presentan dos eventos de precipitación con una diferencia de tiempo muy pequeña. En este caso, el valor de la profundidad a 48 horas era de 0.1 m, la cual fue adicionada en la nueva simulación como la profundidad inicial. En la Figura 5-35 y la Figura 5-36 se presentan las gráficas del volumen de almacenamiento para los dos períodos con esta nueva condición. El máximo volumen que se presenta en el período de 25 años es de 4070.81 m^3, el cual no sobrepasa el límite correspondiente al 95% del volumen total (4180 m^3). Esto también sucede en el caso del período de los 100 años, en donde el máximo volumen es de 4174.3 m^3.

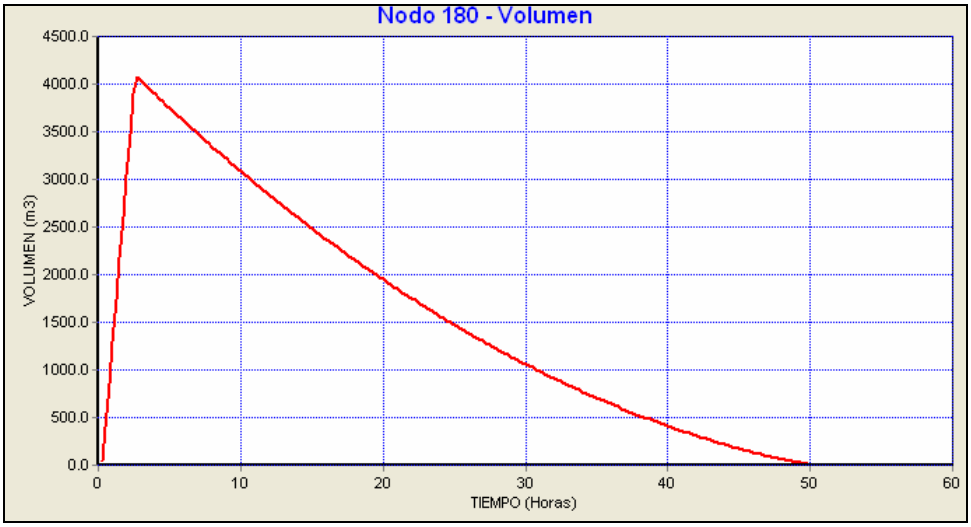


Figura 5-35 Volumen de almacenamiento de los módulos en limos para eventos cercanos – 25 años.

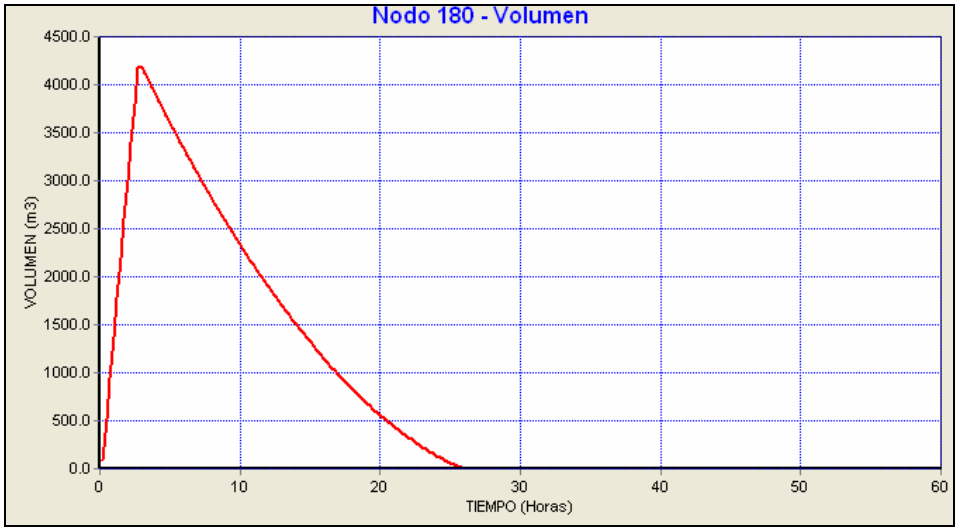


Figura 5-36 Volumen de almacenamiento de los módulos en limos para eventos cercanos – 100 años.

Al comparar estas gráficas con las obtenidas anteriormente se observa que los valores del volumen se aumentan en un pequeño porcentaje, pero el tiempo de almacenamiento permanece igual. Esto implica que no deben existir mayores cambios en el hidrograma de salida y por tanto, en el canal aguas abajo de la descarga. Como se puede observar en la Figura 5-37, el perfil de flujo del canal en el momento más crítico tiene el mismo comportamiento mostrado anteriormente.

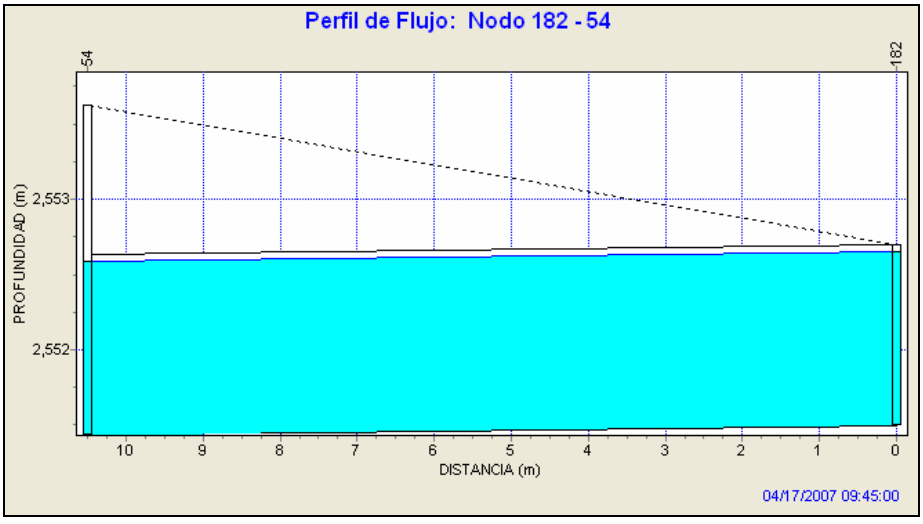


Figura 5-37 Perfil de flujo del canal con módulos en limos para eventos cercanos – 100 años.

5.1.1.3 Modelación con módulos en arena

Para un período de retorno de 25 años se encontró que el sistema de almacenamiento evita inundaciones a lo largo del canal. En la Figura 5-38 se presenta el perfil de flujo de éste después del nodo divisor que desvía parte del caudal hacia el sistema de almacenamiento. Como se puede observar, incluso en el momento en el que éste transporta el mayor caudal no se utiliza toda la capacidad del canal. Esto quiere decir que existe espacio para sedimentos o contaminantes, sin que esto implique una inundación. En este caso el máximo caudal es de 10.51m^3/s, valor que se mantiene por un período de 2 horas.

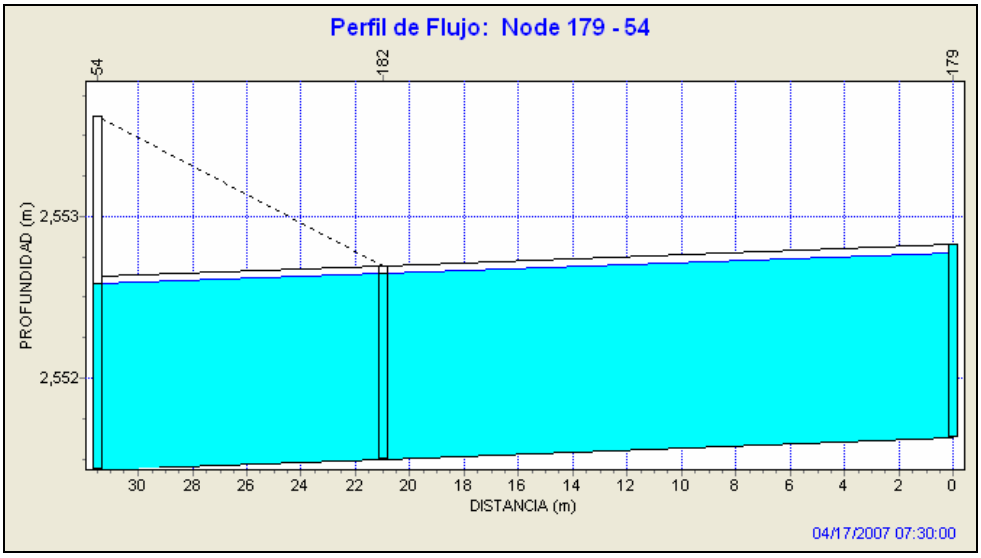


Figura 5-38 Perfil de flujo del canal con sistema de módulos en arena – 25 años.

En los análisis correspondientes al canal también se encontró que no existen cambios súbitos en el régimen de flujo, lo que indica que no se presentan fenómenos como resaltos hidráulicos que puedan llegar a incrementar los riesgos por inundación. En la Figura 5-39 se presenta el cambio del número de Froude en el último tramo del canal. El comportamiento que éste presenta es equivalente al que se observó a lo largo del primer y segundo tramo.

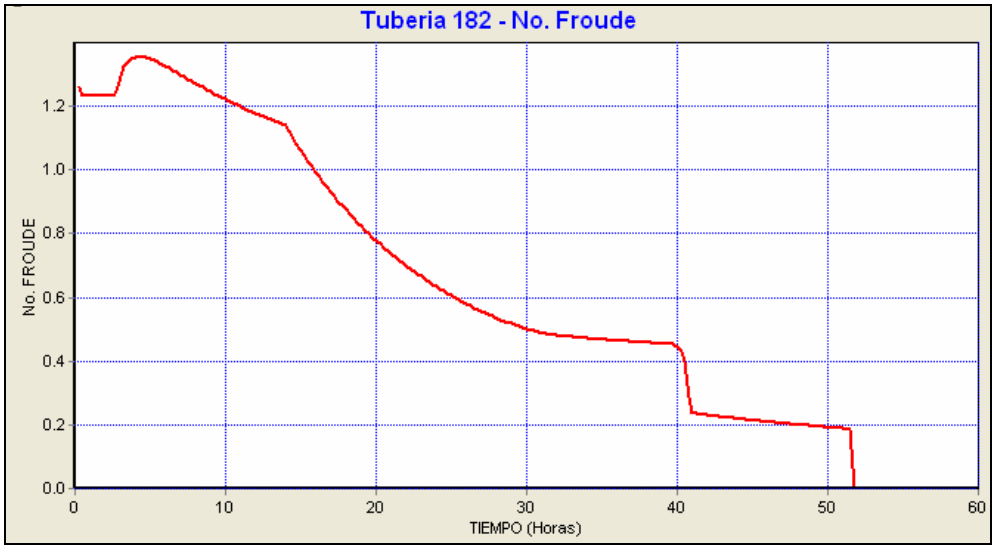


Figura 5-39 Número de Froude para último tramo de canal con sistema de módulos en arena – 25 años.

También se analizó el perfil de flujo del sector del río (ver la Figura 5-40) que se encuentra aguas abajo del canal. El comportamiento observado es igual al del tanque y los módulos en limos: el mayor caudal que se presenta es de 40.29 m^3/s y se da 45 minutos después de que ha iniciado el evento de precipitación.

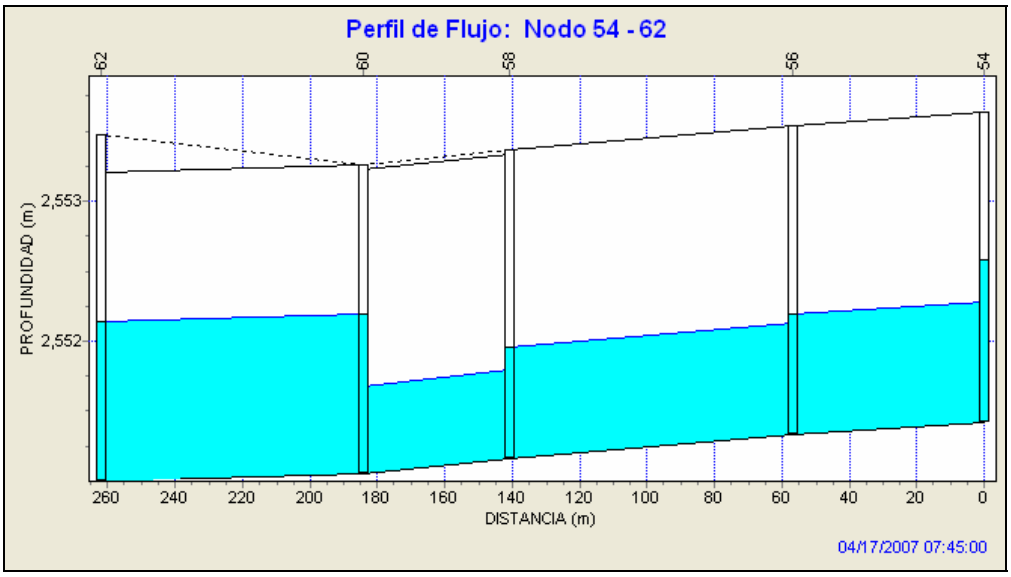


Figura 5-40 Perfil de flujo del río con sistema de módulos en arena – 25 años.

En la Figura 5-41 y la Figura 5-42 se presentan los cambios de profundidad y volumen de almacenamiento del sistema a lo largo del tiempo. El máximo volumen almacenado es de 3901.5 m^3, el cual corresponde a una profundidad de 1.94 m. Este valor corresponde al

97% del volumen total de agua que puede ser almacenada. Adicionalmente se observa que este valor es menor tanto al del tanque de almacenamiento, como al de los módulos en limos, debido a que se presentan mayores pérdidas por infiltración.

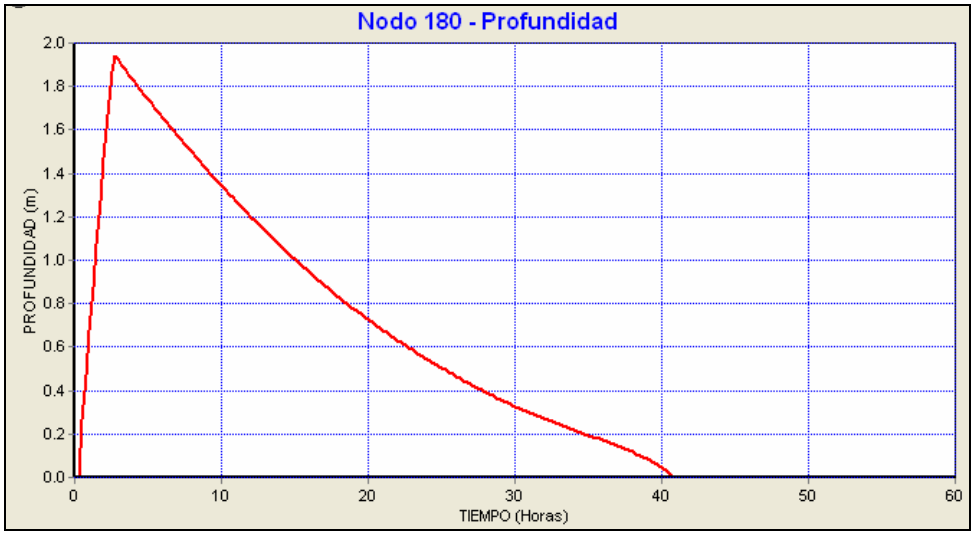


Figura 5-41 Profundidad del agua almacenada en el sistema con módulos en arena – 25 años.

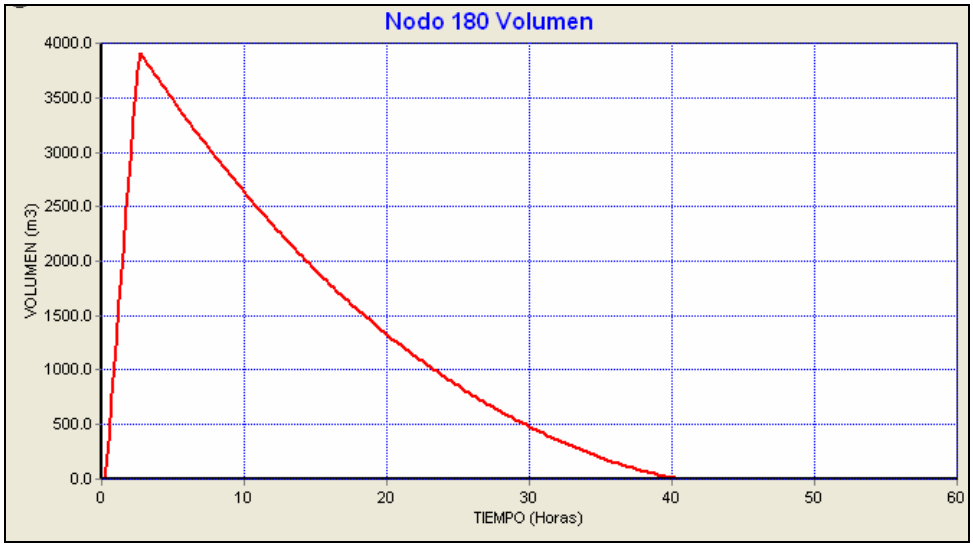


Figura 5-42 Volumen de agua almacenada en el sistema con módulos en arena – 25 años.

En la Figura 5-43 se muestra la gráfica del hidrograma de entrada y el de salida. Como se puede observar, el sistema disminuye el caudal de entrada y alarga el tiempo de descarga. El máximo caudal de salida coincide con el momento en el que se incrementan los caudales observados aguas abajo. En la gráfica sólo se muestran los datos para las 25 horas que transcurren después del evento de precipitación. Sin embargo, el hidrograma se extiende 15

horas adicionales, con un valor de $0.01 m^3/s$ para las horas restantes. Dicho período de tiempo es el menor que se ha obtenido con respecto a los otros esquemas y se debe a que se tiene un menor volumen de almacenamiento gracias a las pérdidas por infiltración.

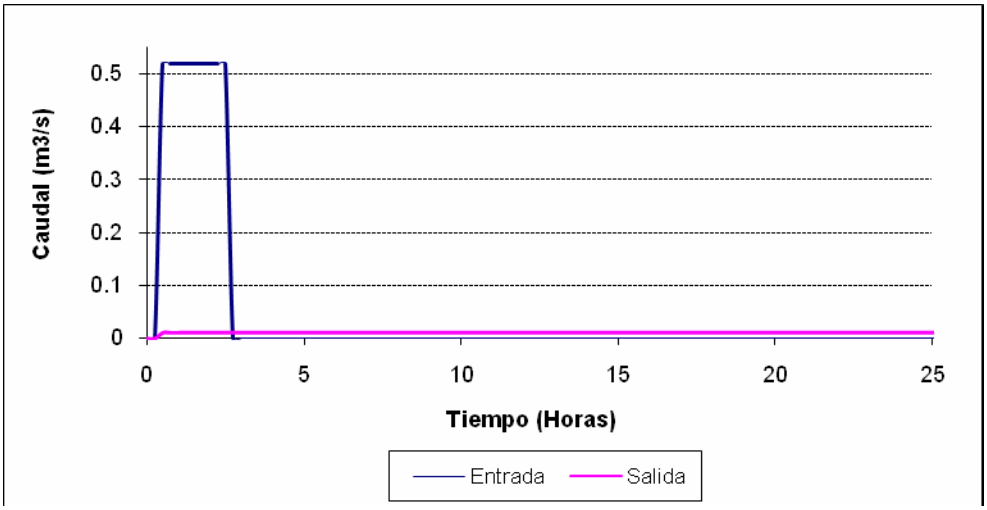


Figura 5-43 Hidrograma de entrada y salida para módulos en arena – 25 años.

Posteriormente, los módulos en arena se probaron con el evento correspondiente a un período de 100 años. Como se puede observar en la Figura 5-44, cuando el sistema entra en funcionamiento se reduce el caudal que pasa por el canal. De esta manera, se evitan las inundaciones con un sistema que permite utilizar al máximo el canal que ya está construido.

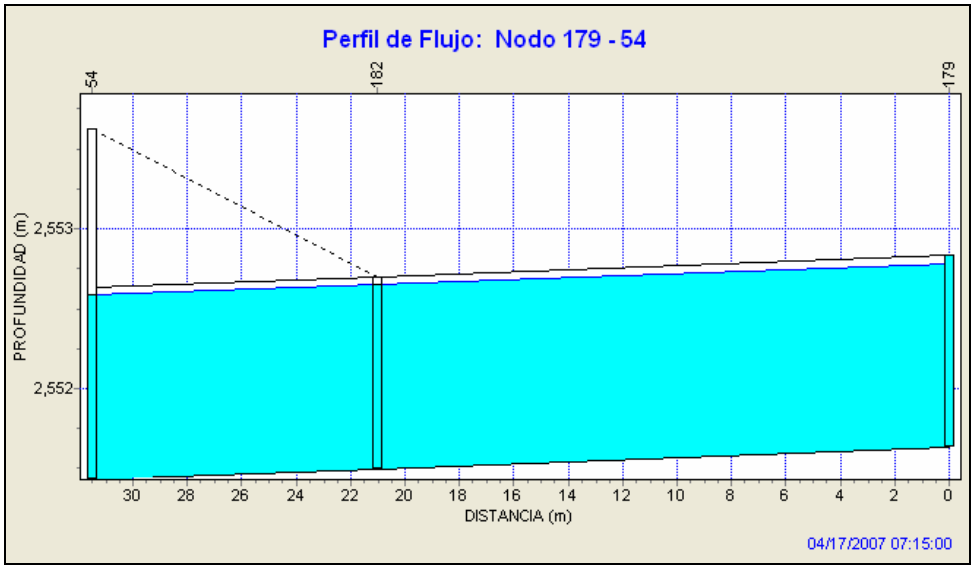


Figura 5-44 Perfil de flujo del canal con el sistema de módulos en arena – 100 años.

En la Figura 5-45 se muestran los cambios del caudal a lo largo del tiempo en la tubería que recibe la descarga del sistema de almacenamiento temporal. El máximo caudal es de 10.51 m^3/s y se presenta durante 2.45 horas. En todo este tiempo la capacidad utilizada de la tubería es del 96%. De acuerdo con lo anterior, para este evento y en el momento más crítico, también se tiene un espacio libre del canal relacionado con la presencia de sedimentos y contaminantes.

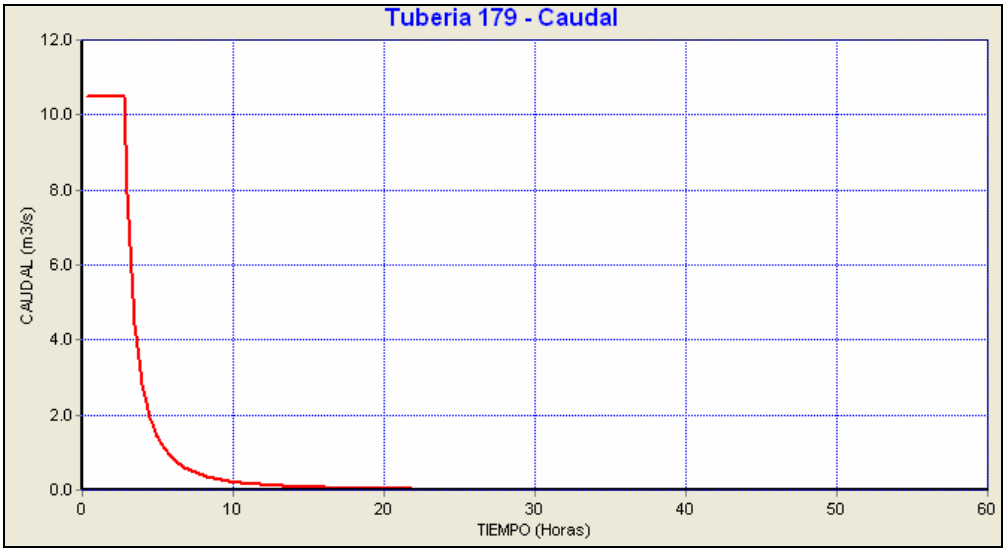


Figura 5-45 Caudal del canal con sistema de módulos en limos – 100 años.

Adicionalmente, también se analizó el perfil de flujo del río después de la descarga del canal. En la Figura 5-46 se presenta el momento de mayor caudal, el cual corresponde a 47.54 m^3/s y se presenta 45 minutos después de que se ha iniciado el evento de precipitación. Los cambios que se tienen en el canal son equivalentes a los observados en el modelo con el tanque de almacenamiento y los módulos en limos.

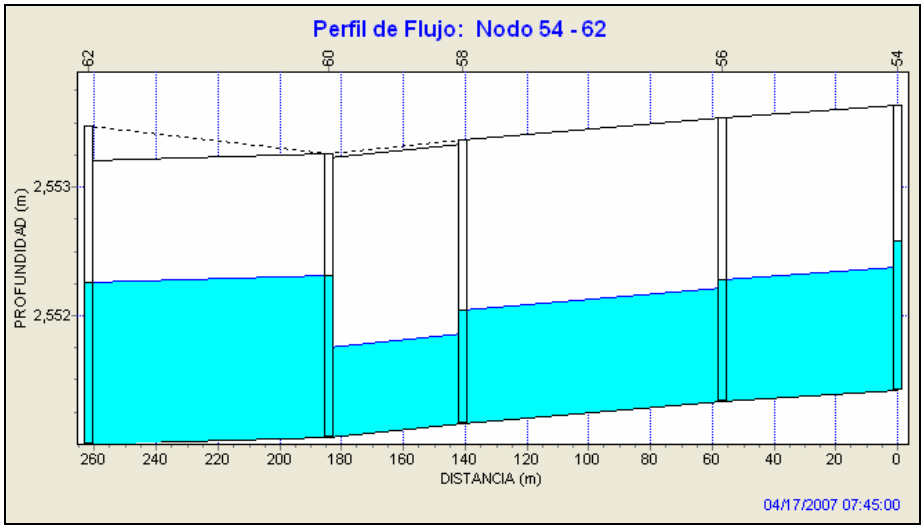


Figura 5-46 Perfil de flujo del río con sistema de módulos en arena – 100 años.

También se presentan los cambios a lo largo del tiempo con respecto al volumen, al caudal de entrada y al de salida del sistema de almacenamiento temporal (ver la Figura 5-47 y la Figura 5-48). El máximo volumen de almacenamiento es de 4010.5 m^3 y corresponde a una profundidad de 1.99 m. Este valor es superior al del período de 25 años debido a que, como se observa en la Figura 5-43, al sistema le entra una mayor cantidad de agua; pero es menor al volumen correspondiente al tanque y a los módulos plásticos debido a que hay mayores pérdidas del agua almacenada por infiltración. En esta gráfica también se observa como el sistema atenúa el caudal de entrada y aumenta el tiempo de descarga, el cual tiene una duración de 21 horas. Este período de tiempo es el menor de todos los esquemas también como resultado de la infiltración.

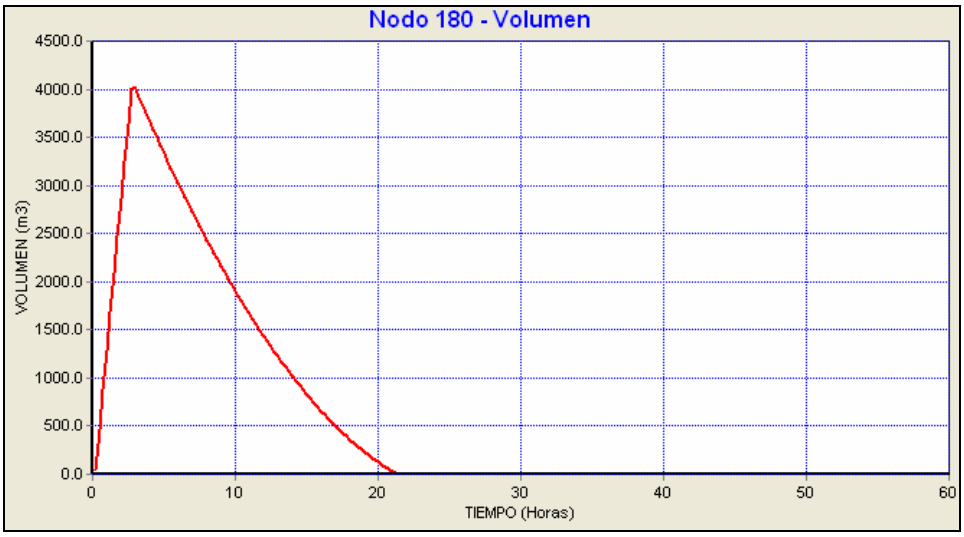


Figura 5-47 Volumen del agua almacenada en un sistema de módulos en arena – 100 años.

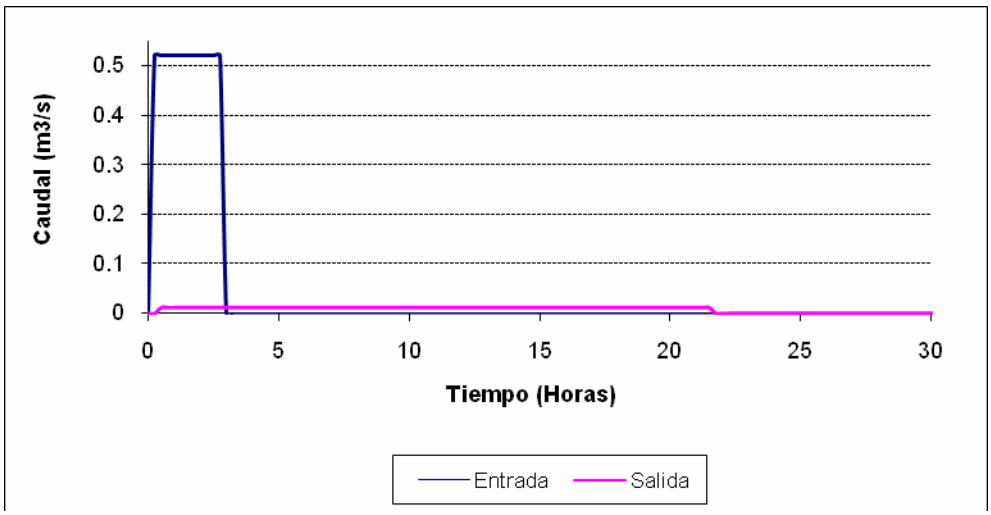


Figura 5-48 Hidrograma de entrada y salida de un sistema con módulos en arena – 100 años.

Al igual que en el caso del tanque, al comparar los hidrogramas de salida para los dos períodos de retorno se encontró que en el caso de los 100 años la duración de la descarga es mucho menor. Como se observa en la Figura 5-49, esto se debe a que presenta un mayor volumen de almacenamiento y en consecuencia, una mayor profundidad y descarga.

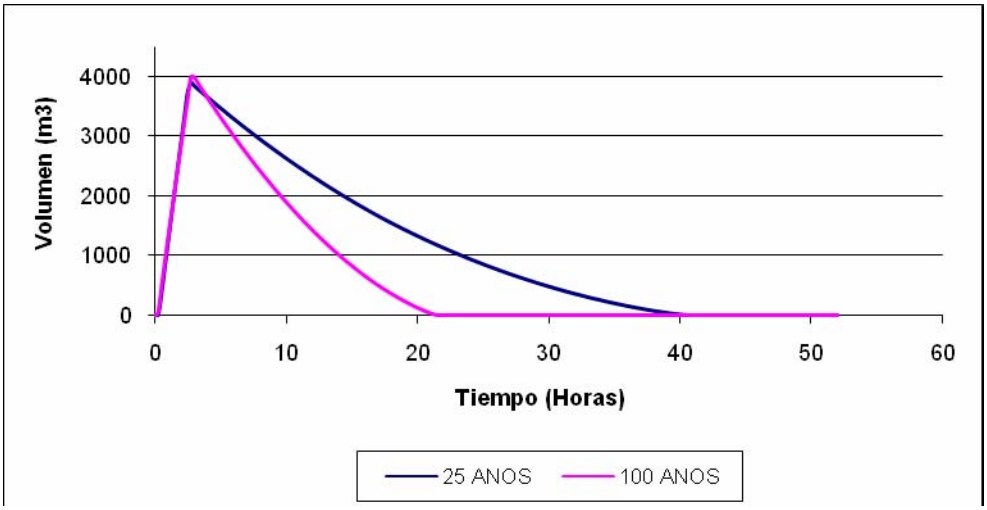


Figura 5-49 Comparación del volumen de almacenamiento de los módulos en arena.

Adicionalmente se analizó el funcionamiento del sistema cuando se presentan dos eventos de precipitación con una diferencia de tiempo muy pequeña. En este caso, la totalidad de los módulos ya habían sido desocupados a 48 horas del inicio del evento de precipitación. Por esta razón, en este caso se utilizó la misma profundidad de 0.1 m en la nueva simulación, la cual se presenta 37 horas después del inicio del evento de precipitación. En

la Figura 5-50 y la Figura 5-51 se presentan las gráficas del volumen de almacenamiento para los dos períodos con esta nueva condición. El máximo volumen que se presenta en el período de 25 años es de 3926.3 m^3, el cual no sobrepasa el límite correspondiente al 95% del volumen total (4028 m^3). Esto también sucede en el caso del período de los 100 años, en donde el máximo volumen es de 4025.2 m^3.

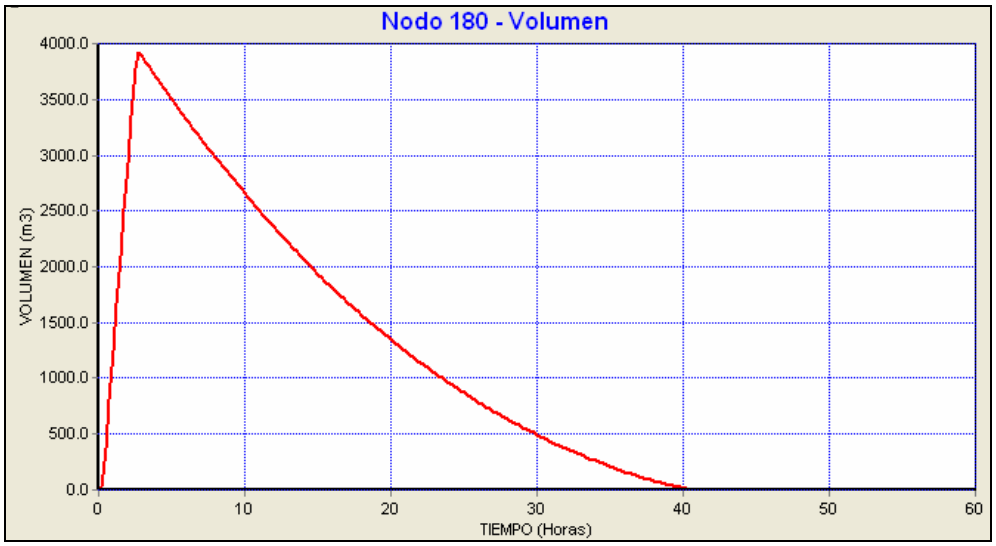


Figura 5-50 Volumen de almacenamiento de módulos en arena para eventos cercanos – 25 años.

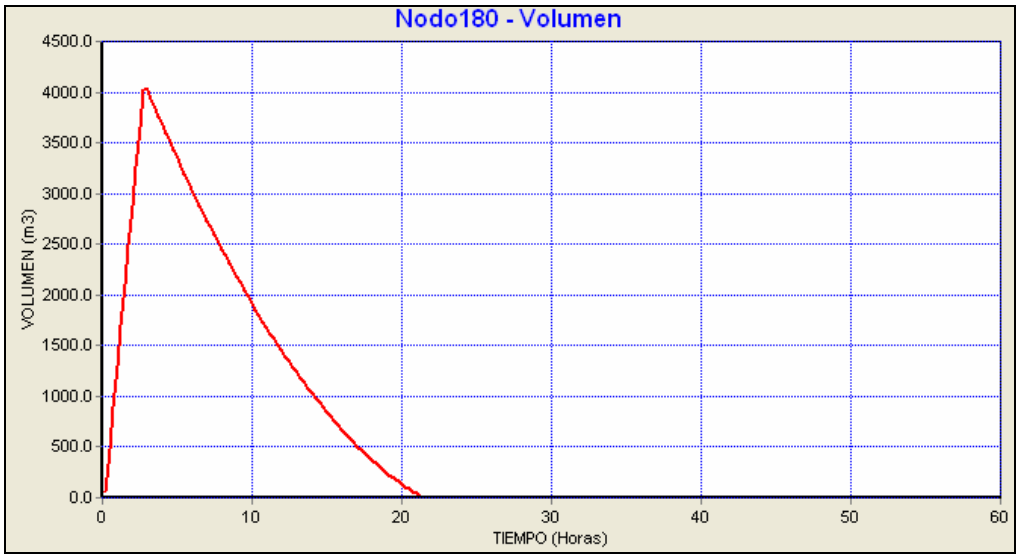


Figura 5-51 Volumen de almacenamiento de módulos en arena para eventos cercanos – 100 años.

Al comparar estas gráficas con las obtenidas anteriormente se observa que los valores del volumen se aumentan en un pequeño porcentaje, pero el tiempo de almacenamiento permanece igual. Esto implica que no deben existir mayores cambios en el hidrograma de

salida y por tanto en el comportamiento del canal aguas abajo de la descarga (ver la Figura 5-52).

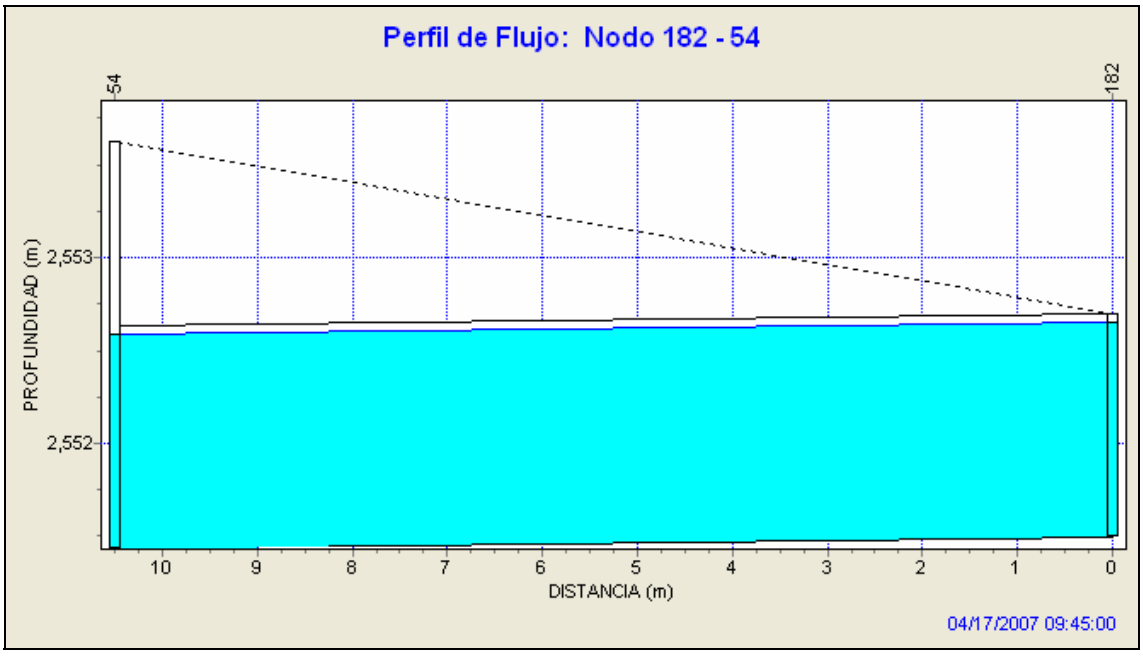


Figura 5-52 Perfil de flujo del canal con módulos en arena para eventos cercanos – 100 años.

5.2 Modelación de calidad de agua

En este numeral se presentan los resultados obtenidos al correr cada modelo con las respectivas variaciones en los eventos de precipitación y el tipo de sistema de almacenamiento temporal utilizado. Lo que se buscaba determinar era las diferencias que existían entre cada uno de estos esquemas y si el uso de este tipo de sistemas genera beneficios adicionales a evitar inundaciones.

5.2.1 Modelación con el tanque en concreto

En esta modelación se buscaba analizar el cambio de la concentración de contaminantes para tres sectores: el tanque de almacenamiento, las tuberías de entrada y salida del sistema, y el primer y último tramo del canal. En el primer caso se encontró que todos los contaminantes presentan un comportamiento semejante: un período inicial en el que la concentración aumenta rápidamente hasta alcanzar un valor máximo, a partir del cual decae exponencialmente hasta llegar a un mínimo en el cual permanece constante.

En las siguientes gráficas se presentan los cambios en la concentración de cada contaminante para cada período de retorno. Como se puede observar, a partir de la segunda

hora la concentración se acerca al valor mínimo. En las horas iníciales lo que se tiene es la entrada de agua lluvia al sistema, por lo que se presenta un aumento continuo de la concentración. Sin embargo, hay un punto a partir del cual dicho incremento se detiene debido a que se presentan los procesos de sedimentación y descomposición, así como la salida de una parte del agua almacenada, lo cual contribuye a disminuir la concentración de cada contaminante.

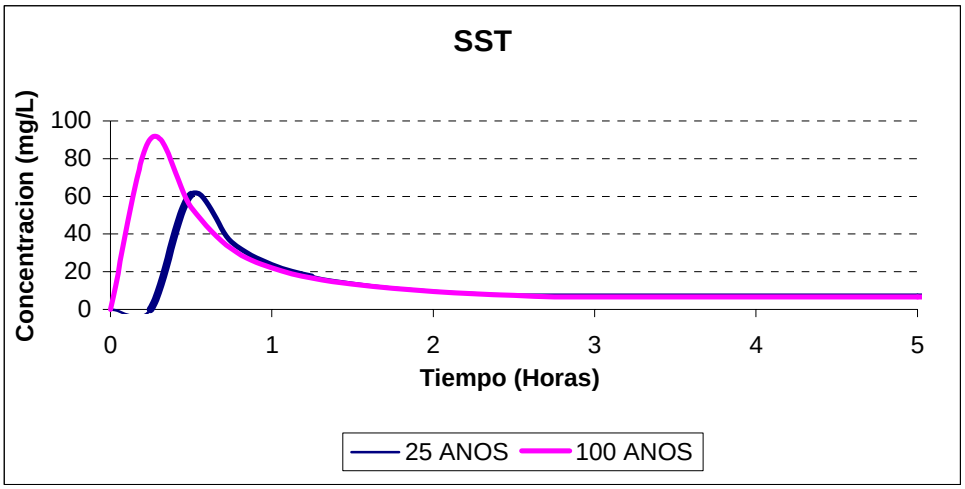


Figura 5-53 Cambio en la concentración de SST en el tanque en concreto.

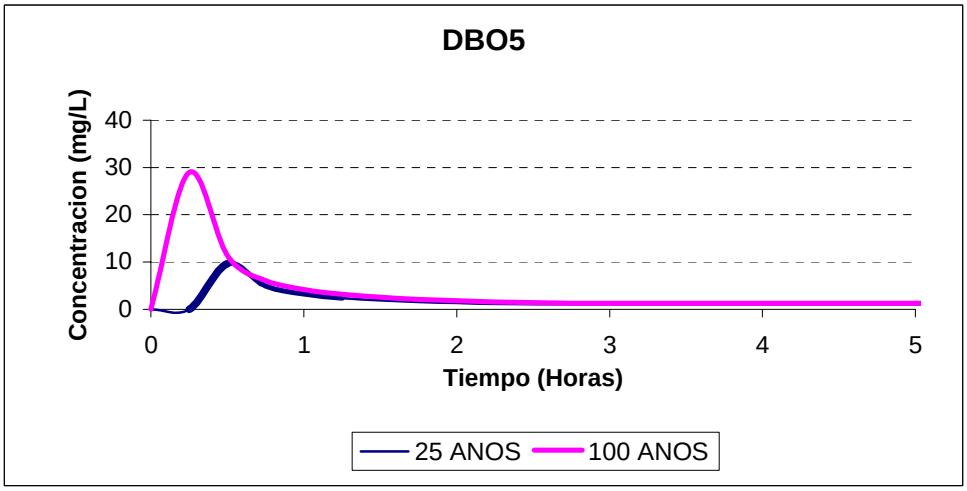


Figura 5-54 Cambio en la concentración de DBO_5 en el tanque en concreto.

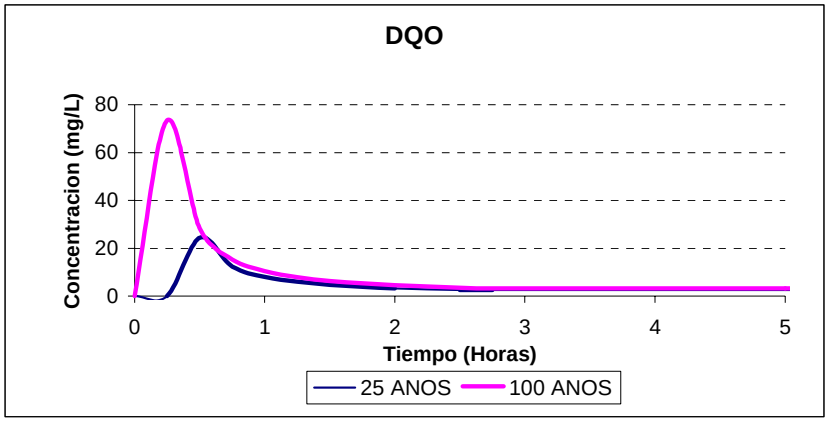


Figura 5-55 Cambio en la concentración de DQO en el tanque en concreto

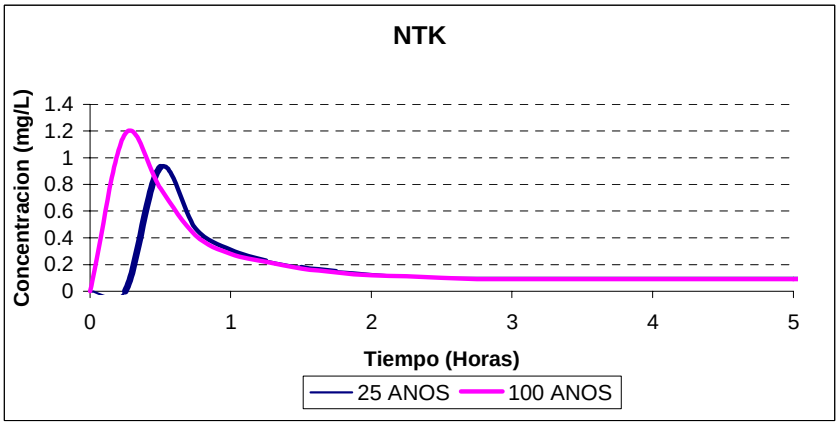


Figura 5-56 Cambio en la concentración de NTK en el tanque en concreto.

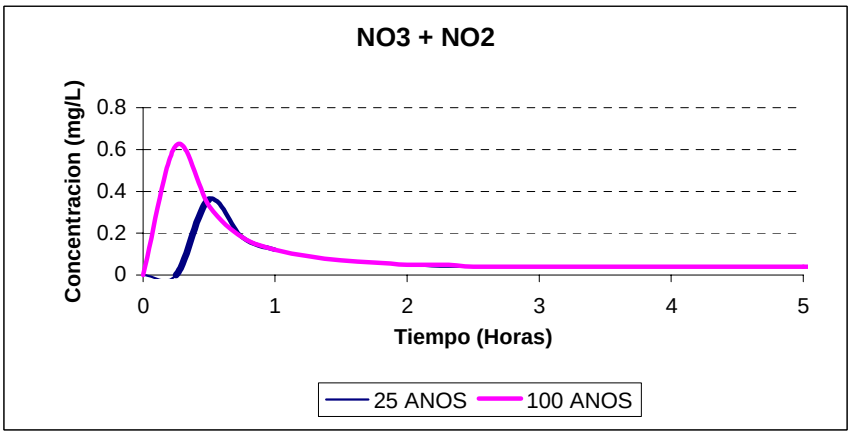


Figura 5-57 Cambio en la concentración de Nitritos y Nitratos en el tanque en concreto.

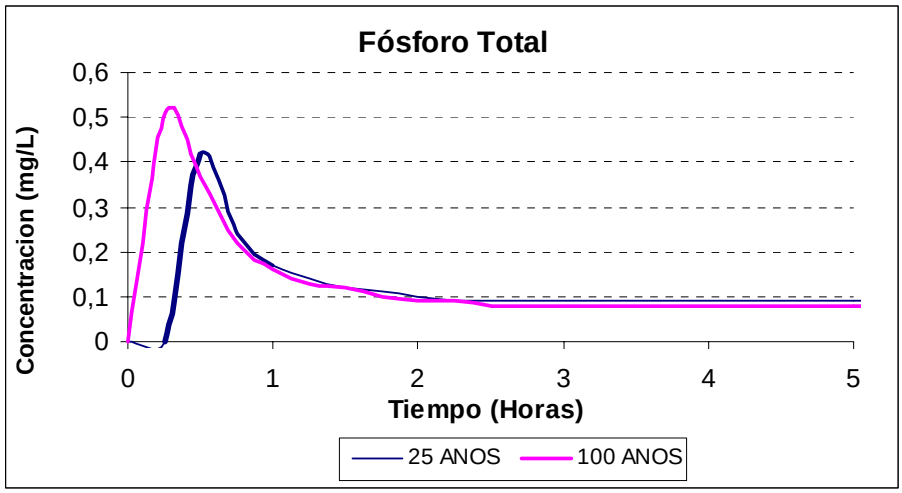


Figura 5-58 Cambio en la concentración de Fósforo Total en el tanque en concreto.

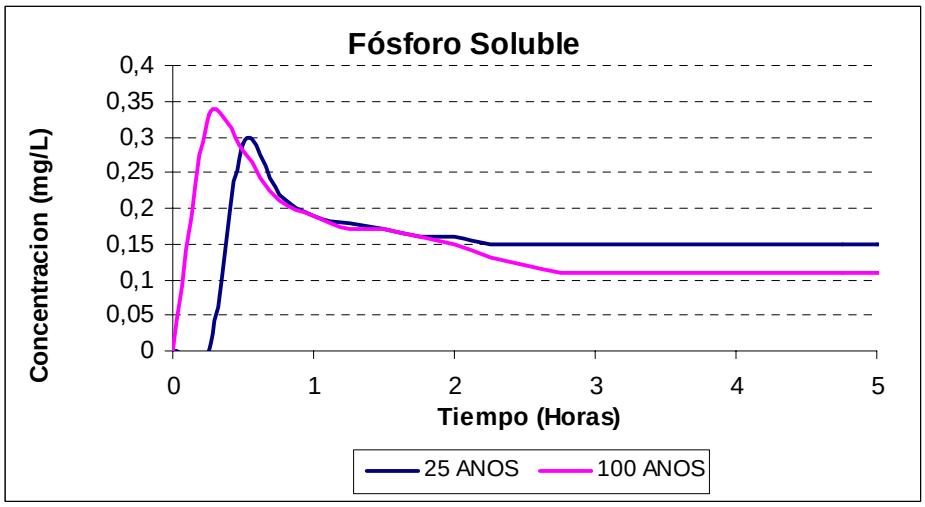


Figura 5-59 Cambio en la concentración de Fósforo Soluble en el tanque en concreto.

En las gráficas también se puede observar que existe una diferencia entre las curvas correspondientes a diferentes períodos de retorno. Aunque en ambos casos se alcanza aproximadamente el mismo valor mínimo a partir de la tercera hora, la concentración máxima y el tiempo en el que se presenta la acumulación de los contaminantes es mucho menor con un período de retorno de 25 años. Este comportamiento es el resultado de que, aunque en el evento correspondiente a los 100 años se presenta una mayor entrada de aguas lluvia, el tiempo de almacenamiento para un período de retorno de 25 años es mucho mayor. Esto último implica que se pueden tener mayores pérdidas por descomposición y sedimentación.

En la Tabla 5-4 se resumen los principales resultados obtenidos con el modelo en ambos casos. Dichos valores evidencian el comportamiento descrito anteriormente.

Tabla 5-4 Concentraciones de cada período de retorno – Tanque en concreto.

Contaminante	Máxima 25	Mínima 25	Máxima 100	Mínima 100
SST	60.98	6.81	90.53	6.64
DBO5	9.66	1.15	29.02	1.26
DQO	24.48	2.86	73.41	3.17
NTK	0.93	0.1	1.18	0.09
NO2+NO3	0.36	0.04	0.62	0.04
P Total	0.42	0.09	0.51	0.08
P soluble	0.29	0.13	0.33	0.11

Por otra parte, también se analizaron los cambios que se presentan en las tuberías de entrada y salida del tanque de almacenamiento. En las siguientes figuras se presentan las gráficas de la concentración en función del tiempo para cada contaminante. En este caso, los valores corresponden al período de retorno de 25 años. Adicionalmente, sólo se grafican los cinco primeras horas ya que la concentración de salida se mantiene cercana al valor mínimo hasta que el tanque se desocupa.

Como se puede observar, en todos los casos la concentración de entrada es menor que la que se tiene en la tubería de salida. Esto se debe a que los contaminantes entran al sistema de almacenamiento temporal en donde se acumulan y por tanto, se incrementa la concentración. Aunque en el tanque se presentan procesos de sedimentación y descomposición, no toda el agua que entra permanece en él un período de tiempo suficiente para que la cantidad de contaminantes que transporta disminuya. Por tal razón, en la tubería de salida se observa una concentración inicial alta, que con el tiempo disminuye.

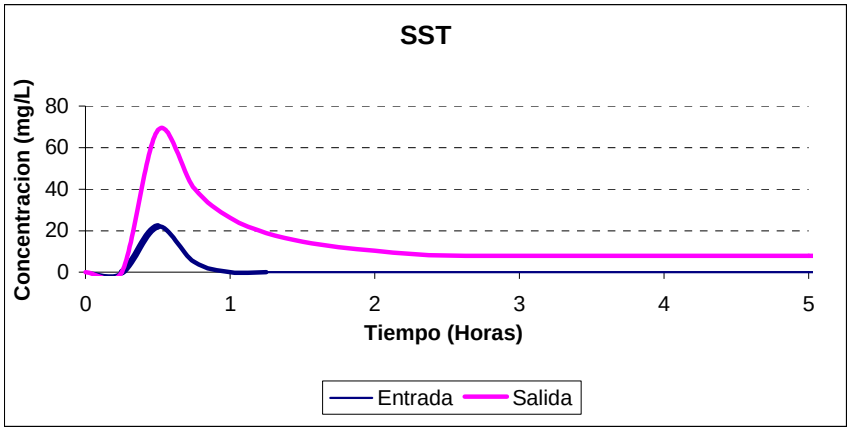


Figura 5-60 Comparación de la concentración de SST en la entrada y salida del tanque en concreto.

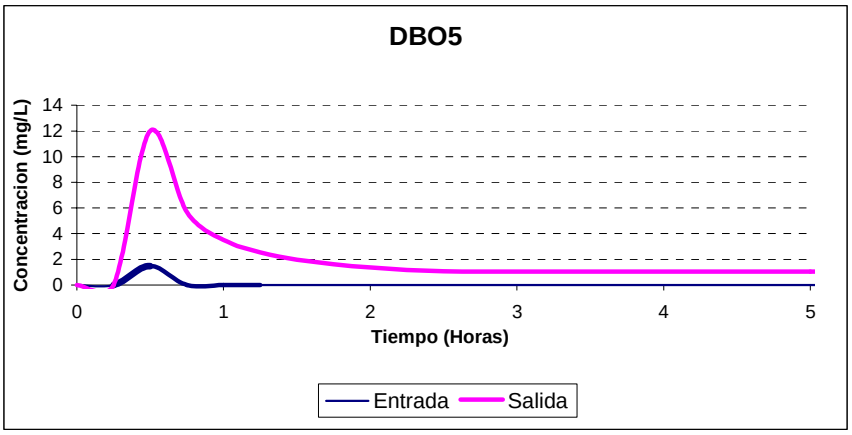


Figura 5-61 Comparación de la concentración de DBO_5 en la entrada y salida del tanque en concreto

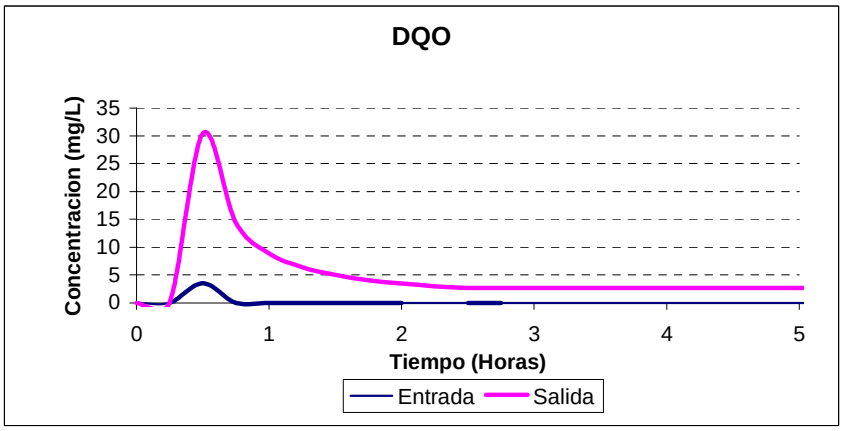


Figura 5-62 Comparación de la concentración de DQO en la entrada y salida del tanque en concreto.

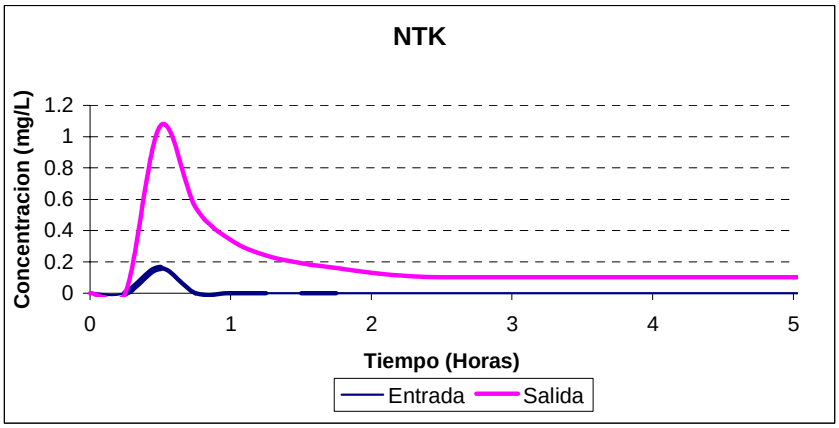


Figura 5-63 Comparación de la concentración de NTK en la entrada y salida del tanque en concreto.

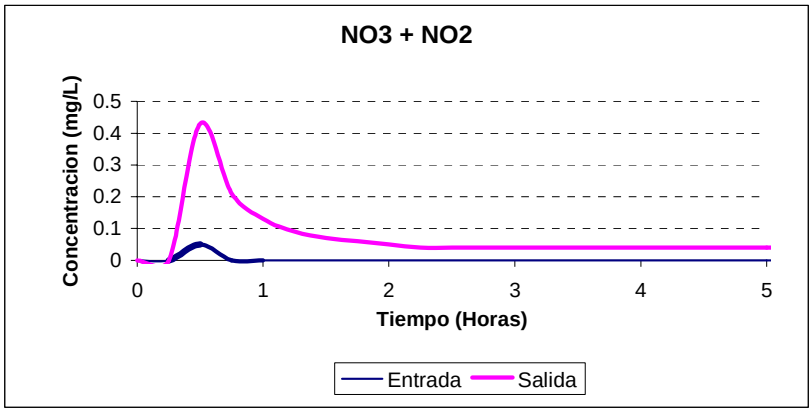


Figura 5-64 Comparación de la concentración de Nitritos y Nitratos en la entrada y salida del tanque en concreto.

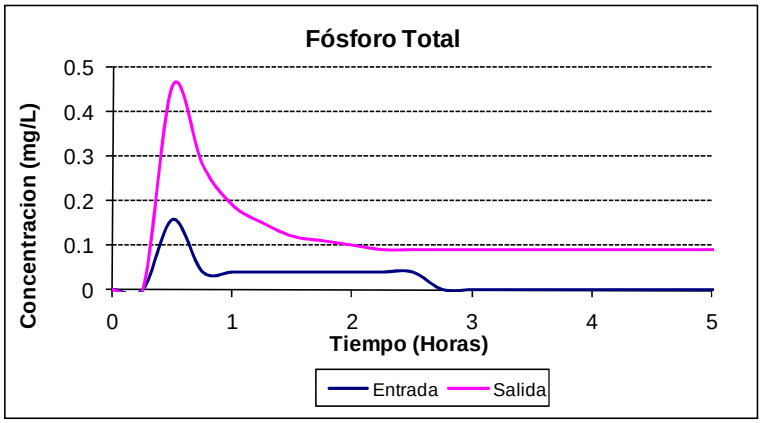


Figura 5-65 Comparación de la concentración de Fósforo Total en la entrada y salida del tanque en concreto.

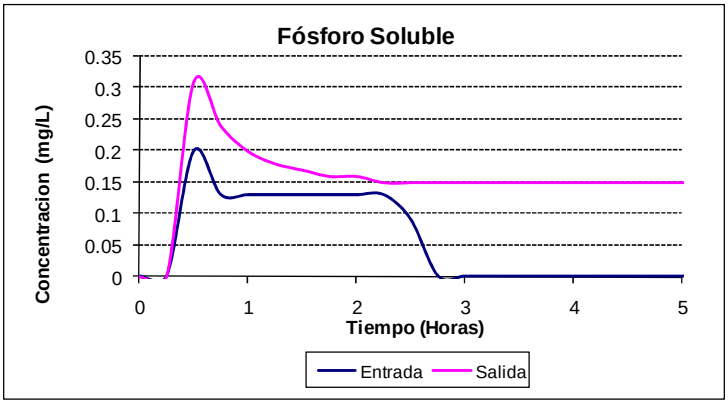


Figura 5-66 Comparación de la concentración de Fósforo Soluble en la entrada y salida del tanque en concreto.

A pesar de que la concentración a la salida del sistema es mayor que la de la entrada, el sistema permite tener una disminución en la concentración de los contaminantes que transporta el canal. Esto se comprobó al estudiar como cambiaba este parámetro a lo largo de cada tramo del canal.

En todos los casos se encontró que en el primer y segundo tramo se presentan dos períodos con una alta presencia de contaminantes: un pulso al principio del período de simulación y un escalón que comienza 20 horas después de que ha iniciado el evento de precipitación.

El pulso corresponde a los contaminantes que se han acumulado en zonas cercanas al nodo de descarga. También puede ser interpretado como la resuspensión de los sedimentos que se han acumulado al principio del canal, y que con la creciente vuelven a ser transportados por el agua. El escalón posterior corresponde a los contaminantes que han sido acumulados a lo largo de toda la subcuenca y que han sido lavados por el agua lluvia.

En el caso de los Sólidos Suspendidos Totales (SST) el escalón se presenta durante aproximadamente 10 horas, en las cuales se tiene una concentración de105.5 mg/L. Este valor podría ser mayor pero, como el modelo se corrió después de 10 días en los que no hubo eventos de lluvia, no se alcanzó la máxima concentración de contaminante que podía ser acumulada. Sin embargo, el evento es equivalente a uno de primer lavado.

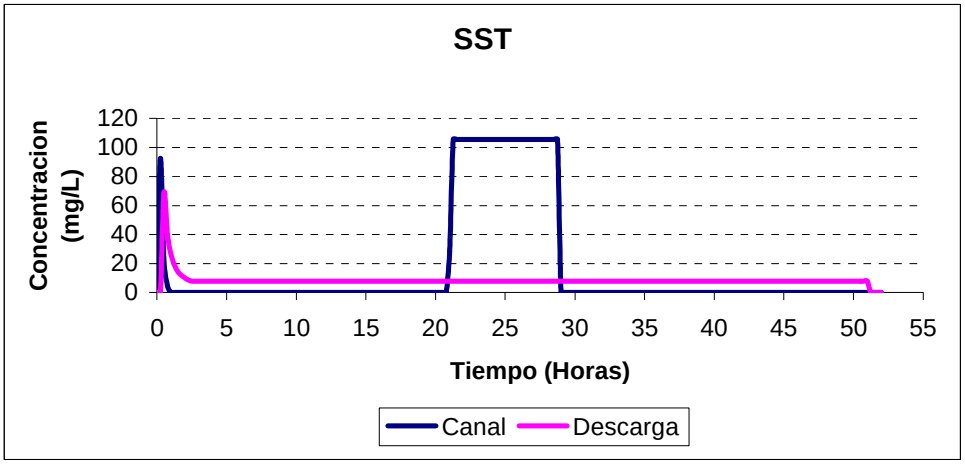


Figura 5-67 Comparación de la concentración de SST de la descarga y el canal – Tanque en concreto.

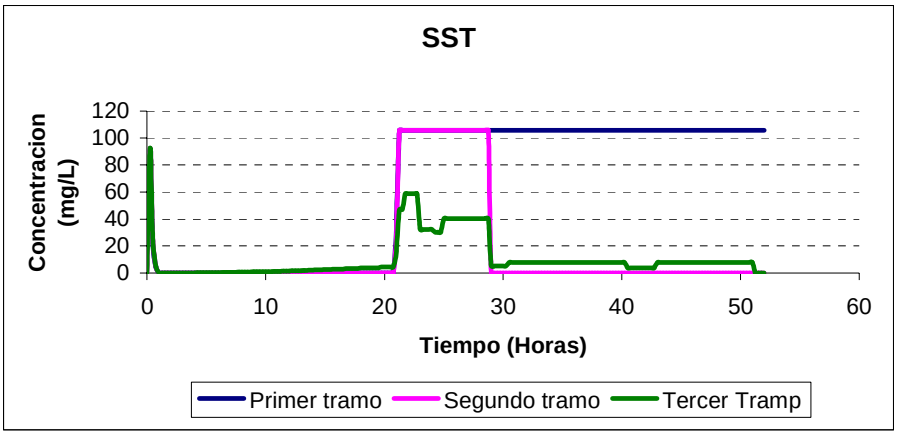


Figura 5-68 Comparación de la concentración de SST a lo largo del canal – Tanque en concreto.

Como se puede observar en la Figura 5-68, en el segundo tramo se presenta una reducción de la concentración probablemente relacionada con la división de una parte del caudal hacia el tanque de almacenamiento. Adicionalmente se observa que, al comparar el último tramo del canal con los dos primeros, existe una disminución de la concentración del contaminante como resultado de la presencia del tanque de almacenamiento. Esta reducción se da principalmente después de las 20 horas, momento en el cual el canal llevaba una concentración significativa; pero con el caudal de descarga del tanque se genera un proceso de dilución que permite disminuir la concentración (ver la Figura 5-68). Este fenómeno se puede dar debido a que para este momento el caudal que lleva el canal es menor al de la descarga.

Este comportamiento también se presentó con los demás contaminantes. En las siguientes figuras se muestran los cambios en sus respectivas concentraciones para un período de retorno de 25 años.

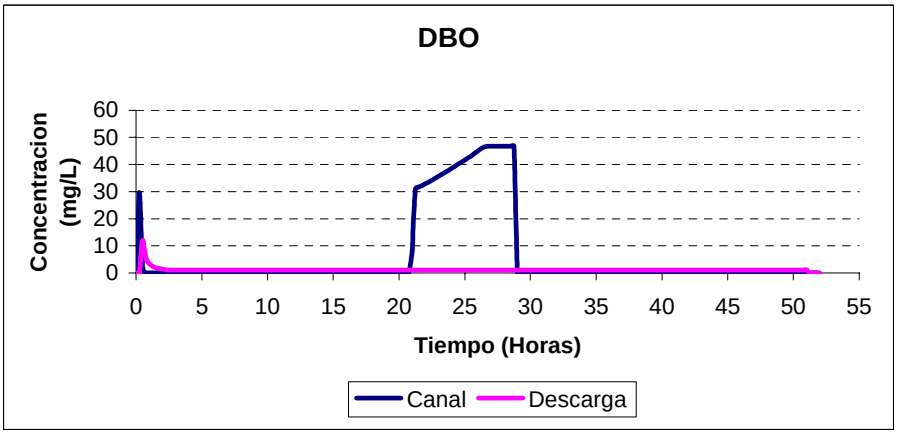


Figura 5-69 Comparación de la concentración de DBO_5 de la descarga y el canal – Tanque en concreto.

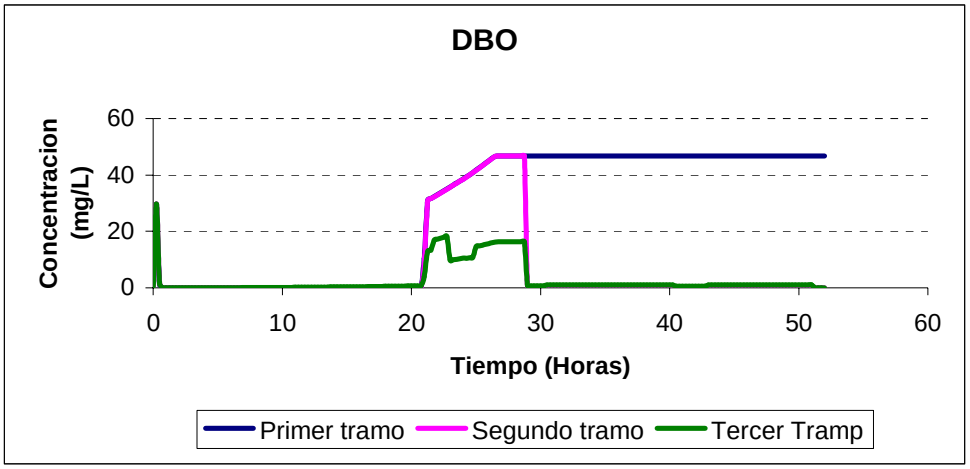


Figura 5-70 Comparación de la concentración de DBO_5 a lo largo del canal – Tanque en concreto.

En el caso de la DBO_5 la máxima concentración que se tiene en el canal antes de la descarga es de 46.8 mg/L. Al igual que con los SST, se presenta un período de 10 horas en la que se aumenta la concentración y que está relacionado con los procesos de acumulación y lavado de contaminantes (ver la Figura 5-70). Por otra parte, la máxima concentración que se obtiene después de la dilución con el caudal de la descarga es de 18.2 mg/L. Este comportamiento se repite en el caso de la DQO, en donde se pasa de una concentración máxima de 117.8 mg/L a 41.1 mg/L.

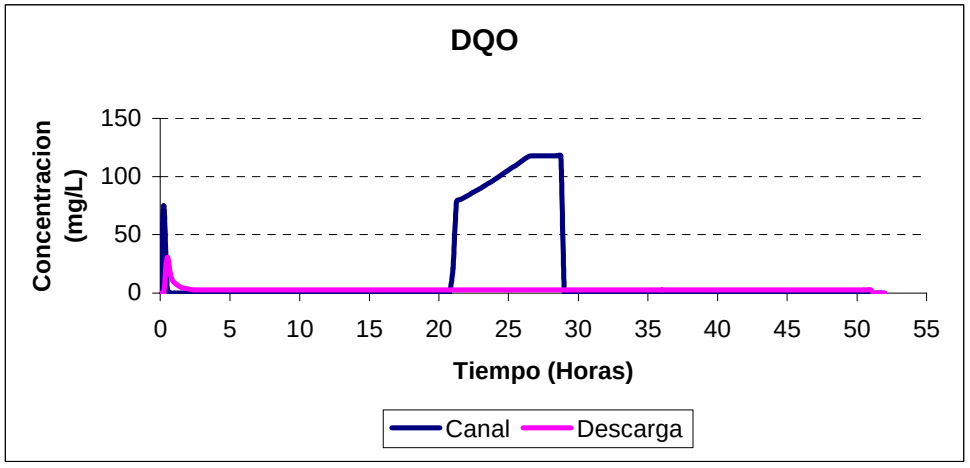


Figura 5-71 Comparación de la concentración de DQO de la descarga y el canal – Tanque en concreto.

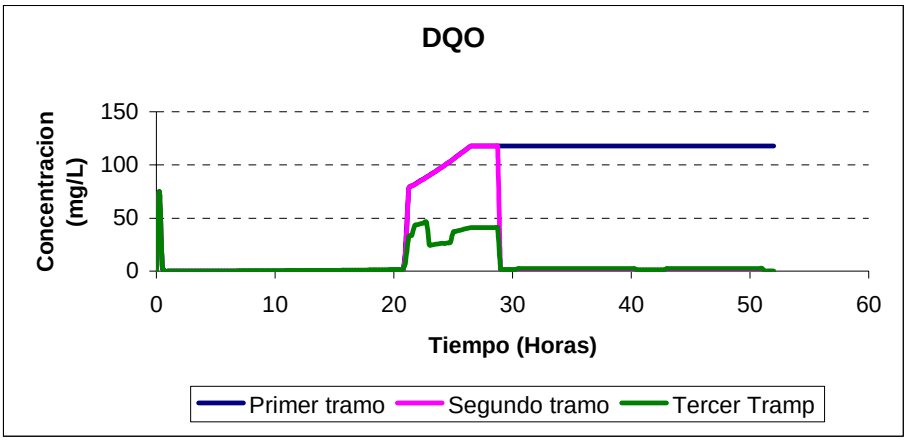


Figura 5-72 Comparación de la concentración de SST DQO a lo largo del canal – Tanque en concreto.

Para el NTK y la suma de Nitritos y Nitratos se obtuvo un comportamiento semejante a los obtenidos con los anteriores contaminantes. El beneficio se empieza a observar en el período en donde antes se presentaba la mayor concentración, es decir, 20 horas después del inicio del evento de precipitación (ver la Figura 5-74 y la Figura 5-76). En el caso del NTK la máxima concentración que se tiene es de 1.3 mg/L antes de la descarga, la cual disminuye a 0.73 mg/L cuando comienza el proceso de dilución. Para los Nitritos y Nitratos estos valores son de 0.92 mg/L y de 0.33 mg/L, respectivamente.

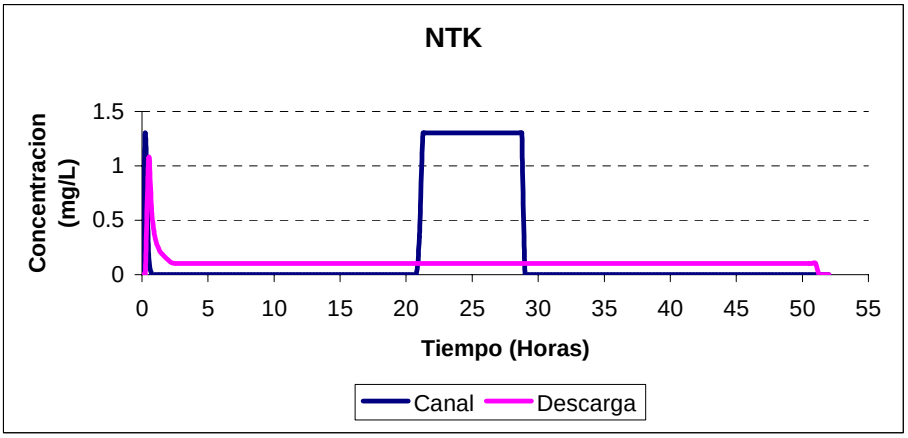


Figura 5-73 Comparación de la concentración de NTK de la descarga y el canal – Tanque en concreto.

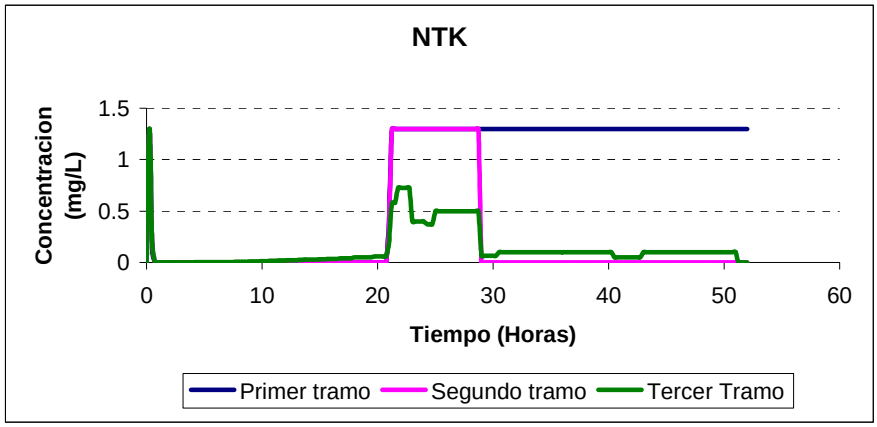


Figura 5-74 Comparación de la concentración de NTK a lo largo del canal – Tanque en concreto.

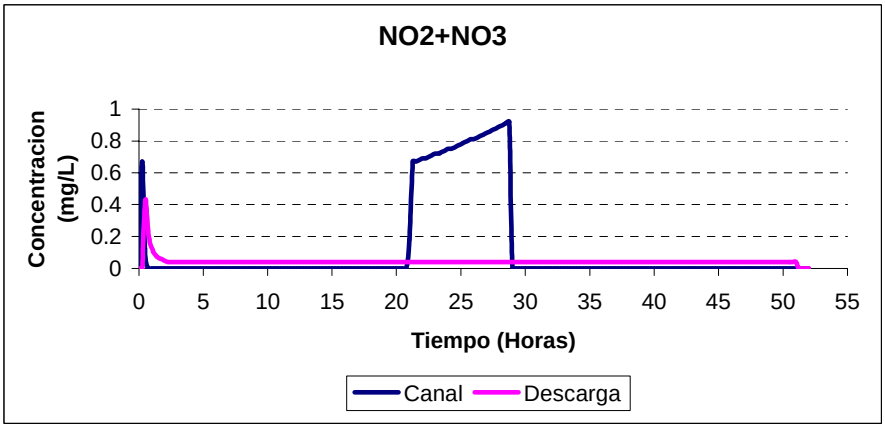


Figura 5-75 Comparación de la concentración de NO_2 de la descarga y el canal – Tanque en concreto.

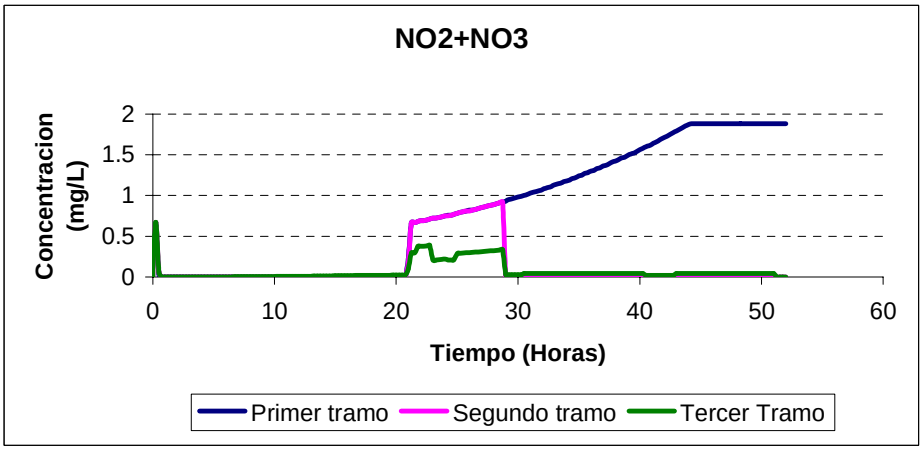


Figura 5-76 Comparación de la concentración de NO_2 a lo largo del canal – Tanque en concreto.

En el caso del Fósforo Total y el del Fósforo Soluble el comportamiento es semejante al observado anteriormente, sólo que la presencia de cada contaminante es constante a lo largo del período de simulación (ver la Figura 5-78 y la Figura 5-80). Aunque en este caso también se observa el pulso y el escalón, entre estos períodos se observa una pequeña concentración de contaminantes. Esta diferencia se debe a las características de la función de acumulación y lavado del Fósforo Total, comportamiento que se repite en el Fósforo Soluble dado que todos sus parámetros corresponden a un 62.9% de los valores del Total.

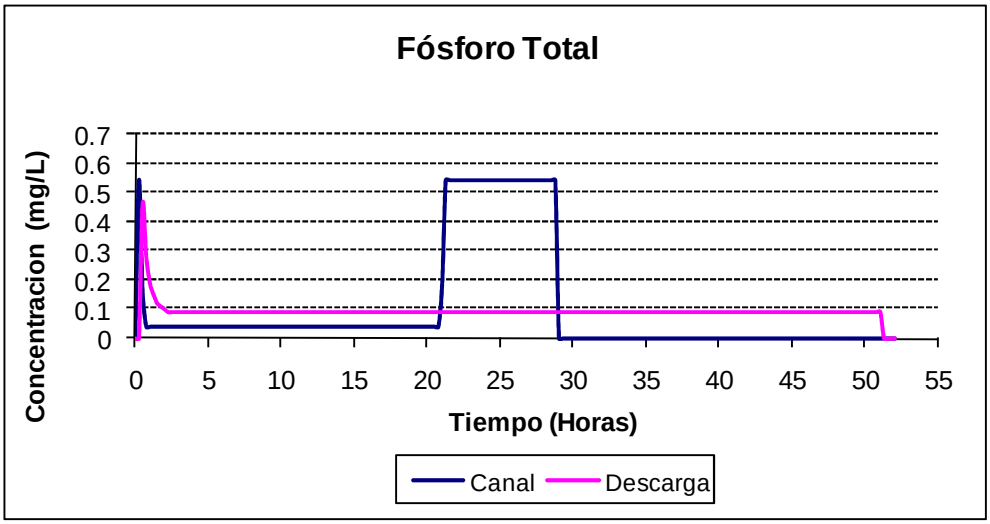


Figura 5-77 Comparación de la concentración de Fósforo Total de la descarga y el canal – Tanque en concreto.

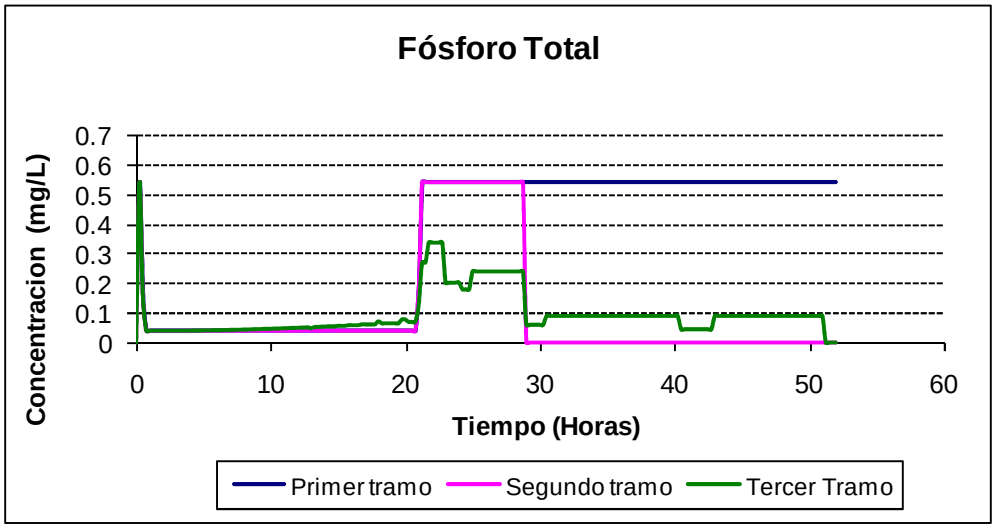


Figura 5-78 Comparación de la concentración de Fósforo Total a lo largo del canal – Tanque en concreto.

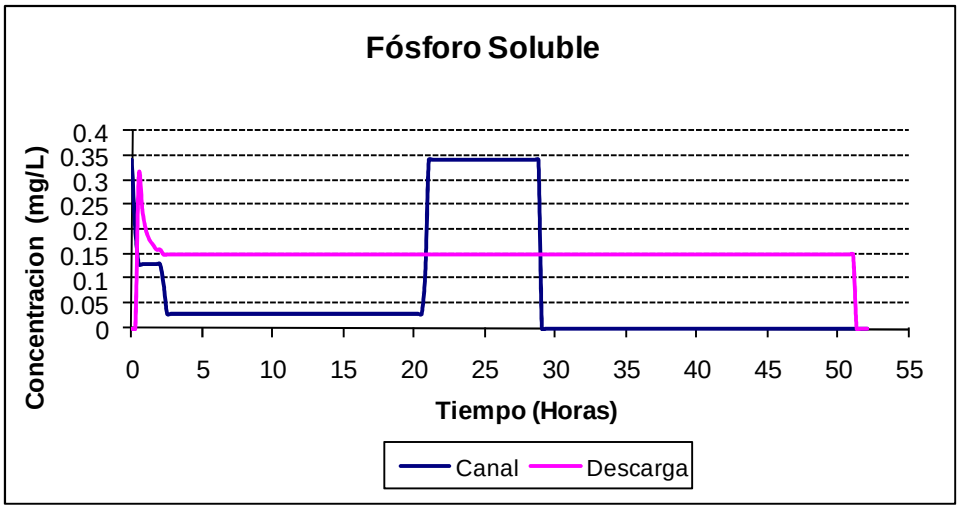


Figura 5-79 Comparación de la concentración de Fósforo Soluble de la descarga y el canal – Tanque en concreto.

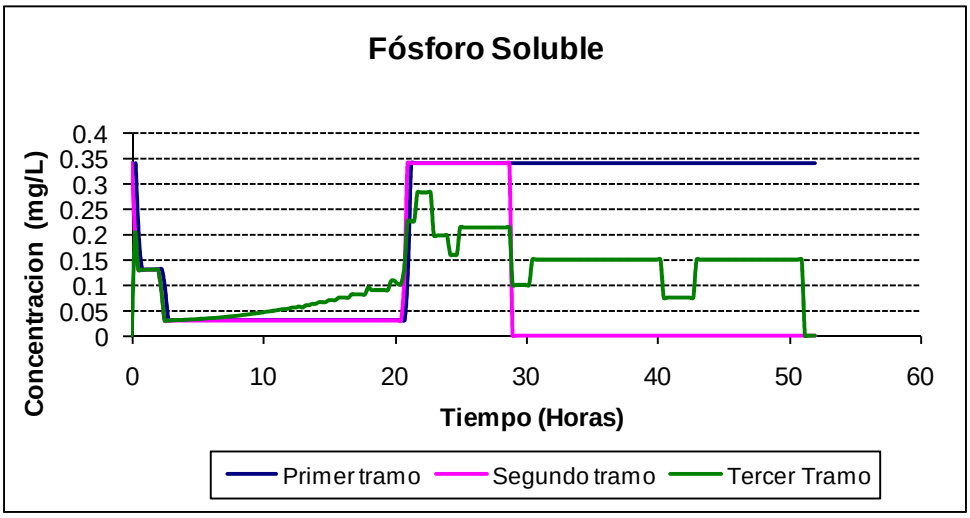


Figura 5-80 Comparación de la concentración de Fósforo Soluble a lo largo del canal – Tanque en concreto.

En estos últimos casos se observa que si bien se presenta una dilución durante el período de tiempo que transcurre entre las 20 y 30 horas, no se generan mayores beneficios en las horas restantes al comparar el segundo y el tercer tramo del canal. Como se observa en la Figura 5-80, mientras que en el segundo tramo no se observaba la presencia del contaminante, una vez se tiene la descarga se aumenta la concentración del mismo.

Sin embargo, si se tiene en cuenta que el comportamiento del segundo tramo es el resultado de desviar parte del caudal hacia el sistema de almacenamiento se entiende que de manera global (comparando el primer y tercer tramo) si se tiene una disminución significativa en la concentración del contaminante.

Para un período de retorno de 100 años se encontró un comportamiento similar con respecto a la entrada de contaminantes al canal: se tiene inicialmente un pulso, seguido 20 horas después por un escalón. Sin embargo, al comparar con el cambio de la concentración se encontró que no se presenta una disminución del contaminante durante todo el período de tiempo. Esto se debe a que la descarga del sistema finaliza aproximadamente en la hora 26, por lo que durante el resto del tiempo se observa la concentración que se tenía en el segundo tramo del canal. En la Figura 5-81 y la Figura 5-82 se muestran las respectivas gráficas para la DBO_5 para ilustrar dicho comportamiento.

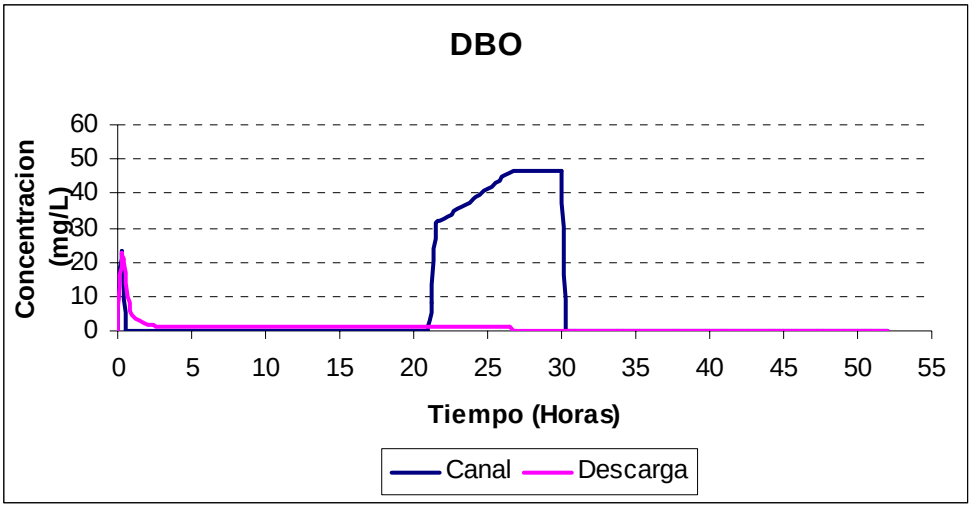


Figura 5-81 Comparación de la concentración de DBO_5 de la descarga y el canal – 100 años.

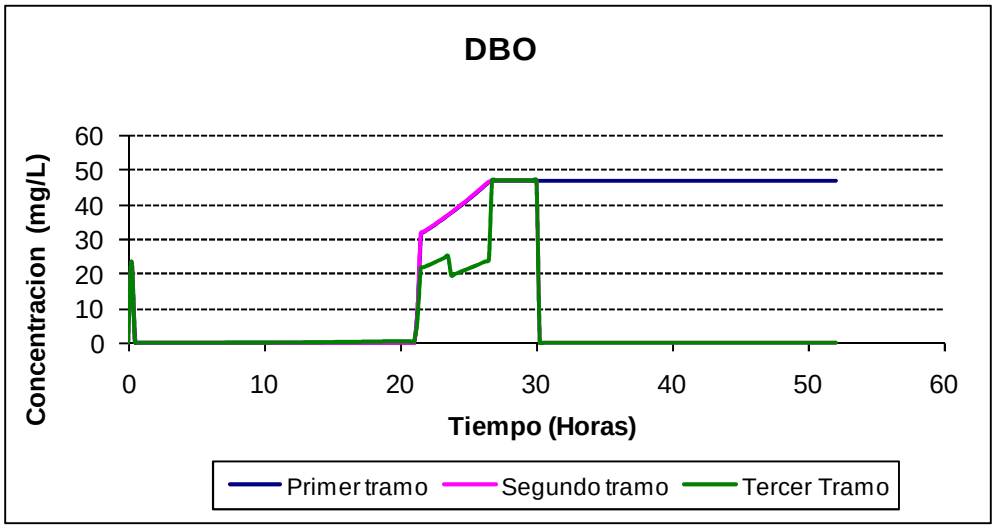


Figura 5-82 Comparación de la concentración de DBO_5 a lo largo del canal – 100 años.

En la mayoría de los casos incluso se tenía un aumento de la concentración debido a que el caudal de descarga no era lo suficientemente grande para producir una dilución en el canal, pero si podía contribuir con una mayor presencia de contaminantes. En la Figura 5-83 y la Figura 5-84 se presenta las gráficas correspondientes al Nitrógeno Kjeldahl. Las correspondientes a los otros contaminantes se presentan en el Anexo 1.

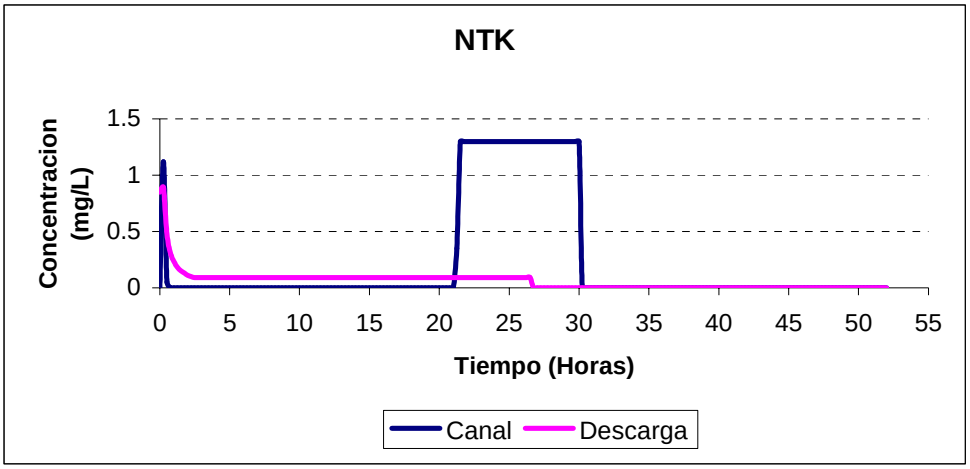


Figura 5-83 Comparación de la concentración de NTK de la descarga y el canal – 100 años.

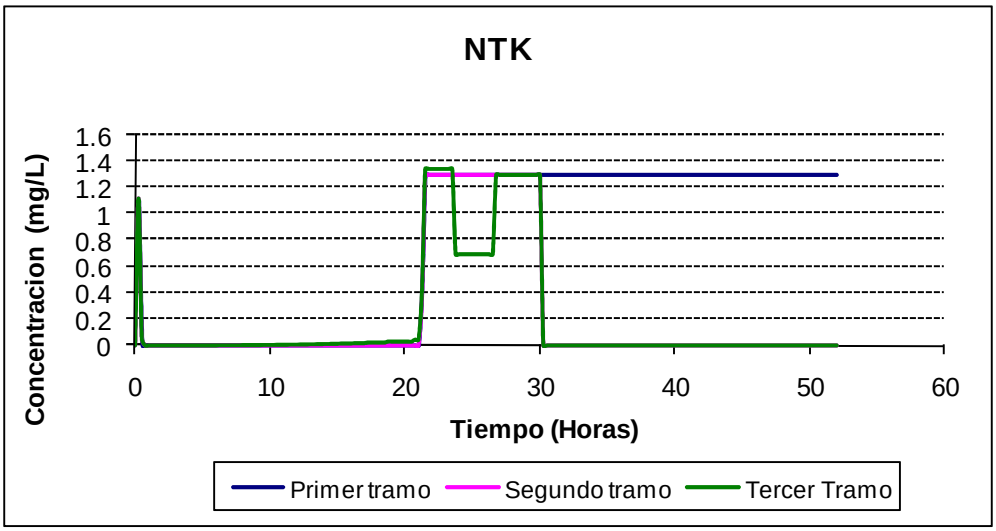


Figura 5-84 Comparación de la concentración de NTK a lo largo del canal – 100 años.

5.2.2 Modelación con módulos en limos

En esta modelación también se analizó el cambio de la concentración de contaminantes para tres sectores: el sistema de almacenamiento, las tuberías de entrada y salida del sistema, y el primer y último tramo del canal.

En el primer caso se encontró que todos los contaminantes presentan el mismo comportamiento: en las horas iniciales lo que se tiene es la entrada de agua lluvia al sistema, por lo que se presenta un aumento continúo de la concentración. Sin embargo, hay un punto a partir del cual dicho incremento se detiene debido a que se presentan los procesos de sedimentación y descomposición, y la salida de continua del agua lluvia almacenada. La disminución es de tipo exponencial debido a las características de la función de remoción que fue introducida.

En las siguientes gráficas se presentan los cambios de la concentración en el sistema de almacenamiento para los dos períodos de retorno.

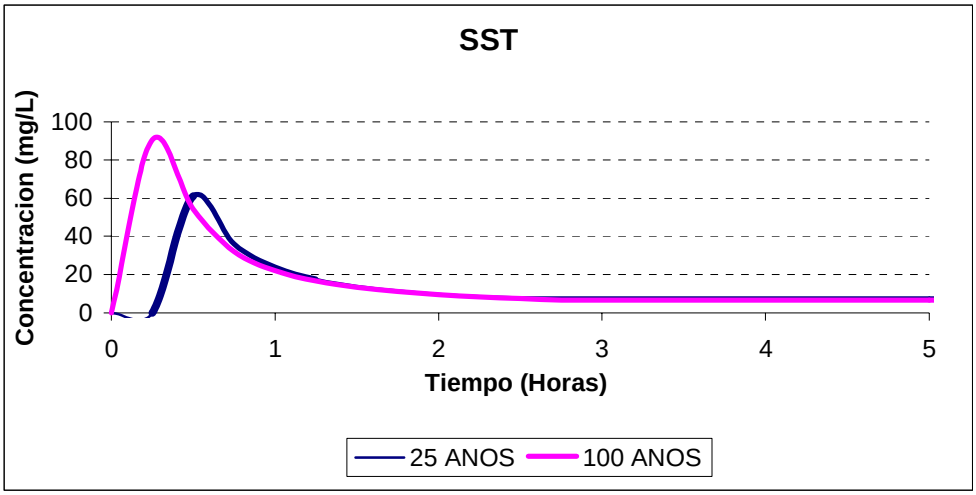


Figura 5-85 Cambio en la concentración de SST en los módulos en limos.

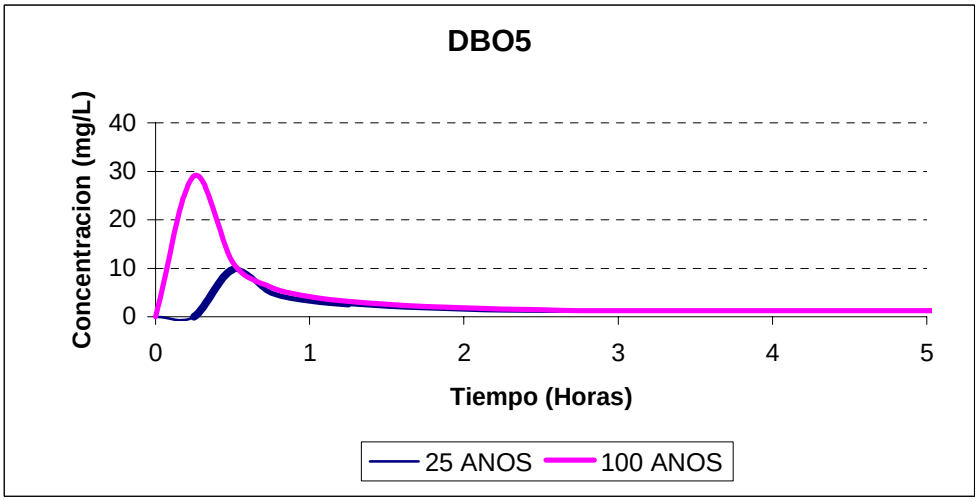


Figura 5-86 Cambio en la concentración de DBO_5 en los módulos en limos.

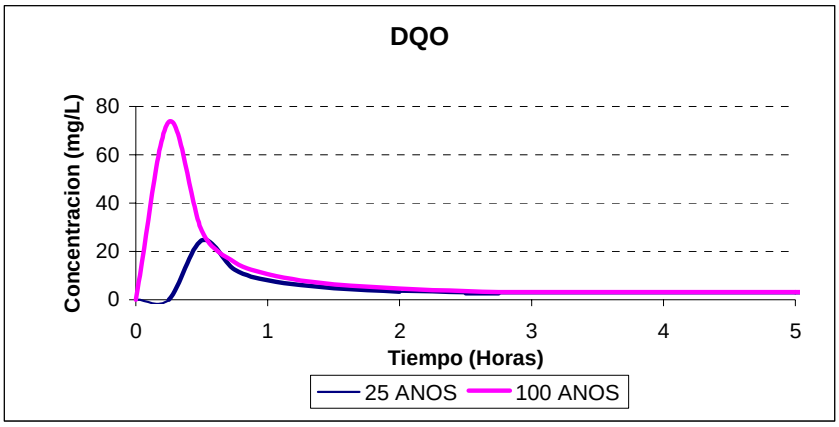


Figura 5-87 Cambio en la concentración de DQO en los módulos en limos.

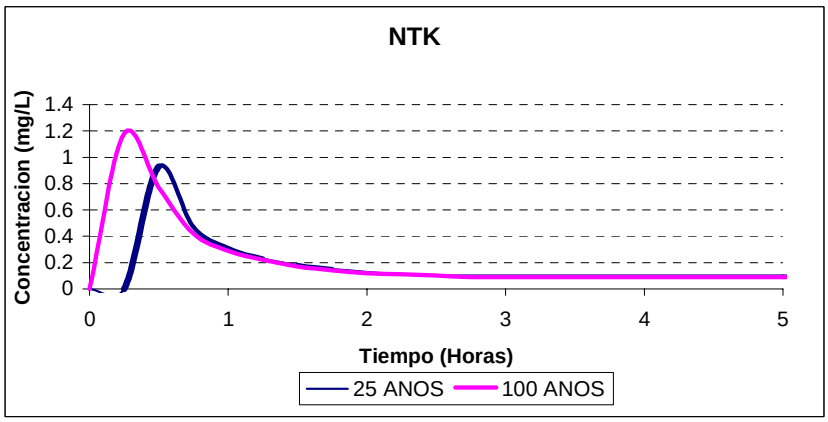


Figura 5-88 Cambio en la concentración de NTK en los módulos en limos.

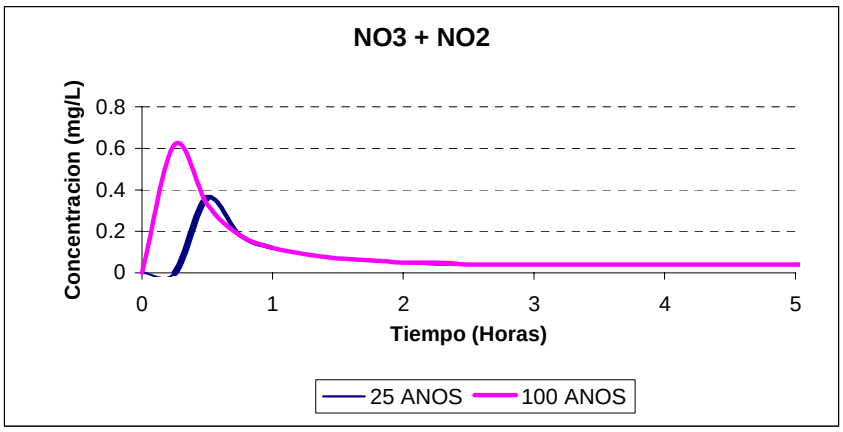


Figura 5-89 Cambio en la concentración de Nitritos y Nitratos en los módulos en limos.

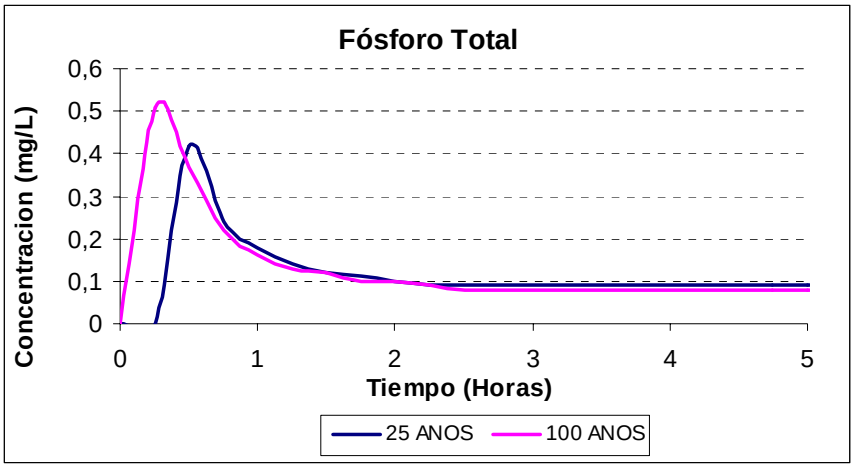


Figura 5-90 Cambio en la concentración de Fósforo Total en los módulos en limos.

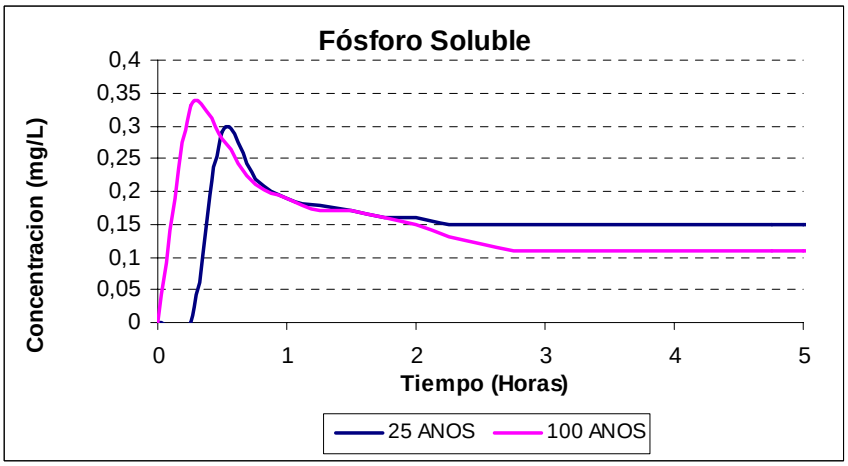


Figura 5-91 Cambio en la concentración de Fósforo Soluble en los módulos en limos.

En las anteriores gráficas se puede observar que existe una diferencia entre las curvas correspondientes a cada período de retorno. Ésta también es el resultado de que, aunque en el evento correspondiente a los 100 años se presenta una mayor entrada de aguas lluvias, el tiempo de almacenamiento para un período de retorno de 25 años es mucho mayor. Esto último implica que se pueden tener mayores pérdidas por descomposición, sedimentación e infiltración.

En la Tabla 5-5 se presentan los valores de las concentraciones máxima y mínima de cada contaminante obtenidas con los dos períodos de retorno. Estos valores son menores a los que se tienen con el tanque de almacenamiento, lo que concuerda con una mayor tasa de

remoción total. Esta última está especialmente influenciada porque en este caso se presentan pérdidas por infiltración.

Tabla 5-5 Concentraciones en el módulos en limos para cada período.

Contaminante	Máxima 25	Mínima 25	Máxima 100	Mínima 100
SST	61.19	6.84	93.94	6.84
DBO5	9.69	1.05	19.69	1.06
DQO	24.56	2.66	76.16	3.16
NTK	0.93	0.1	1.22	0.09
NO2+NO3	0.36	0.04	0.64	0.04
P Total	0.42	0.09	0.53	0.08
P soluble	0.29	0.13	0.34	0.12

Por otra parte, también se analizaron los cambios que se dan en las tuberías de entrada y salida del tanque de almacenamiento. En las siguientes figuras se presentan las gráficas de la concentración en función del tiempo para cada contaminante. En este caso, los valores corresponden al período de retorno de 25 años. Adicionalmente, sólo se grafican los cinco primeras horas ya que la concentración de salida se mantiene en el valor mínimo hasta que el tanque se desocupa.

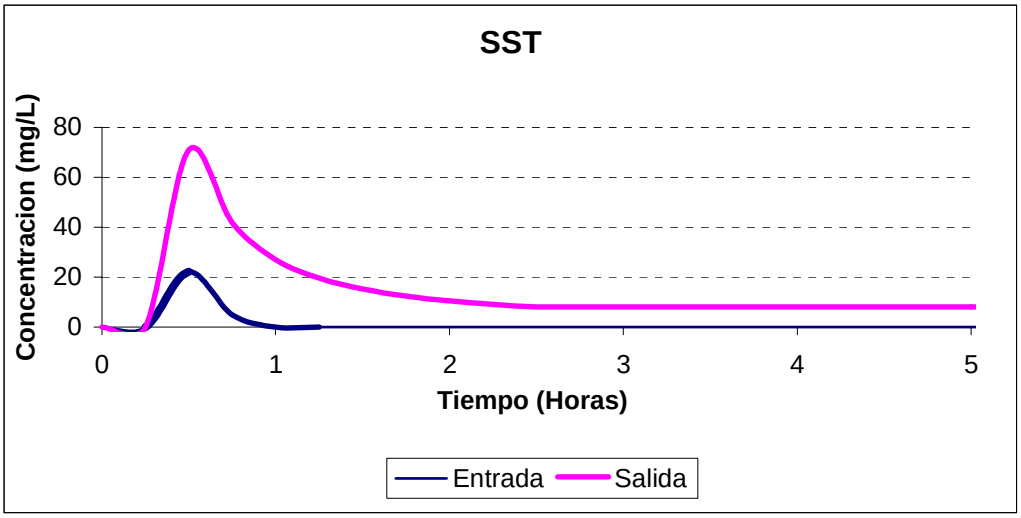


Figura 5-92 Cambio en la concentración de SST a la entrada y salida de los módulos en limos.

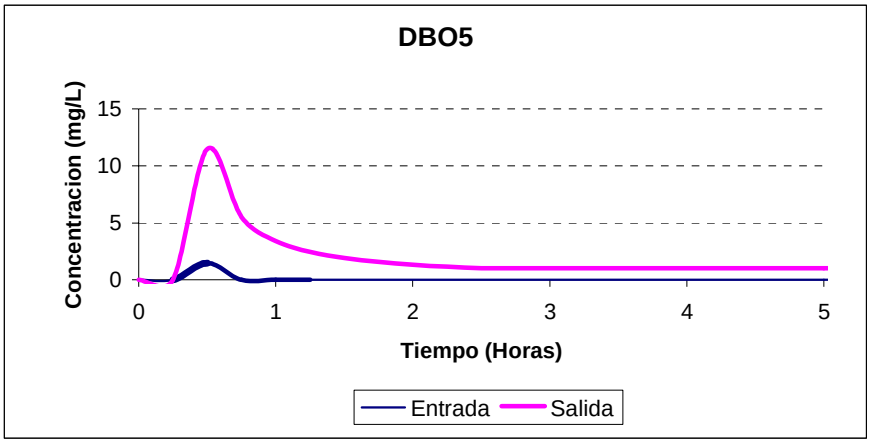


Figura 5-93 Cambio en la concentración de DBO_5 a la entrada y salida de los módulos en limos

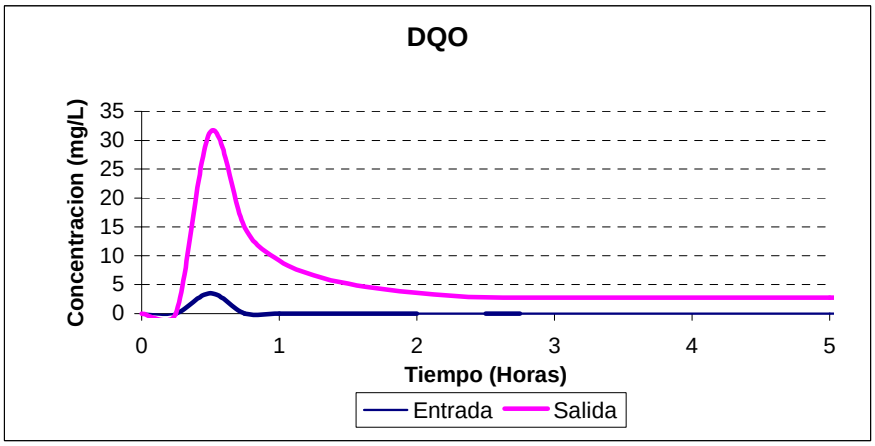


Figura 5-94 Cambio en la concentración de DQO a la entrada y salida de los módulos en limos

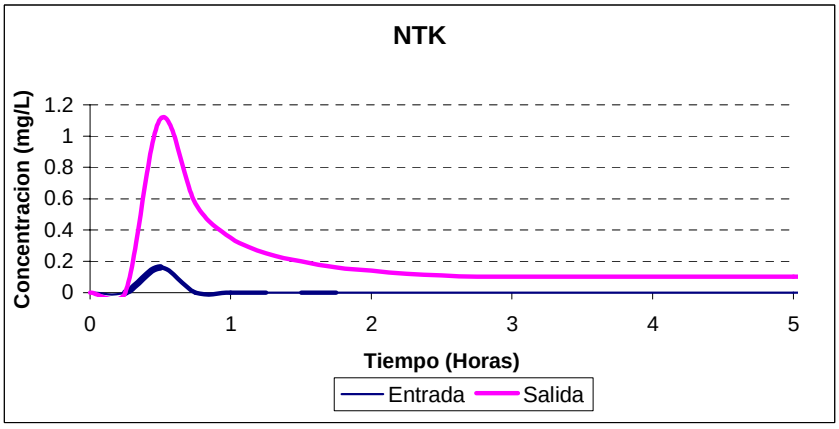


Figura 5-95 Cambio en la concentración de NTK a la entrada y salida de los módulos en limos

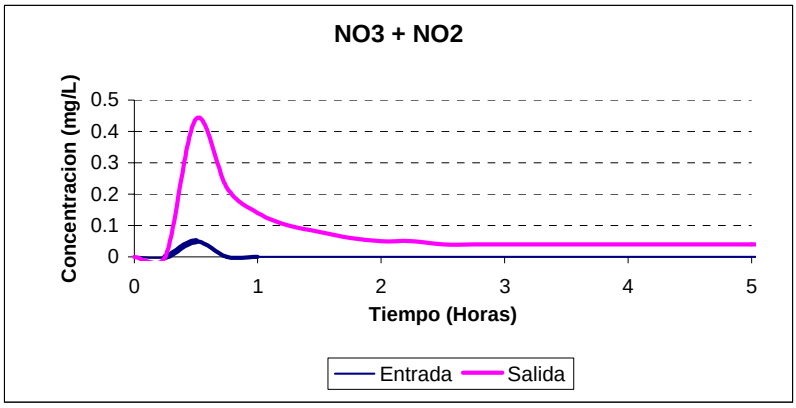


Figura 5-96 Cambio en la concentración de NO_2+NO_3 a la entrada y salida de los módulos en limos

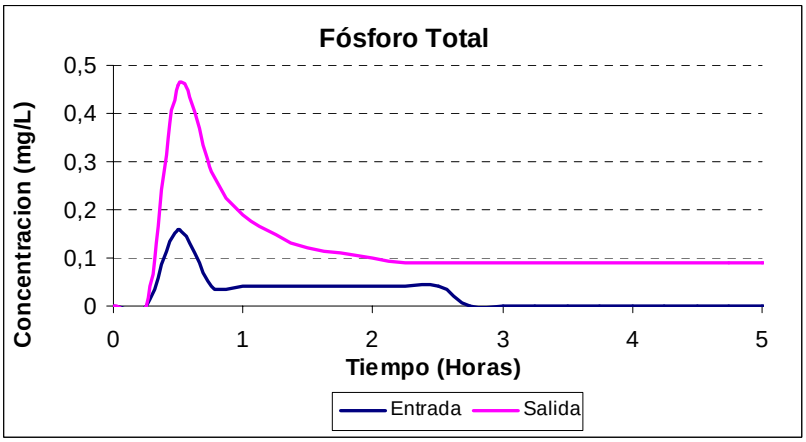


Figura 5-97 Cambio en la concentración de Fósforo Total a la entrada y salida de los módulos en limos.

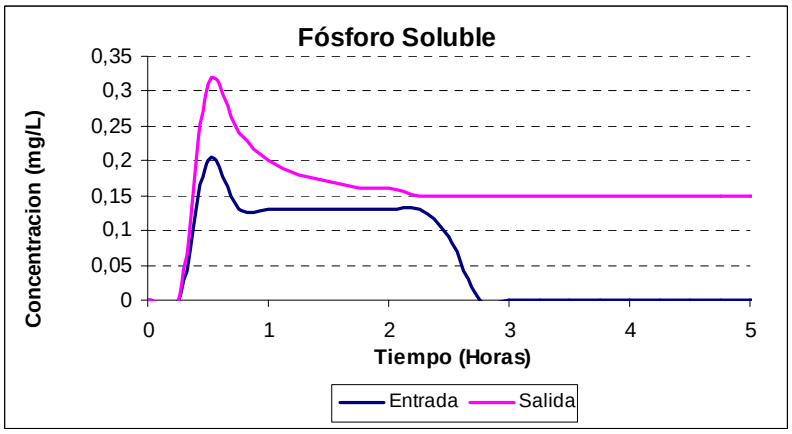


Figura 5-98 Cambio en la concentración de Fósforo Soluble a la entrada y salida de los módulos en limos.

En el caso del fósforo total y soluble se observa un comportamiento de entrada diferente al que se presenta con los otros contaminantes: se tiene un pulso de entrada con una duración de aproximadamente media hora, mientras que con el Fósforo se presenta un período adicional (aproximadamente 1.5 horas) en el que se tiene una entrada constante de contaminante. En el primer caso dicho comportamiento está relacionado a los procesos de lavado de contaminantes, mientras que las diferencias del Fósforo Total y Soluble a las características de la función de acumulación que fue definida para dichos contaminantes.

Adicionalmente se puede observar que en todos los casos la concentración de entrada es menor que la de la tubería de salida. El aumento inicial está relacionado con los procesos de acumulación y mezcla que se tenía con la entrada de aguas lluvia al sistema. Un porcentaje de esta agua sale rápidamente del sistema, mientras que el resto permanece almacenado por un tiempo. Durante el tiempo en el que ésta se encuentra en el sistema, la concentración disminuye por los procesos de sedimentación, descomposición e infiltración.

Aunque la concentración a la salida del sistema es mayor que la de la entrada se encontró que, para un período de retorno de 25 años, el efecto global del sistema es la disminución en la concentración de los contaminantes que transporta el canal. Esto se comprobó al estudiar cómo cambia este parámetro a lo largo de cada tramo del canal.

Al igual que en el caso del tanque se encontró que en el primer y segundo tramo se presentan dos períodos fácilmente identificables: un pulso inicial correspondiente a los contaminantes que se han acumulado en zonas cercanas al nodo de descarga, seguido de un escalón correspondiente a los contaminantes que han sido acumulados a lo largo de toda la subcuenca y que son lavados por el agua lluvia. La diferencia en tiempo entre cada una de éstos es de aproximadamente 20 horas.

En el caso de los Sólidos Suspendidos Totales (SST) el escalón se presenta durante aproximadamente 10 horas, en las cuales se tiene una concentración de 105.5 mg/L. A diferencia del tanque, en este caso se alcanza a observar una concentración de salida del sistema de cero. Esto se presenta debido a que el sistema se desocupa en menos de 45 horas debido a que se tienen pérdidas por infiltración (ver la Figura 5-99).

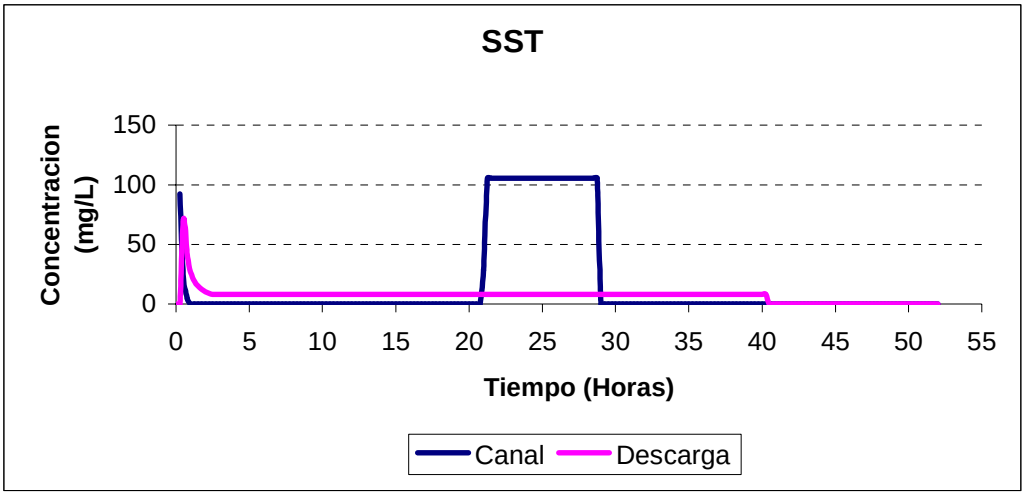


Figura 5-99 Comparación de la concentración de SST de la descarga y el canal – Módulos en limos.

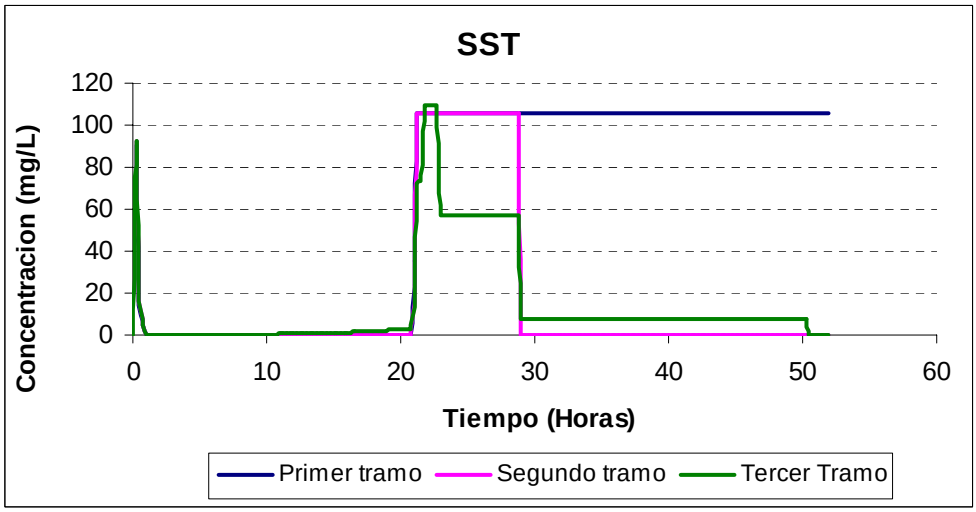


Figura 5-100 Comparación de la concentración de SST a lo largo del canal – Módulos en limos

Como se puede observar en la Figura 5-100, en el segundo tramo se presenta una reducción de la concentración probablemente relacionada con la división de una parte del caudal hacia el tanque de almacenamiento. Adicionalmente se observa que en el último tramo del canal existe una disminución de la concentración del contaminante como resultado de la presencia del tanque de almacenamiento. La reducción que se observa con respecto al segundo tramo es el resultado del proceso de dilución que se genera cuando el caudal de descarga es equivalente al del canal. En este punto se pasa de una concentración de 113.3 mg/L a una de 56.7 mg/L. Mientras que la disminución con respecto al primer tramo es evidente especialmente después de que han pasado 30 horas.

Este comportamiento también se presentó con los demás contaminantes. En las siguientes figuras se presentan los cambios en sus respectivas concentraciones para un período de retorno de 25 años.

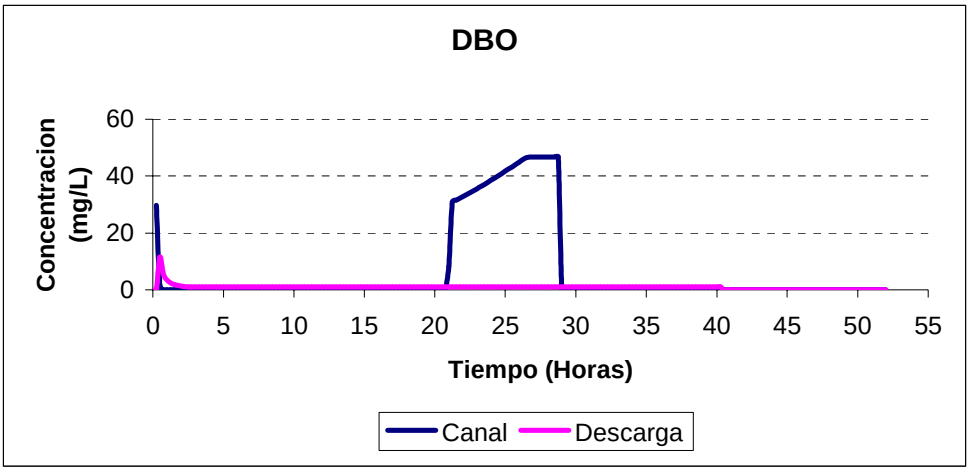


Figura 5-101 Comparación de la concentración de DBO_5 de la descarga y el canal – Módulos en limos

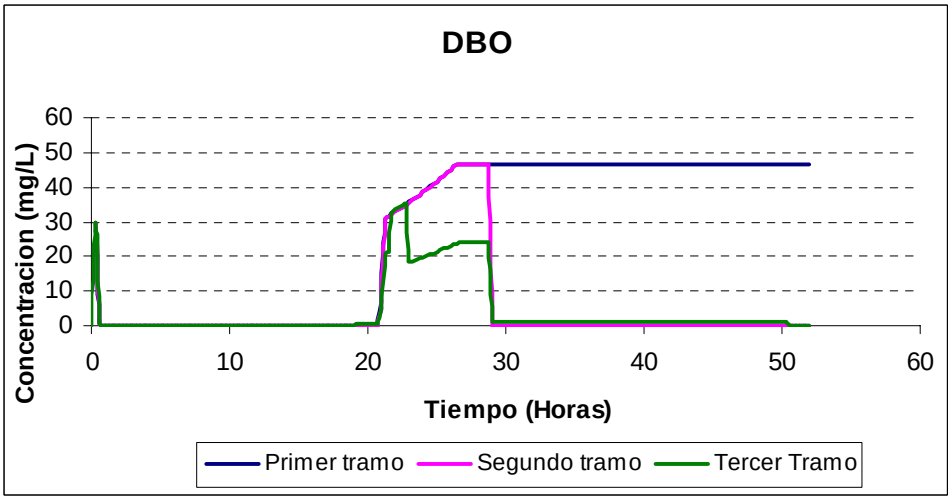


Figura 5-102 Comparación de la concentración de DBO_5 a lo largo del canal – Módulos en limos.

En el caso de la DBO_5 la máxima concentración que se tiene en el canal antes de la descarga es de 46.8 mg/L. Al igual que con los SST, se presenta un período de aproximadamente 5 horas en la que se aumenta la concentración debido a que el caudal de descarga es menor que el del tanque. Cuando estos valores son equivalentes se tiene un proceso de dilución que disminuye la concentración a 18.3 mg/L. Posteriormente, como la concentración en el segundo tramo del canal aumenta, en este punto se alcanza una

concentración de 23.9 mg/L. El beneficio global se observa después de la hora 30 en donde se pasa de una concentración de 46.8 mg/L en el primer tramo a una de 1.02 mg/L en el último tramo. Este comportamiento se repite en el caso de la DQO, en donde se pasa de una concentración máxima de 117.8mg/L a 46.4 mg/L, la cual aumenta hasta 60.2 y luego se reduce a 2.6 mg/L.

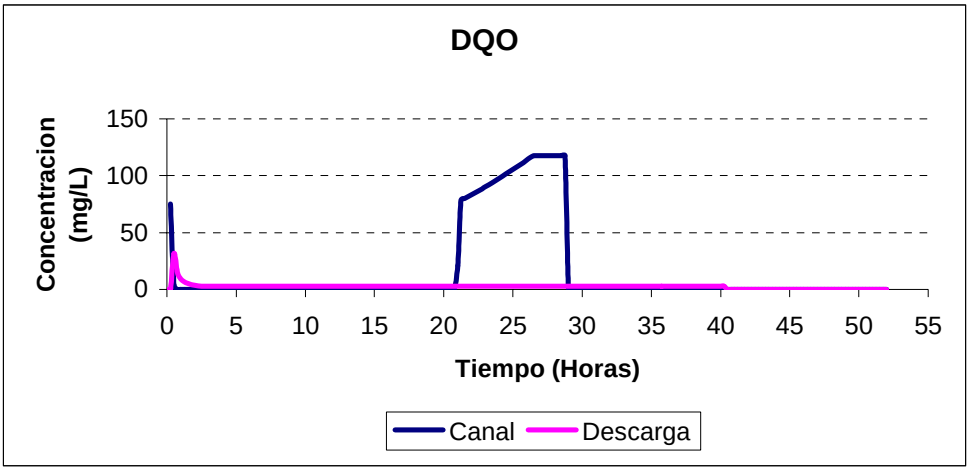


Figura 5-103 Comparación de la concentración de DQO de la descarga y el canal – Módulos en limos

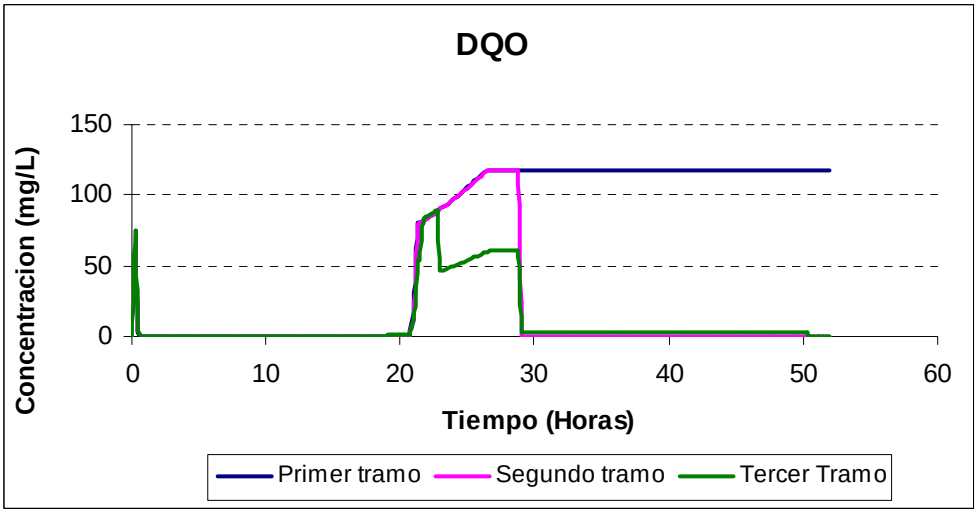


Figura 5-104 Comparación de la concentración de DQO a lo largo del canal – Módulos en limos

Para el NTK y la suma de Nitritos y Nitratos se obtuvo un comportamiento semejante a los observados en los contaminantes anteriores. El principal beneficio se observa 30 horas después del inicio del evento de precipitación. En el caso del NTK cuando en el primer tramo se tiene una máxima concentración de 1.3 mg/L, se obtiene un valor de 0.1 mg/L en

el último tramo gracias a la presencia del sistema de almacenamiento temporal. Para los Nitritos y Nitratos estos valores son de 1.8 y 0.04 mg/L, respectivamente.

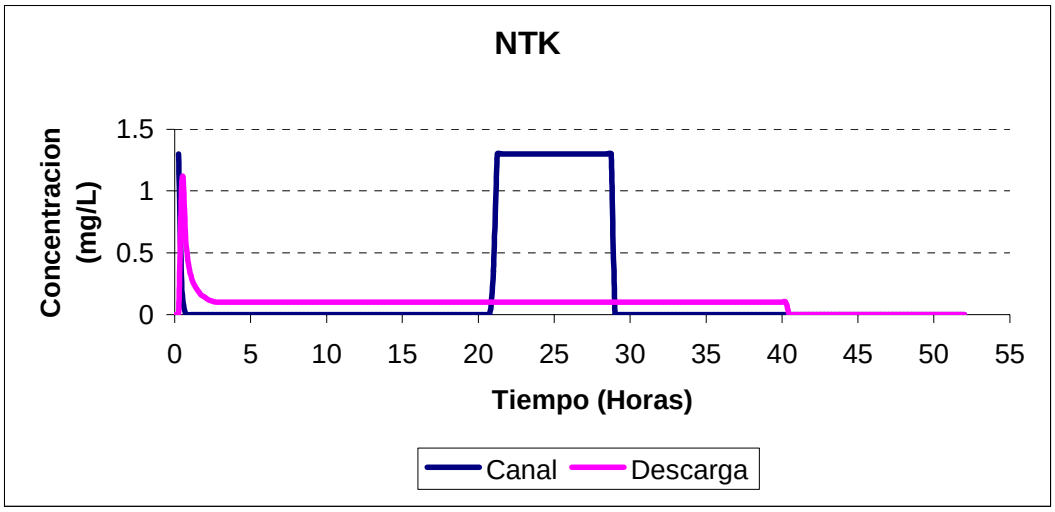


Figura 5-105 Comparación de la concentración de NTK de la descarga y el canal – Módulos en limos.

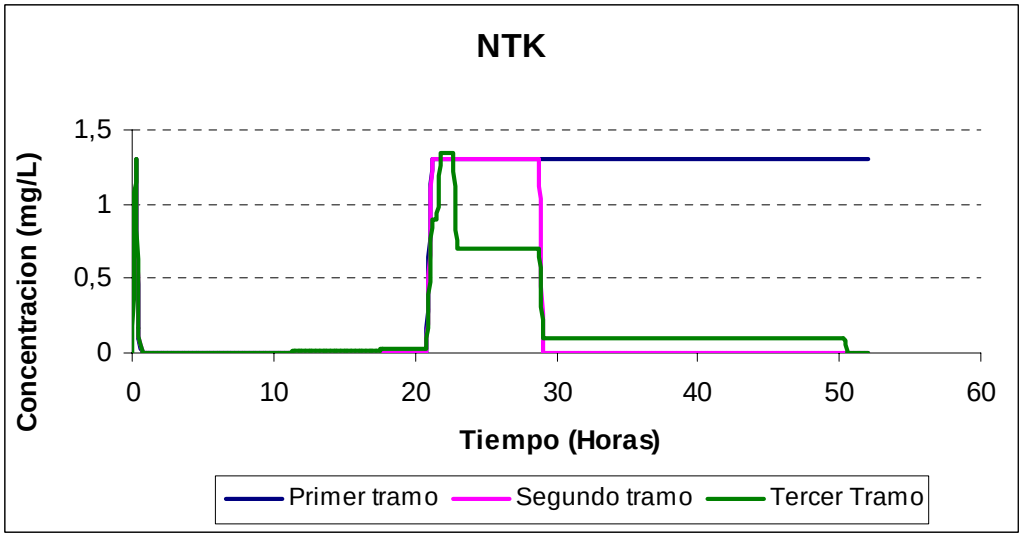


Figura 5-106 Comparación de la concentración de NTK a lo largo del canal – Módulos en limos

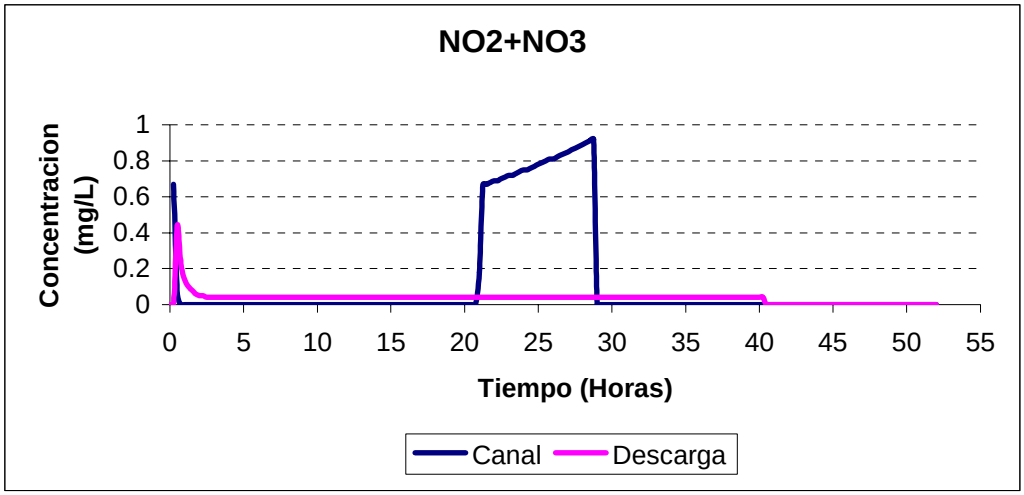


Figura 5-107 Comparación de la concentración de Nitritos de la descarga y el canal – Módulos en limos

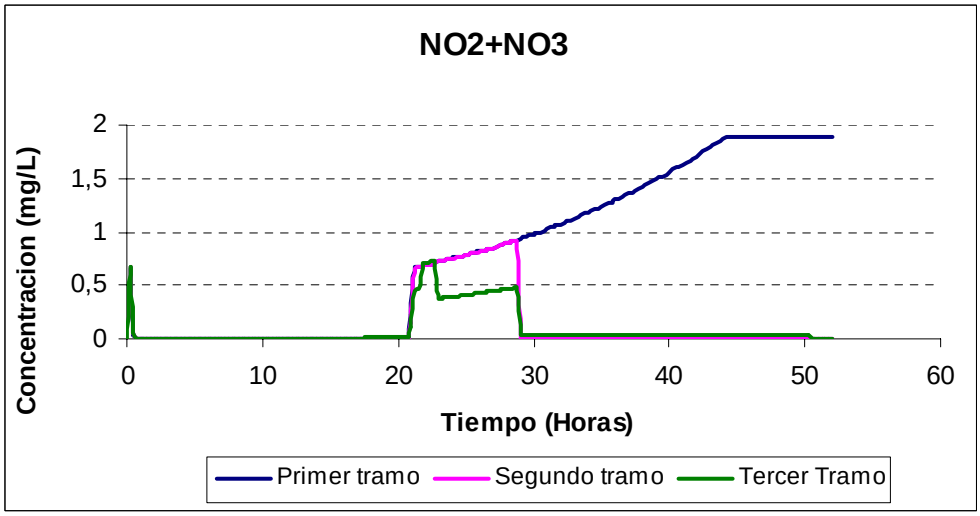


Figura 5-108 Comparación de la concentración de Nitritos a lo largo del canal – Módulos en limos

En el caso del Fósforo Total y Soluble el comportamiento es semejante al observado anteriormente, sólo que como la descarga tiene todo el tiempo presencia de contaminante hay un aumento mucho mayor. En el punto más crítico se pasa de una concentración de Fósforo Total de 0.54 mg/L a una de 0.59 mg/L. Sin embargo, después de este período el valor se reduce a 0.09 mg/L. En el caso del Fósforo Soluble estos valores son de 0.34, 0.42 y 0.16 mg/L, respectivamente.

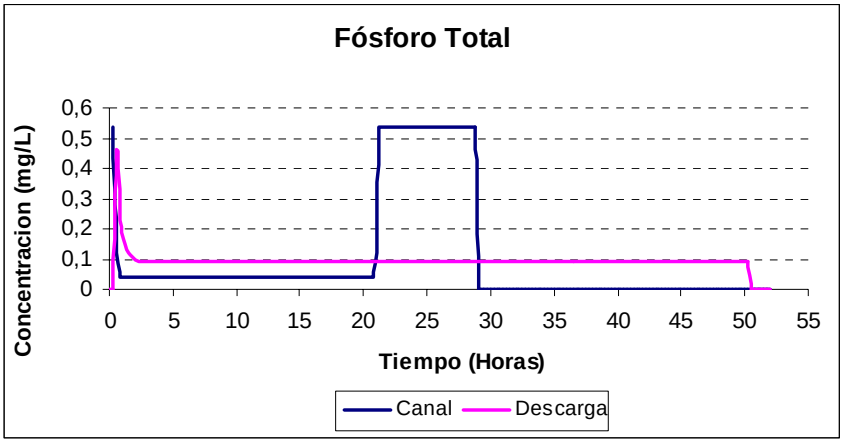


Figura 5-109 Comparación de la concentración de Fósforo Total de la descarga y el canal – Módulos en limos

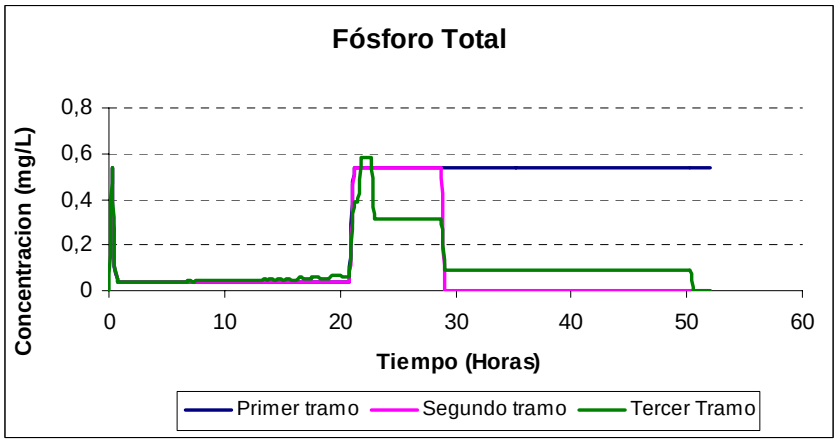


Figura 5-110 Comparación de la concentración de Fósforo Total a lo largo del canal – Módulos en limos

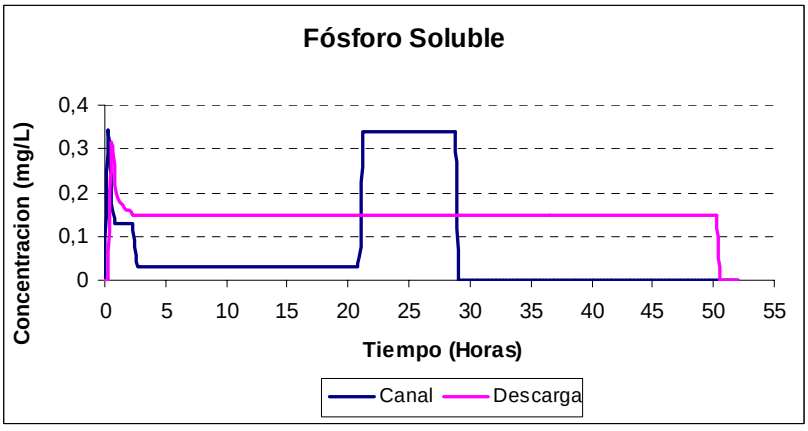


Figura 5-111 Comparación de la concentración de Fósforo Soluble de la descarga y el canal – Módulos en limos

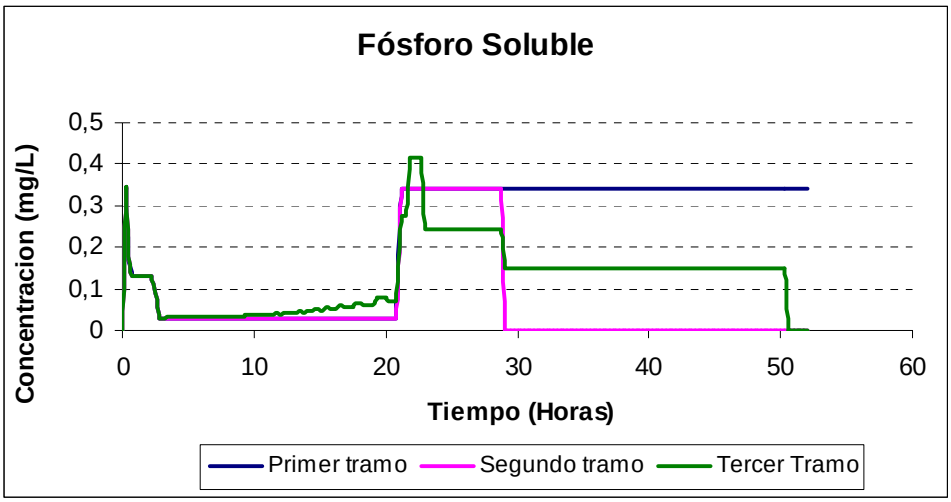


Figura 5-112 Comparación de la concentración de Fósforo Soluble a lo largo del canal – Módulos en limos.

Para este tipo de sistema también se analizaron los cambios en la concentración del canal para el modelo correspondiente a un período de retorno de 100 años. Al igual que en el caso del tanque se observó que no se tenía un proceso de dilución en el canal aproximadamente después de la hora 26. Esto se debe a que para este período de tiempo ya no se presenta una descarga del sistema de almacenamiento temporal.

Sin embargo, también se encontró que entre las 23 y las 26 horas si existe una disminución en la concentración de cada contaminante debido a que el caudal de la descarga es equivalente al caudal del canal. En la Figura 5-114 se presenta la gráfica de la DBO_5.

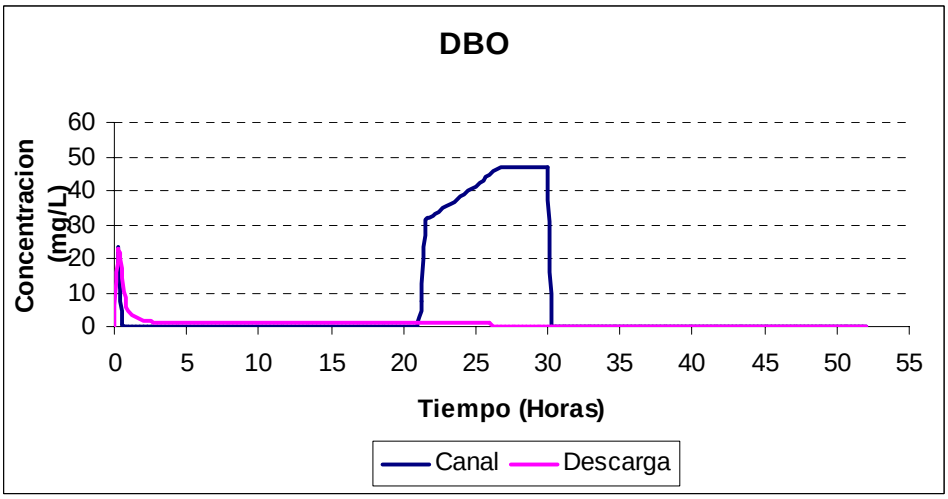


Figura 5-113 Comparación de la concentración de DBO_5 de la descarga y el canal – 100 años.

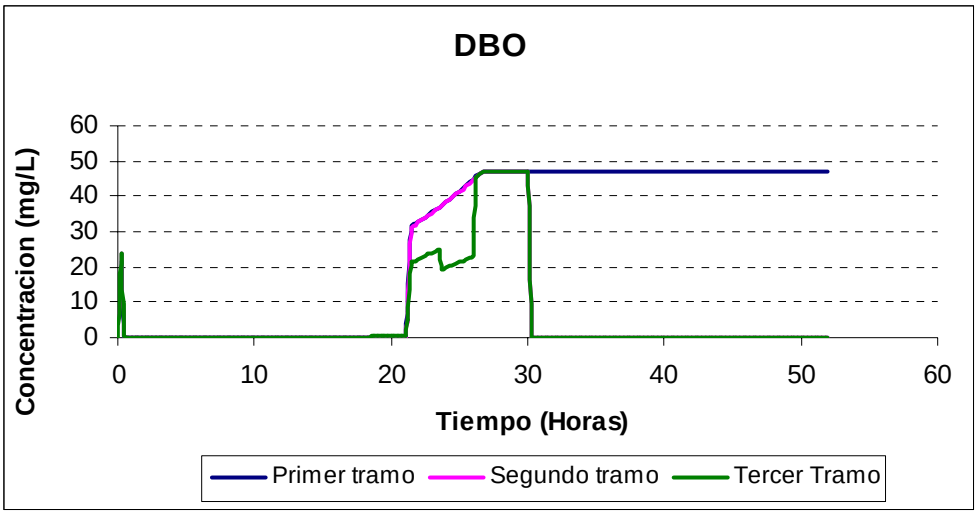


Figura 5-114 Comparación de la concentración de DBO_5 a lo largo del canal – 100 años.

Las curvas obtenidas para los otros contaminantes siguen el comportamiento descrito anteriormente y se presentan en el Anexo 2.

5.2.3 Modelación con módulos en arena

Con el modelo de los módulos en arena también se realizaron análisis de los tres sectores mencionados anteriormente: el nodo correspondiente al sistema de almacenamiento, las tuberías de entrada y salida del sistema, y los diferentes tramos del canal.

En el primer caso se encontró que todos los contaminantes presentan un período inicial en el que la concentración aumenta rápidamente hasta alcanzar un valor máximo, a partir del cual decae exponencialmente hasta llegar a un mínimo en el cual permanece constante. Dicho comportamiento se da debido a que durante las horas iniciales se tiene un caudal de entrada de aguas lluvia, lo que genera un incremento de la concentración. Sin embargo, cuando se llega a un valor máximo se presenta una disminución continua debido a las pérdidas por sedimentación, descomposición e infiltración y a la salida del agua almacenada en el sistema.

En las siguientes figuras se presentan las curvas del cambio de la concentración de cada contaminante con respecto al tiempo. En este caso, se grafican tanto los valores correspondientes a un período de retorno de 25 años, como los de 100 años. Las gráficas sólo contienen las primeras cinco horas debido a que es en este período de tiempo en el que se tienen los cambios más significativos.

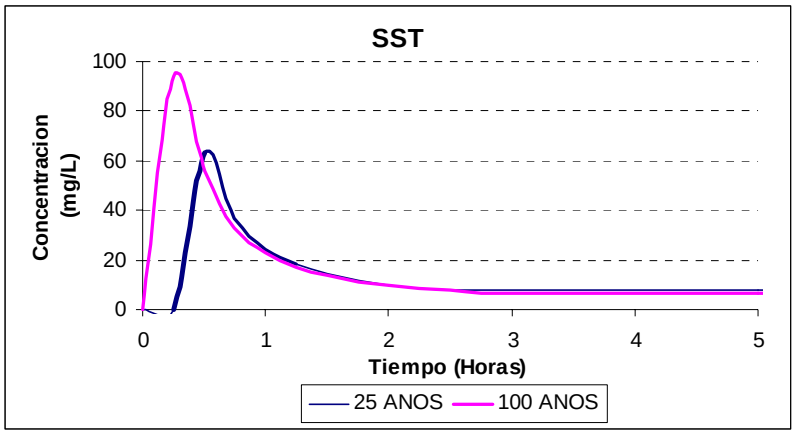


Figura 5-115 Cambio en la concentración de SST en los módulos en arena.

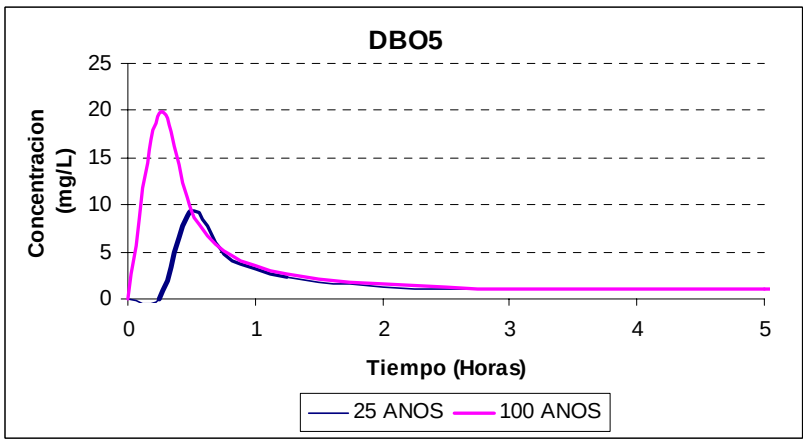


Figura 5-116 Cambio en la concentración de DBO_5 en los módulos en arena.

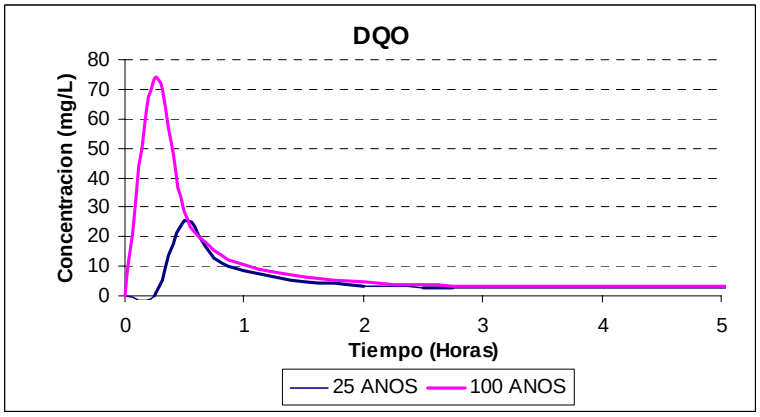


Figura 5-117 Cambio en la concentración de DQO en los módulos en arena.

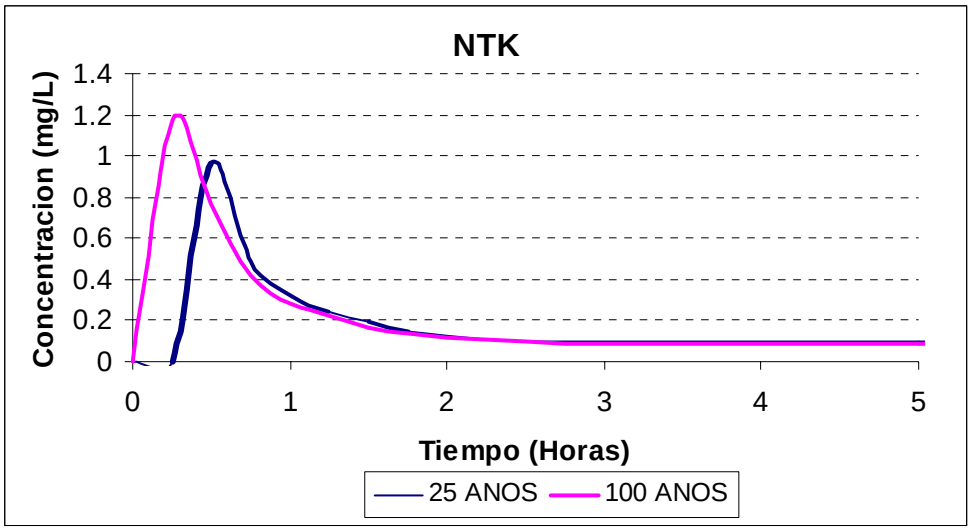


Figura 5-118 Cambio en la concentración de NTK en los módulos en arena.

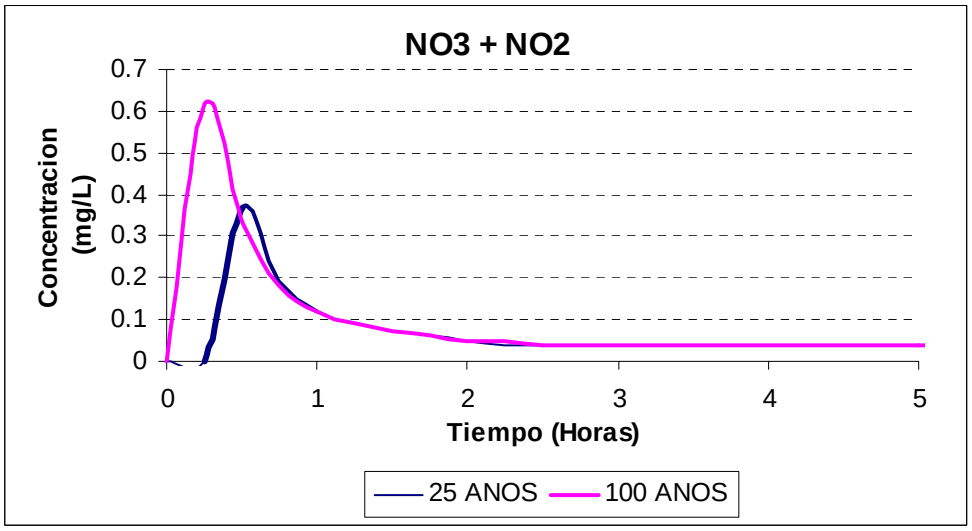


Figura 5-119 Cambio en la concentración de Nitritos y Nitratos en los módulos en arena.

En las gráficas se puede observar que existe una diferencia entre las curvas correspondientes a cada período de retorno. El mínimo valor se alcanza en ambos casos aproximadamente a partir de la tercera hora; mientras que la concentración máxima y el tiempo durante el cual se tiene entrada de los contaminantes es mucho menor con un período de retorno de 25 años. Esta diferencia es el resultado de que, para un evento de precipitación correspondiente a 100 años, se genera un mayor volumen de almacenamiento y el sistema se desocupa más rápidamente.

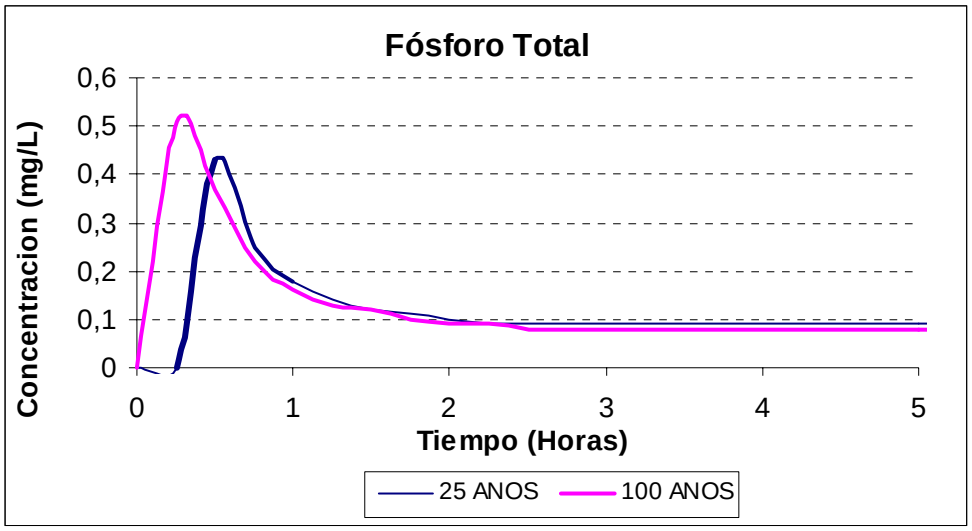


Figura 5-120 Cambio en la concentración de Fósforo Total en los módulos en arena.

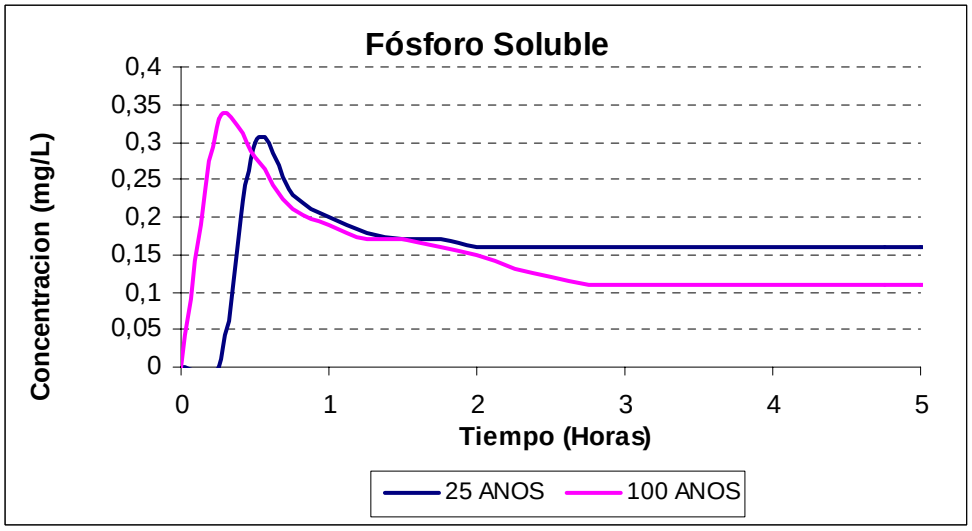


Figura 5-121 Cambio en la concentración de Fósforo Soluble en los módulos en arena.

En las gráficas correspondientes al Fósforo Total y Soluble se observa un comportamiento semejante al de los otros contaminantes. Sin embargo, existe una diferencia con respecto al comportamiento de entrada. En este caso, se tiene presencia de contaminantes durante mayor tiempo; lo cual es el resultado de las características de la función de acumulación y lavado que fue definida para este contaminante.

En la Tabla 5-6 se resumen los principales resultados obtenidos en este análisis, para los dos períodos de retorno. Las disminuciones obtenidas en la concentración de cada contaminante son el resultado de los procesos de sedimentación, descomposición y pérdidas

por infiltración. Dicha reducción es mucho mayor para un período de retorno de 25 años debido a que el agua permanece una mayor cantidad de tiempo en el tanque y a que, por el tipo de suelo, se presentan mayores pérdidas por infiltración.

Tabla 5-6 Concentraciones de contaminantes para los dos períodos – Módulos en arena.

Contaminante	Máxima 25	Mínima 25	Máxima 100	Mínima 100
SST	64.11	7.07	93.94	6.84
DBO5	9.63	1.02	19.69	1.06
DQO	25.32	2.64	76.16	3.16
NTK	0.96	0.10	1.22	0.09
NO2+NO3	0.37	0.04	0.64	0.04
P Total	0.43	0.09	0.53	0.08
P soluble	0.30	0.13	0.34	0.12

Por otra parte, también se analizaron los cambios que se presentan en las tuberías de entrada y salida del tanque de almacenamiento. En las siguientes figuras se presentan las gráficas de la concentración en función del tiempo para cada contaminante. En este caso, los valores corresponden al período de retorno de 25 años. Adicionalmente, sólo se grafican los cinco primeras horas ya que después de este punto la concentración de salida se mantiene en el valor mínimo hasta que el tanque se desocupa.

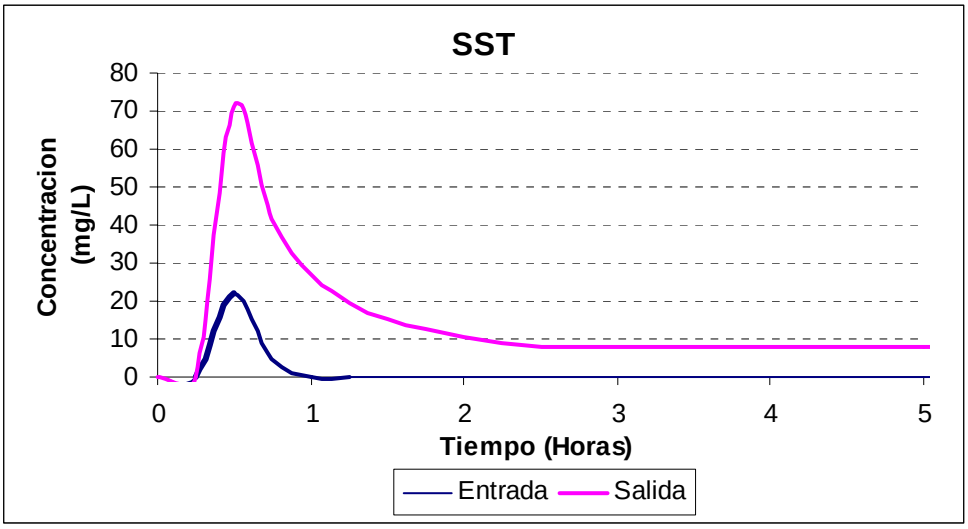


Figura 5-122 Cambio en la concentración de SST en la entrada y salida de los módulos en arena.

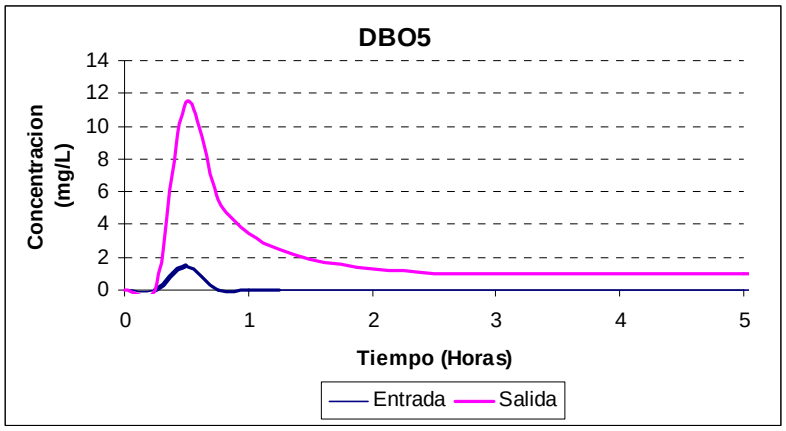


Figura 5-123 Cambio en la concentración de DBO_5 en la entrada y salida de los módulos en arena.

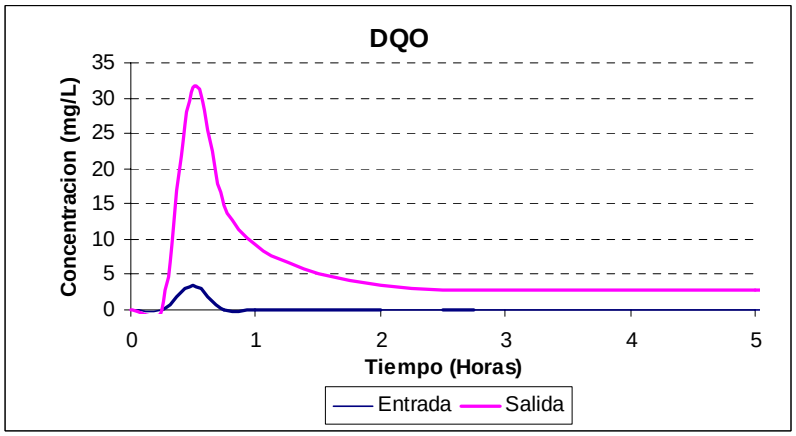


Figura 5-124 Cambio en la concentración de DQO en la entrada y salida de los módulos en arena.

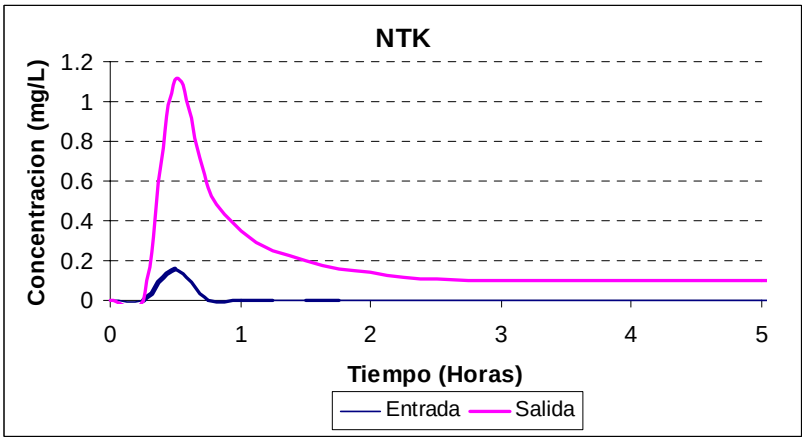


Figura 5-125 Cambio en la concentración de NTK en la entrada y salida de los módulos en arena.

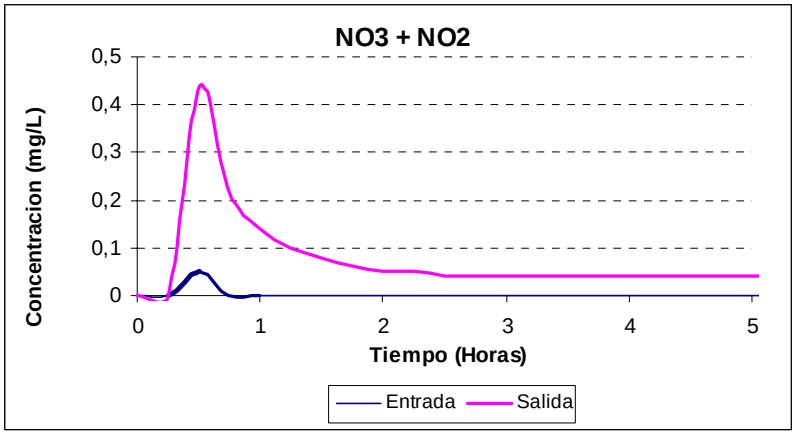


Figura 5-126 Cambio en la concentración de Nitritos en la entrada y salida de los módulos en arena.

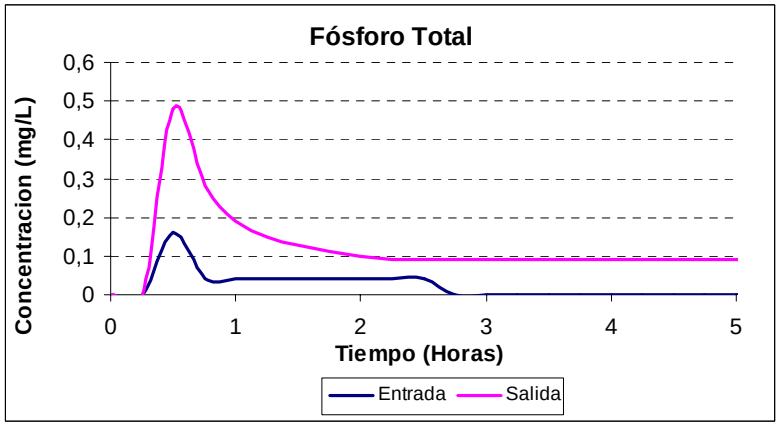


Figura 5-127 Cambio en la concentración de Fósforo Total en la entrada y salida de los módulos en arena.

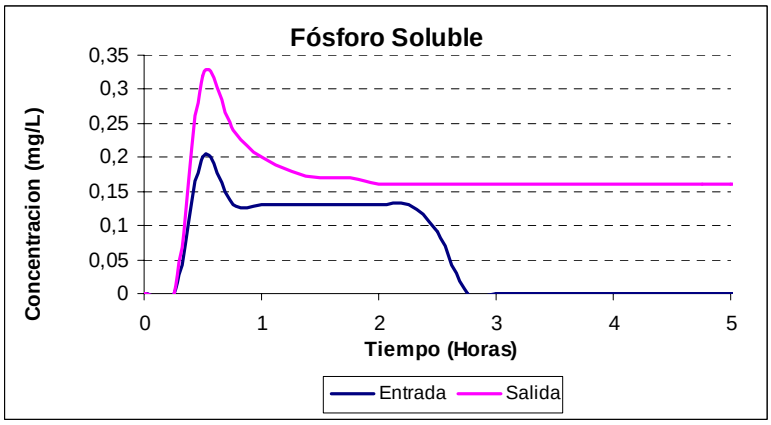


Figura 5-128 Cambio en la concentración de Fósforo Soluble en la entrada y salida de los módulos en arena.

Como se puede observar, en todos los casos la concentración de entrada es menor que la de la tubería de salida. A medida que pasa el tiempo el volumen de almacenamiento aumenta y los contaminantes que se encuentran en el tanque disminuyen por diferentes procesos de remoción. Mientras que al principio lo que se tenía era una entrada y mezcla de contaminantes en el tanque; por lo que se incrementaba el valor de la concentración.

A pesar de que se presenta este comportamiento el sistema permite generar una disminución en la concentración de los contaminantes que transporta el canal. Esto se comprobó al estudiar como cambiaba dicho parámetro a lo largo de cada tramo del canal.

En este caso también se observan dos períodos fácilmente identificables: el pulso correspondiente a la acumulación de contaminantes en zonas cercanas y un escalón correspondiente a todas las zonas de subcuenca.

En la gráfica de los Sólidos Suspendidos Totales (SST) se observa que el escalón tiene las mismas características que las del tanque y el módulo de arena. Esto se debe a que en todos los casos se tienen las mismas condiciones para la acumulación y transporte de contaminantes. La máxima concentración que se tiene es de 105.5 mg/L y se presenta en un período de aproximadamente 10 horas.

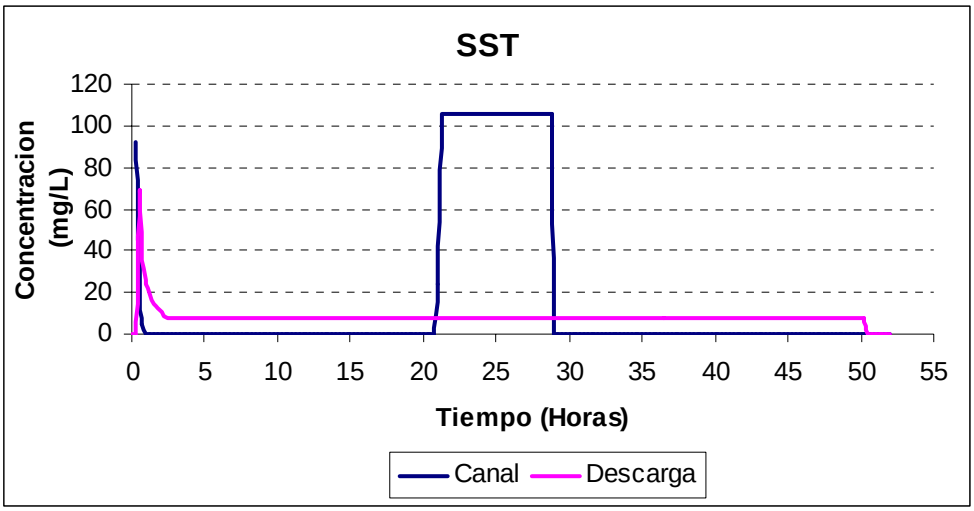


Figura 5-129 Comparación de la concentración de SST de la descarga y el canal – Módulos en arena.

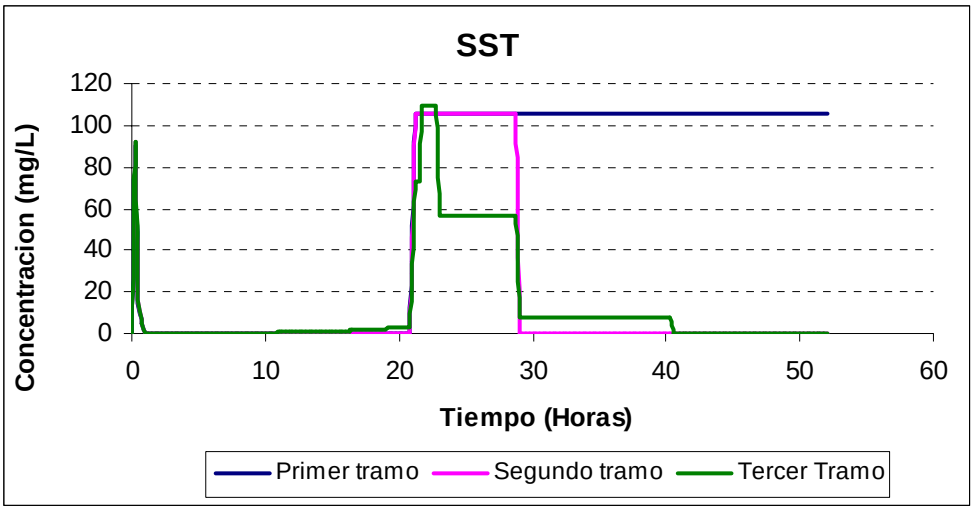


Figura 5-130 Comparación de la concentración de SST a lo largo del canal – Módulos en arena.

Como se puede observar en la Figura 5-130, entre las 20 y las 30 horas hay puntos en el que se tiene una mayor concentración en el último tramo del canal. Esto se debe a que el caudal de la descarga es menor que el que transporta el canal en ese momento, por lo que no se presenta un proceso de dilución que permita disminuir la concentración del contaminante. A partir de este período es cuando se observa el principal beneficio del sistema ya que la concentración del primer tramo (105.5 mg/L) disminuye a un valor de 7.84 mg/L.

Este comportamiento también se presentó con los demás contaminantes. En las siguientes figuras se muestran los cambios en sus respectivas concentraciones para un período de retorno de 25 años.

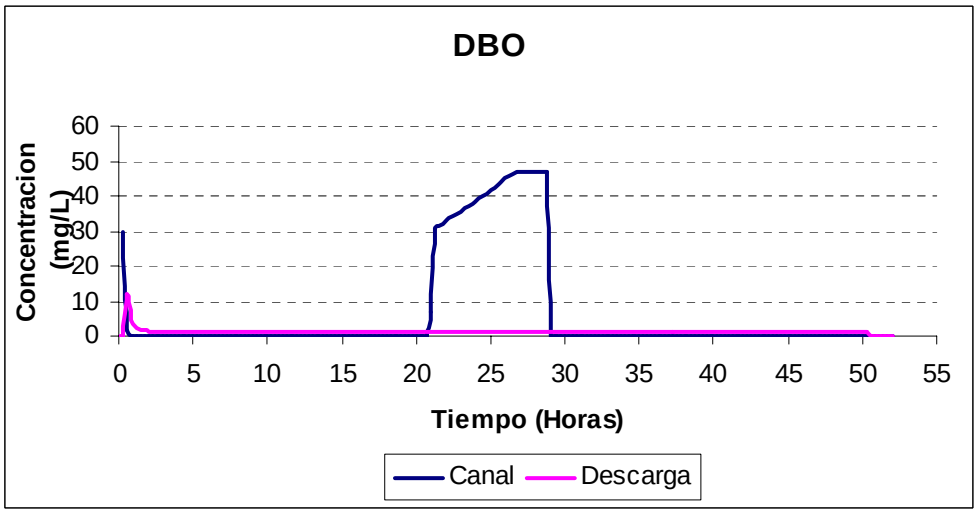


Figura 5-131 Comparación de la concentración de DBO_5 de la descarga y el canal – Módulos en arena.

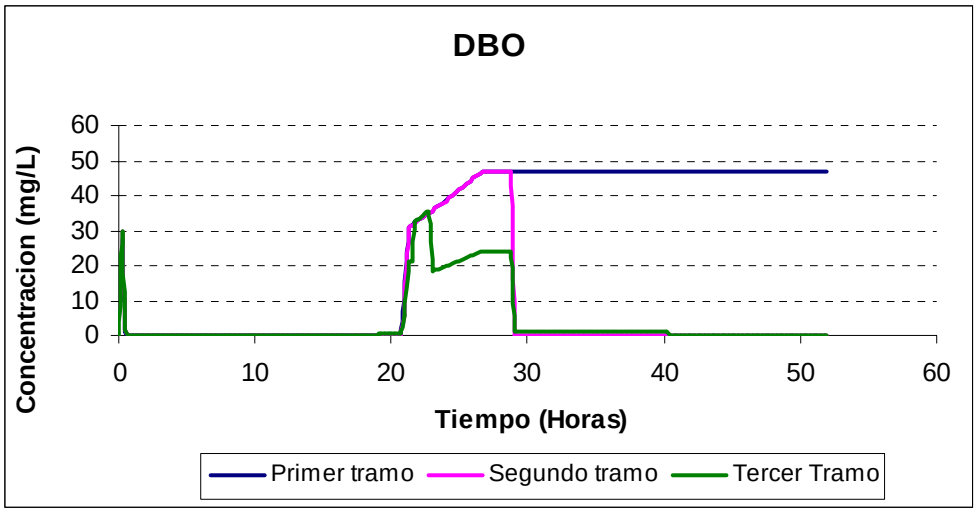


Figura 5-132 Comparación de la concentración de DBO_5 a lo largo del canal – Módulos en arena.

En el caso de la DBO_5 se presenta un período de tiempo entre las 20 y 30 horas en el que la dilución con el agua proveniente del sistema permite la disminución de la concentración. En este punto se pasa de un valor de 31 mg/L a uno de 21 mg/L. El mayor beneficio se presenta después de la hora 30, punto en el cual el último tramo tiene una concentración de 1.02 mg/L, la cual es mucho menor a la del primer tramo (46.8 mg/L). En el caso de la DQO la disminución inicial es equivalente a un cambio de 78.5 a 53.3 mg/L. Con respecto al primer tramo, se pasa de un valor 117.8 mg/L a uno 2.7 mg/L.

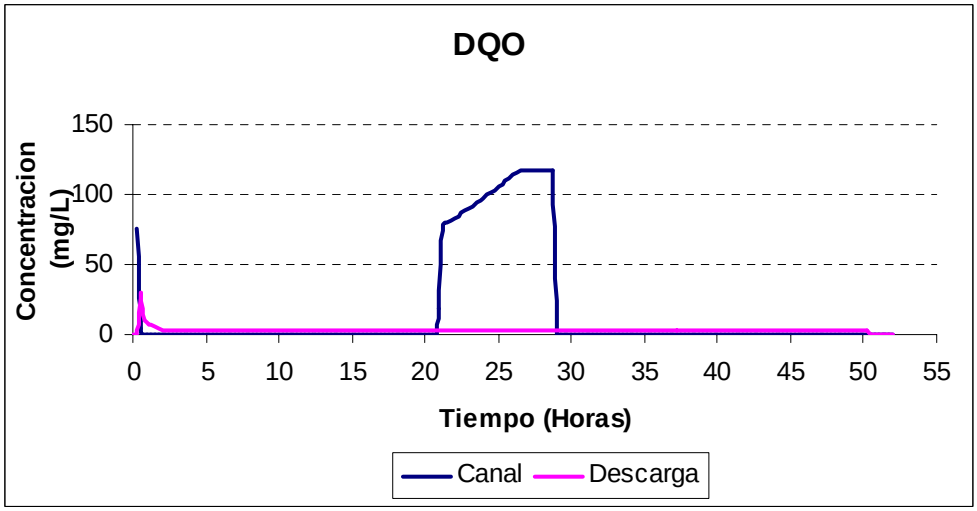


Figura 5-133 Comparación de la concentración de DQO de la descarga y el canal – Módulos en arena.

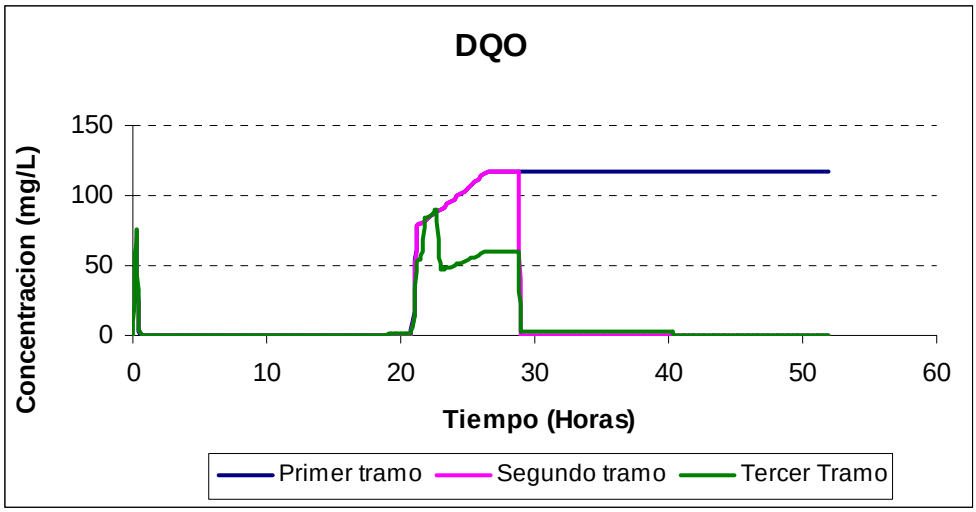


Figura 5-134 Comparación de la concentración de DQO a lo largo del canal – Módulos en arena.

Para el NTK y la suma de Nitritos y Nitratos se obtuvo un comportamiento semejante a los observados en los contaminantes anteriores. El beneficio que se observa 30 horas después del inicio del evento de precipitación en el caso del NTK corresponde a un cambio de 1.3 a 0.1 mg/L. Mientras que en para los Nitritos y Nitratos estos valores son de 1.9 mg/L y de 0.04 mg/L, respectivamente.

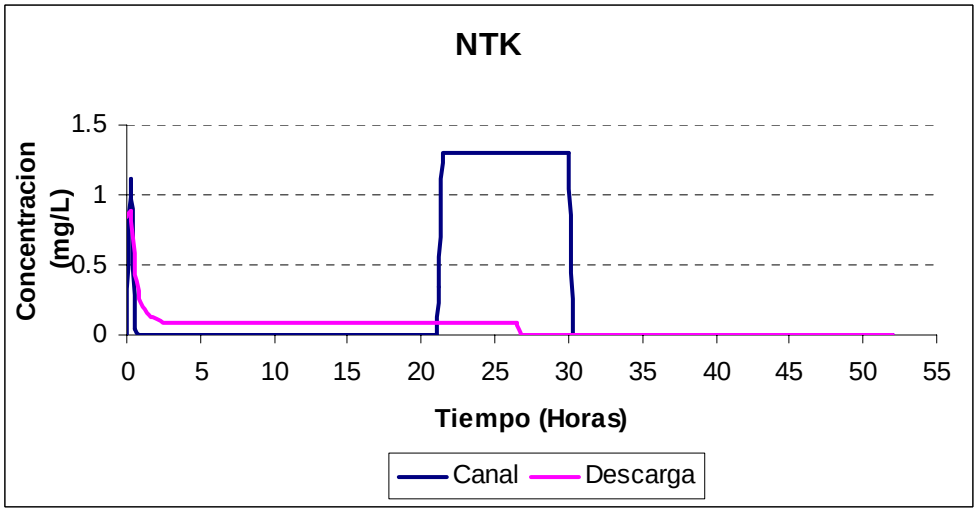


Figura 5-135 Comparación de la concentración de NTK de la descarga y el canal – Módulos en arena.

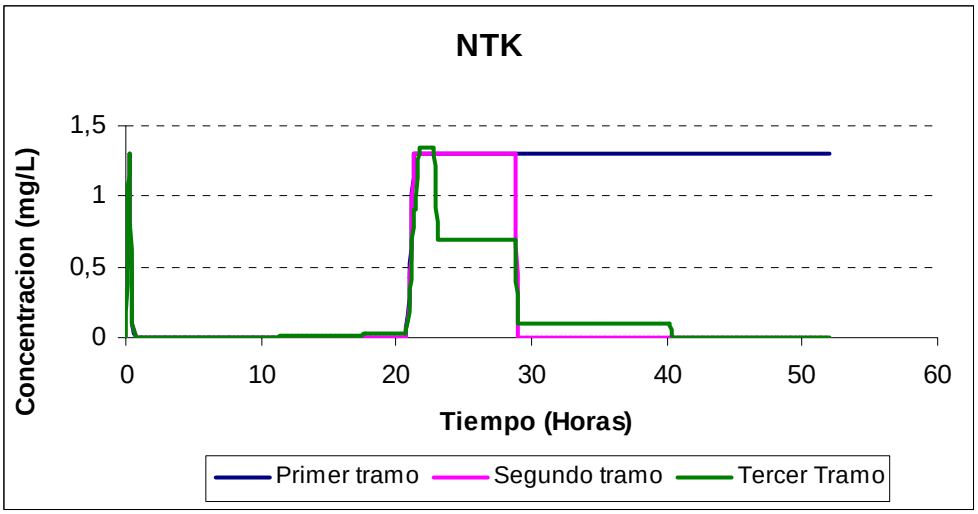


Figura 5-136 Comparación de la concentración de NTK a lo largo del canal – Módulos en arena.

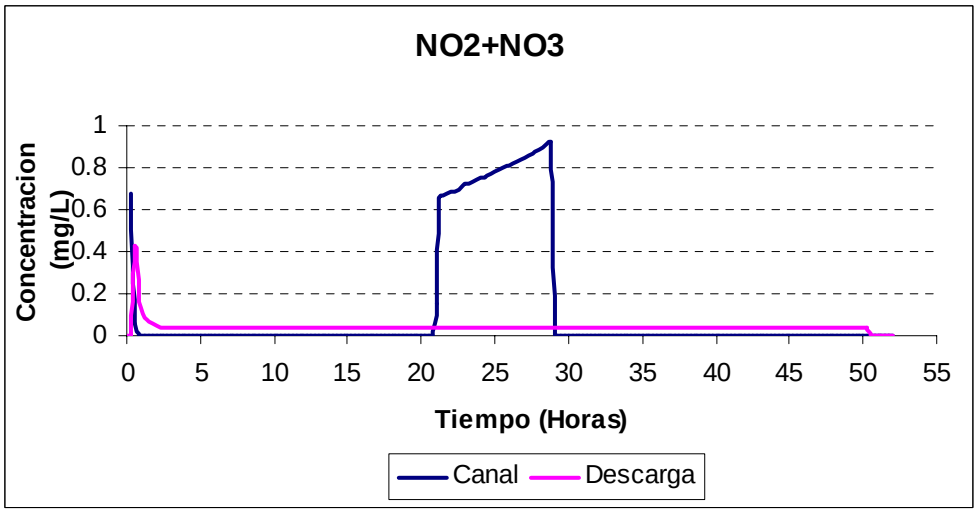


Figura 5-137 Comparación de la concentración de Nitritos de la descarga y el canal – Módulos en arena.

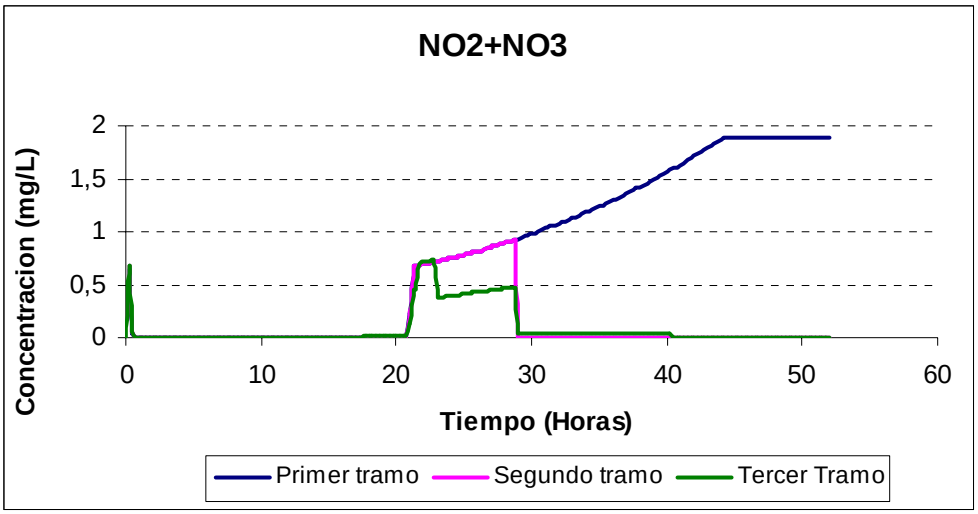


Figura 5-138 Comparación de la concentración de Nitritos a lo largo del canal – Módulos en arena.

En el caso del Fósforo Total y el del Fósforo Soluble el comportamiento es semejante al observado anteriormente, sólo que la presencia de cada contaminante es constante a lo largo del período de simulación. Esto implica una disminución de los beneficios que se venían obteniendo con los otros contaminantes. Aunque igual se tiene una remoción significativa de contaminantes después de la hora 30. En el caso del Fósforo Total se pasa de un valor de 0.54 a 0.09 mg/L; mientras que para el Fósforo Soluble estos son de 0.34 y 0.16 mg/L.

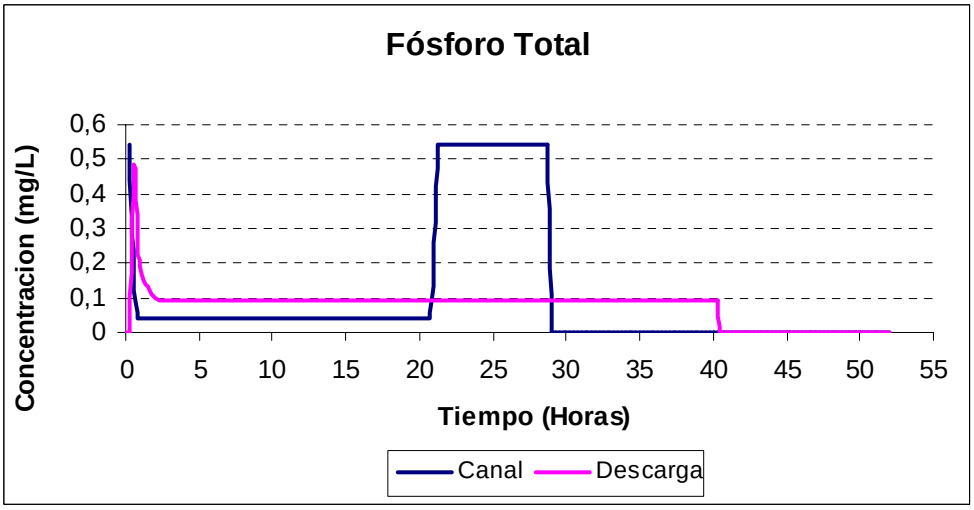


Figura 5-139 Comparación de la concentración de Fósforo Total de la descarga y el canal – Módulos en arena.

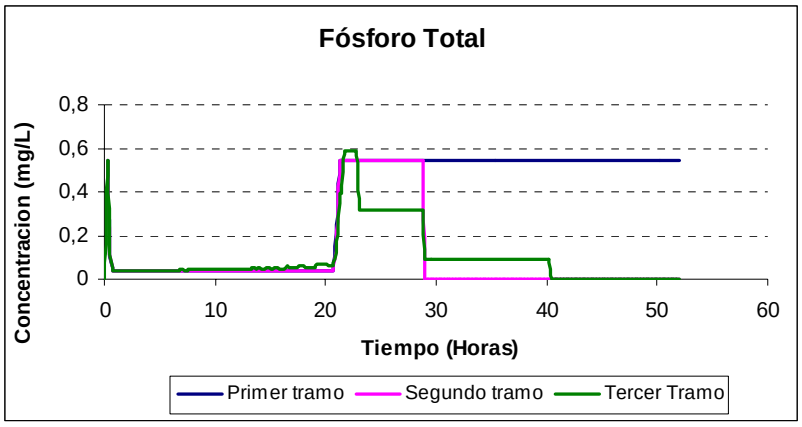


Figura 5-140 Comparación de la concentración de Fósforo Total a lo largo del canal – Módulos en arena.

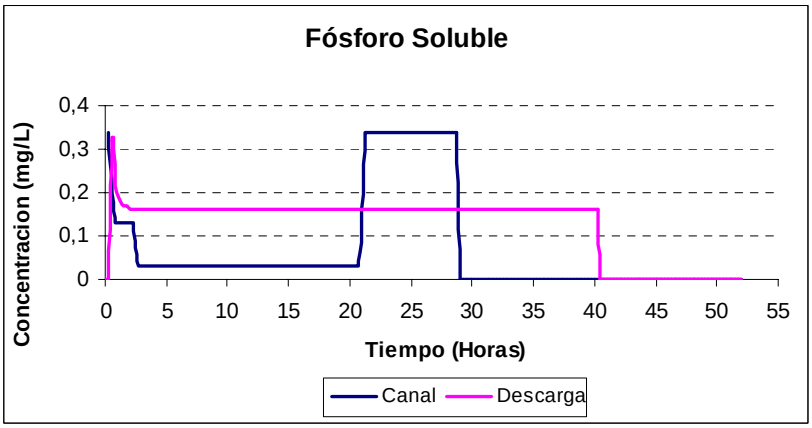


Figura 5-141 Comparación de la concentración de Fósforo Soluble de la descarga y el canal – Módulos en arena.

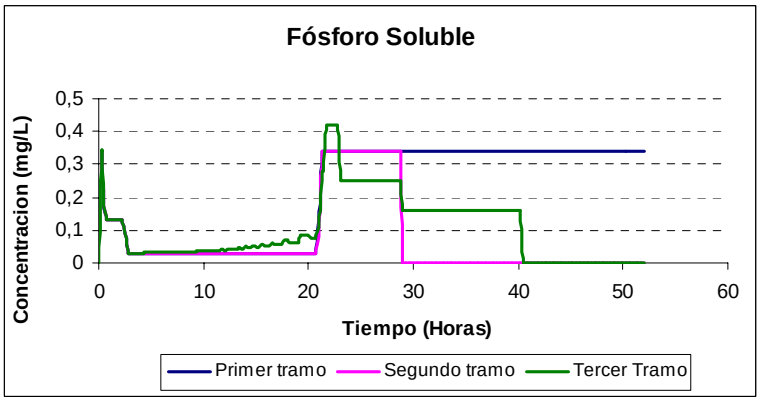


Figura 5-142 Comparación de la concentración de Fósforo Soluble a lo largo del canal – Módulos en arena.

Es importante mencionar que la descarga se presenta por más de 50 horas, a diferencia del caso de los limos. Esto se debe a la reducción del volumen del sistema con los módulos en arena. Mientras que en el caso de los limos se tenía el mismo volumen del tanque con una menor cantidad de agua almacenada, por lo que el tiempo en el que se presenta una descarga es mucho menor.

Al igual que en el caso del tanque y los módulos en limos, se analizaron los resultados del modelo correspondiente a un período de retorno de 100 años. En este caso, el tiempo en el que se tiene la descarga es incluso menor y sólo alcanza afectar un pedazo muy pequeño del escalón. De esta manera, el comportamiento que se observa en el canal aguas abajo es equivalente al del segundo tramo.

A pesar de que no existe un beneficio relacionado con la descarga del sistema, la desviación de una parte del caudal del canal genera unos cambios en la concentración que si implican una disminución significativa de la concentración inicial después de la hora 30. En las siguientes figuras se presentan la gráficas correspondientes a la DBO_5. Las correspondientes a los demás contaminantes se presentan en el Anexo 3.

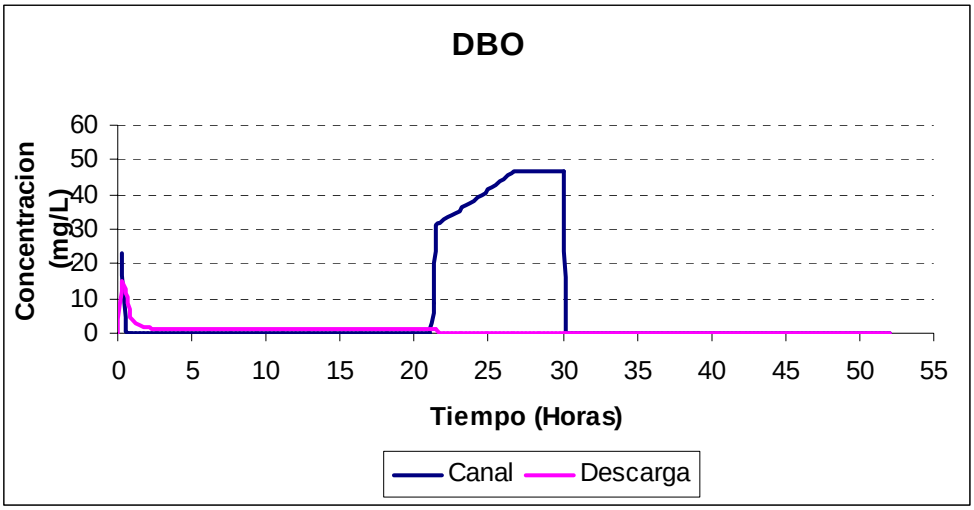


Figura 5-143 Comparación de la concentración de DBO_5 de la descarga y el canal – 100 años.

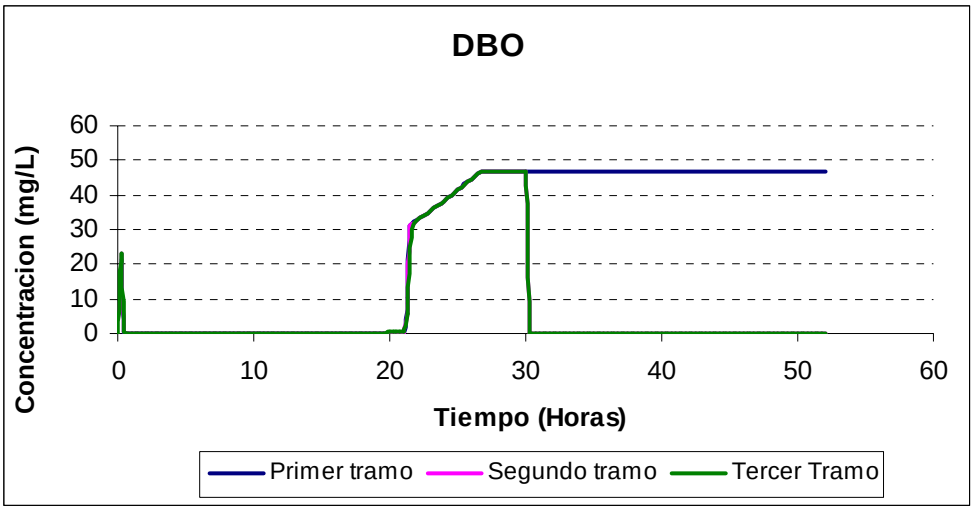


Figura 5-144 Comparación de la concentración de DBO_5 a lo largo del canal – Módulos en arena.

5.2.4 Comparación entre los sistemas de almacenamiento

Como medida de comparación entre los tres tipos de sistema se calculó la capacidad de remoción de contaminantes que cada uno de éstos tiene en los diferentes casos de operación. Cada valor se obtuvo a partir de la siguiente ecuación:

$$R = \left(1 - \frac{F}{I}\right) \times 100 \qquad \textbf{Ecuación 5-1}$$

Donde

R Porcentaje de remoción

I Concentración inicial (mg/L)

F Concentración final (mg/L)

Las concentraciones utilizadas para hacer cada cálculo corresponden al promedio de las concentraciones obtenidas en el primer y último tramo del canal. De esta manera, lo que se comparó fue el efecto global en términos de calidad de agua generado por el sistema de almacenamiento temporal. En la Tabla 5-7 se presentan las remociones obtenidas en cada caso.

Tabla 5-7 Porcentaje de remoción de cada sistema.

Contaminante	Tanque 25	Tanque 100	Arena 25	Arena 100	Limos 25	Limos 100
SST final	10.49	15.748	15.86	18.33	12.27	15.56
SST inicial	63.61	62.997	63.31	62.99	63.61	63

Contaminante	Tanque 25	Tanque 100	Arena 25	Arena 100	Limos 25	Limos 100
Remoción	**83.5%**	**75%**	**74.9%**	**70.9%**	**80.7%**	**75.3%**
DBO final	2.82	7.309	5.36	7.13	5.57	6.08
DBO inicial	27.18	26.969	27.18	26.97	27.18	27
Remoción	**89.6%**	**72.9%**	**80.3%**	**73.6%**	**79.5%**	**77.5%**
DQO final	7.13	18.457	13.6	18.03	14.06	15.27
DQO inicial	68.51	67.977	68.51	67.99	68.51	67.98
Remoción	**89.6%**	**72.8%**	**80.1%**	**73.5%**	**79.5%**	**77.5%**
NTK final	0.13	0.236	0.196	0.226	0.215	0.192
NTK inicial	0.78	0.776	0.784	0.776	0.784	0.776
Remoción	**83.3%**	**69.6%**	**75%**	**70.9%**	**72.6%**	**75.3%**
NO2+NO3 final	0.0665	0.144	0.111	0.139	0.119	0.12
NO2+NO3 inicial	0.8073	0.801	0.807	0.801	0.807	0.801
Remoción	**91.8%**	**82%**	**86.2%**	**82.6%**	**85.3%**	**85%**
F. Soluble final	0.0954	0.119	0.114	0.111	0.131	0.099
F. Soluble inicial	0.3418	0.339	0.342	0.338	0.342	0.339
Remoción	**72.1%**	**64.9%**	**66.7%**	**67.2%**	**61.7%**	**70.8%**
F.Total final	0.1185	0.088	0.115	0.077	0.14	0.072
F. Total inicial	0.2212	0.218	0.221	0.218	0.221	0.218
Remoción	**46.4%**	**59.6%**	**48%**	**64.7%**	**36.7%**	**67%**

Como se puede observar en la Tabla 5-7, en la mayoría de los casos el sistema que mayor remoción genera es el tanque de almacenamiento. Esto se debe a que este proceso no es sólo función de los cambios que se presenten dentro del sistema de almacenamiento, sino del caudal que lleva la descarga. Esto también se hace evidente en el hecho de que, independiente del tipo de sistema, en la mayoría de los casos la remoción siempre es mayor cuando se tiene un evento de precipitación correspondiente a un período de retorno de 25 años.

5.3 Cálculo de Costos

Por último, se calcularon los costos de construcción de cada sistema. Estos fueron realizados sin tener en cuenta los elementos adicionales que se necesitan como por ejemplo, las tuberías de entrada y salida. Dicha decisión se tomó debido a que en los tres casos el elemento que genera variación en los costos es precisamente el sistema de almacenamiento temporal.

En las siguientes tablas se presentan los cálculos realizados para cada sistema. En el caso del tanque se decidió trabajar con un grosor de 30cm para el fondo y de 25cm para las paredes. La mayoría de los precios unitarios se obtuvieron del Listado de precios de referencias de actividades de obra para diciembre del 2007, publicado por el Instituto de Desarrollo Urbano. Los demás precios corresponden a los costos relacionados con los

módulos plásticos. Dado que estos no son fabricados en Colombia, los precios son tomados de cotizaciones hechas con distintas empresas del Reino Unido.

Tabla 5-8 Cálculo de costos para el tanque en concreto.

Item	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	Valor Total
Excavación mecánica	m^3	5940	2197.83	13055110.2
Excavación manual	m^3	220	14787.67	3253287.4
Concreto impermeabilizado 4000psi	m^3	1049	357280	374944967
Placa cubierta pozo de inspección	UN	2	415223.72	830447.44
Relleno de tierra negra	m^3	900	37252	33526800
Siembra de grama	m^2	2250	2517.93	5665342.5
			Total	**431'275.954**

Tabla 5-9 Cálculos de costos para los módulos en limos.

Item	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	Valor Total
Excavación mecánica	m^3	5280	2197.83	11604542.4
Excavación manual	m^3	220	14787.67	3253287.4
Módulo plástico	UN	22000	90000	1980000000
Geotextil (4.5x100m)	Rollo	11	1048000	11528000
Cinta de geotextil	Rollo	11	61320	674520
Relleno de tierra negra	m^3	880	37252	32781760
Siembra de grama	m^2	2200	2517.93	5539446
			Total	**2045'381.556**

Tabla 5-10 Cálculo de costos para los módulos en arena.

Item	Unidad	Cantidad	Valor Unitario	Valor Total
Excavación mecánica	m^3	5088	2197.83	11182559
Excavación manual	m^3	212	14787.67	3134986.04
Módulo plástico	UN	21200	90000	1908000000
Geotextil (4.5x100m)	Rollo	11	1048000	11528000
Cinta de geotextil	Rollo	11	61320	674520
Relleno de tierra negra	m^3	848	37252	31589696
Siembra de grama	m^2	2120	2517.93	5338011.6
			Total	**1971'447.773**

Como se puede observar, la opción que es económicamente más viable es la del tanque en concreto.

6 CONCLUSIONES

- Con los modelos generados fue posible determinar que en el canal correspondiente a Fucha 3 existe un alto riesgo de inundación. Los problemas se presentan para eventos correspondientes a períodos de retorno de 25 y 100 años. Sin embargo, el riesgo también es alto para eventos de mayor frecuencia (menor período de retorno) debido a que la modelación no tiene en cuenta la disminución de la capacidad hidráulica que se puede producir por la presencia de sedimentos y de los contaminantes que transporta el agua. Adicionalmente, el modelo no incluye un caudal base relacionado a eventos de precipitación que se presentan antes del período de simulación.

- Para el caso de estudio (Fucha 3) se encontró que la inclusión de un sistema de almacenamiento temporal subterráneo en paralelo permite evitar las inundaciones que se estaban teniendo con eventos correspondientes a diferentes períodos de retorno.

- Los tres tipos de sistemas permiten evitar inundaciones sin que se presenten problemas con respecto al comportamiento hidráulica de las tuberías y los canales. La principal diferencia que se encontró entre éstos es el volumen que es almacenado y en consecuencia, las características del caudal de salida del sistema de almacenamiento

- En todos los casos se encontró que el evento correspondiente a un período de retorno de 100 años genera un mayor caudal de entrada al sistema de almacenamiento temporal y por tanto, la necesidad de un mayor volumen de almacenamiento. Sin embargo, dado que el caudal de salida es función de la profundidad, se encontró que en este caso el sistema se desocupa más rápidamente.

- Las mayores pérdidas por infiltración se presentan en los módulos en arena. Esta característica permite tener un menor volumen de almacenamiento, por lo que fue posible disminuir la cantidad de módulos utilizados y en esta medida, los costos del proyecto.

- Cuando se utiliza un tanque en concreto se tiene un mayor volumen de almacenamiento debido a que en este tipo de sistema no se presentan pérdidas por infiltración.

- Para el caso de estudio (Fucha 3) se encontró que la inclusión de un sistema de almacenamiento temporal subterráneo en paralelo permite generar una disminución en la concentración de los contaminantes presentes en el agua lluvia que fueron modelados. Esta reducción es el resultado de desviar una parte del caudal del canal hacia el sistema de almacenamiento, así como del proceso de dilución que genera la descarga de éste aguas abajo.

- Al analizar los cambios en la concentración de los contaminantes modelados en el sistema de almacenamiento se encontró que los menores valores corresponden al esquema de módulos plásticos en arena. Esto tiene sentido ya que es el sistema en el que se presentan mayores pérdidas por infiltración. Sin embargo, también se encontró que las diferencias entre las concentraciones generadas en cada esquema no eran grandes. Esto se debe a que la permanencia del agua en el sistema no es lo suficientemente significativa como para observar cambios importantes entre cada uno de éstos.

- En los tres casos se encontró que la concentración de los contaminantes en la tubería de salida del sistema es mayor que la que se presenta en la tubería de entrada. Esto se debe a que el agua que entra al sistema pasa por un proceso de mezcla con la que se encuentra inicialmente en el tanque. Una parte de esta última es descargada directamente a la tubería y sólo la que se mantiene almacenada permanece el tiempo suficiente para que se presenten los procesos de remoción característicos del sistema de almacenamiento (sedimentación, descomposición e infiltración).

- De acuerdo con lo anterior, en términos de calidad, se recomienda utilizar sistemas en paralelo, más no en serie.

- La disminución que se genera con respecto a la carga contaminante del canal es función tanto del caudal, como de la concentración del contaminante. Por esta razón, a pesar de que en los sistemas compuestos por módulos plásticos se tiene una mayor remoción de los contaminantes, el tanque en concreto es el que permite tener el mayor beneficio aguas abajo del canal. Esto se debe a que el caudal de salida del tanque es el mayor de todos, lo que beneficia los procesos de dilución.

- En los tres casos se encontró que con los dos períodos de retorno se generan beneficios en términos de la calidad del agua. Sin embargo, en el caso de los 100 años dichos beneficios son menores gracias a que a medida que pasa el tiempo se tiene un menor caudal de descarga, por lo que no se presenta el proceso de dilución. En este caso la mejora que se observa aguas abajo se da por el resultado de la desviación de una parte del caudal inicial.

- Sin importar el tipo de suelo que se tiene en la zona de estudio la opción técnica y económicamente viable es el tanque de almacenamiento. Esto se debe a que permite

evitar inundaciones sin generar problemas con respecto al comportamiento hidráulico de cada elemento analizado. Adicionalmente, presenta el mayor porcentaje de remoción de carga contaminante para la mayoría de los contaminantes analizados y los menores costos de construcción.

7 RECOMENDACIONES

- La modelación del río Fucha realizada no incluye la posible presencia de sedimentos y contaminantes, los cuales generan una reducción de los canales. Tampoco tiene un caudal base producto de eventos de precipitación anteriores al evento de simulación o de la infiltración de agua en el suelo. Se recomienda tener en cuenta estos aspectos al realizar análisis con datos provenientes de este modelo.

- Una vez se introduzcan en el modelo estos parámetros se recomienda analizar si la inclusión de este tipo de sistemas permite tener una reducción en la capacidad de posibles plantas de tratamiento que pueden ser construidas con el tiempo en el río Fucha o el río Bogotá.

- En el caso de los módulos plásticos se obtuvo un buen comportamiento hidráulico, así como una remoción significativa de contaminantes. El principal problema en estos casos son los costos del proyecto, dado que es una tecnología que no es producida en Colombia. Por tal razón, se recomienda hacer experimentos con materiales alternativos (como las cajas para transportar gaseosa) para determinar si con estos se puede tener sistemas más económicos que el del tanque en concreto.

8 BIBLIOGRAFÍA

AMEC Earth and Environmental Center for Watershed Protection (2001) Georgia stormwater management manual. Volume 2: Technical Handbook. Tomado de: http://www.georgiastormwater.com/

Bear J., (1968) Physical principles of water percolation and seepage. UNESCO. Paris.

Butcher J., (2003) Buildup, washoff and event mean concentrations. Journal of the American Water Resources Association, (12) pp 1521-1528.

Butler D., (2004) Urban Drainage. Second Edition. Spon Press Editors. London and New York

Cedergren H., (1989) Seepage, drainage and flow nets. John Wiley & Sons. New York.

Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados – CIACUA, (2006a) Metodología para la Definición de Planos Óptimos de Presiones y Reducción de Agua No Contabilizada. Proyecto contratado por el Acueducto Metropolitano de Bucaramanga S.A. E.S.P. Universidad de los Andes. Bogotá, Colombia.

Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados – CIACUA, (2006b) Diseño e Implementación del Plan Estratégico de Manejo de las Redes de Distribución de Agua Potable de los Municipios de Andalucía, Ansermanuevo, Bolívar, Bugalagrande, Candelaria, Ginebra, Guacarí, La Cumbre y Toro. Proyecto contratado por la empresa Acuavalle S.A. E.S.P. Universidad de los Andes. Bogotá, Colombia.

Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados – CIACUA, (2006c) ¿Por qué dejar la capa de aire en las tuberías de alcantarillado? Proyecto realizado para la Cátedra Pavco. Universidad de los Andes. Bogotá, Colombia.

Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados – CIACUA, (2004) Aspectos generales y estado del arte sobre sistemas de alcantarillado. Proyecto realizado para la Cátedra Pavco. Universidad de los Andes. Bogotá, Colombia.

Centro de Investigaciones en Ingeniería Ambiental – CIIA, (2007a) Instrumentación, Monitoreo y Estimación de cargas contaminantes afluentes a los ríos Salitre, Fucha y Tunjuelo y la PTAR Salitre. Fase III: Propuesta de Seguimiento de Masa – Río Fucha. Proyecto contratado por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá. Universidad de los Andes. Bogotá, Colombia.

Centro de Investigaciones en Ingeniería Ambiental – CIIA, (2007b) Instrumentación, Monitoreo y Estimación de cargas contaminantes afluentes a los ríos Salitre, Fucha y Tunjuelo y la PTAR Salitre. Fase III: Propuesta de Seguimiento de Masa – Río Salitre. Proyecto contratado por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá. Universidad de los Andes. Bogotá, Colombia.

Chapra S., (1997) Surface water-quality modeling. WCB/McGraw-Hill. Boston.

CRA, (2000) Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS – 2000. Título D: Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales Domésticas y Pluviales. Bogotá, Colombia.

Day F., (1982) Litter decomposition rates in the seasonally flooded Great Dismal Swamp. Ecology, 63(3), pp 670-678.

Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá, (2006) Estudio para la rehabilitación del Sistema de Alcantarillado. Segunda Etapa – Sistema de Gestión de Redes. Manuales de Procedimiento MP-01: Sistemas de Información Geográfica. Bogotá, Colombia.

Egodawatta P., Thomas E., Goonetilleke A., (2007) Mathematical interpretation of pollutant wash-off from urban road surfaces using simulated rainfall. Water Research (41) pp 3025-3031.

Faram M., Guymer I., Saul A., (2004) Assessment of modular block stormwater storage systems. International Conference on Urban Drainage, Portland, Oregon USA.

Faram M., Harwood R., (2002) Assessment of the effectiveness of stormwater treatment chambers using computer fluid dynamics. 9th International Conference on Urban Drainage, Portland, Oregon USA.

Federal Highway Administration (2005) Urban Drainage Design Manual. University Press of the Pacific. Honolulu, Hawaii.

Kim L., Kayhanian M., Zoh K., Stenstrom m., (2005) Modeling of highway stormwater runoff. Science of the total environment (348) pp 1-18.

Mays L., (2001) Stormwater collection systems design handbook. McGraw-Hill, New York.

Patel J., Drieu O., (2004) Pollutant build up and runoff on highways; expanding the current methodology for additional determinands. Water and environment journal, pp 225-229.

Raciny I., (2007) Balance de masa, estado permanente. Presentación de la clase: Modelación Ambiental. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Universidad de los Andes.

Raciny I., (2007) Comparación de modelos. Presentación de la clase: Modelación Ambiental. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Universidad de los Andes.

Raciny I., (2007) Modelación de Oxígeno Disuelto y Demanda Bioquímica de Oxígeno. Presentación de la clase: Modelación Ambiental. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Universidad de los Andes.

Raciny I., (2007) Modelo de Almacenamiento Temporal. Presentación de la clase: Modelación Ambiental. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Universidad de los Andes.

Raciny I., (2007) Modelos de transporte de solutos. Presentación de la clase: Modelación Ambiental. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental. Universidad de los Andes.

Rossman L., (2005) Storm Water Management Model: User's Manual, Version 5.0.

Saldarriaga J., (2007) Almacenamiento Temporal. Presentación de la clase Sistemas de Drenaje Urbano. Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA). Universidad de los Andes.

Saldarriaga J., (2007) Cálculo de caudales de aguas residuales y aguas lluvias. Presentación de la clase Sistemas de Drenaje Urbano. Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA). Universidad de los Andes.

Saldarriaga J., (2007) Hidráulica de aliviaderos en sistemas de alcantarillados. Presentación de la clase Sistemas de Drenaje Urbano. Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA). Universidad de los Andes.

Saldarriaga J., (2007) Programas para la modelación de redes de alcantarillado. Presentación de la clase Sistemas de Drenaje Urbano. Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA). Universidad de los Andes.

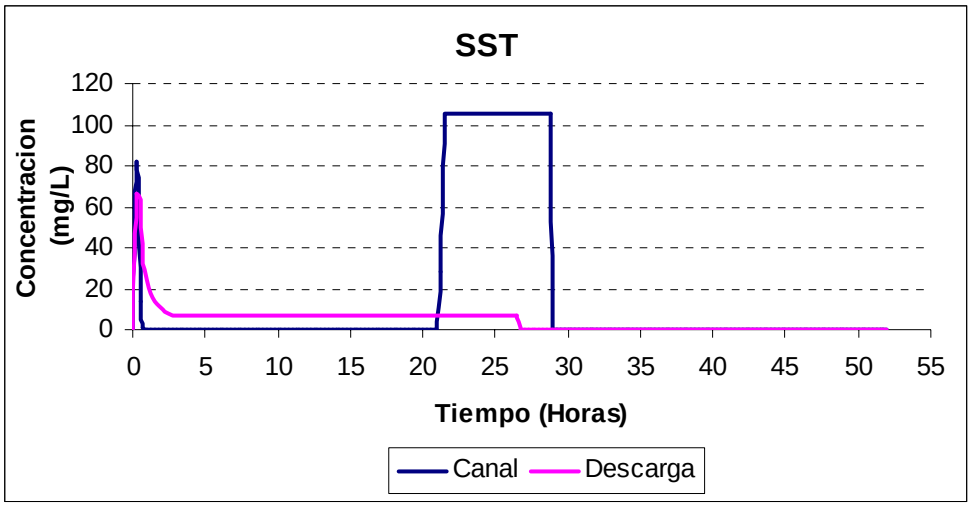
Unidad de Prevención y Atención de Emergencias de Santafé de Bogotá, (1997) Microzonificación Sísmica de Santa Fe de Bogotá. Ingeominas. Santafé de Bogotá, Colombia.

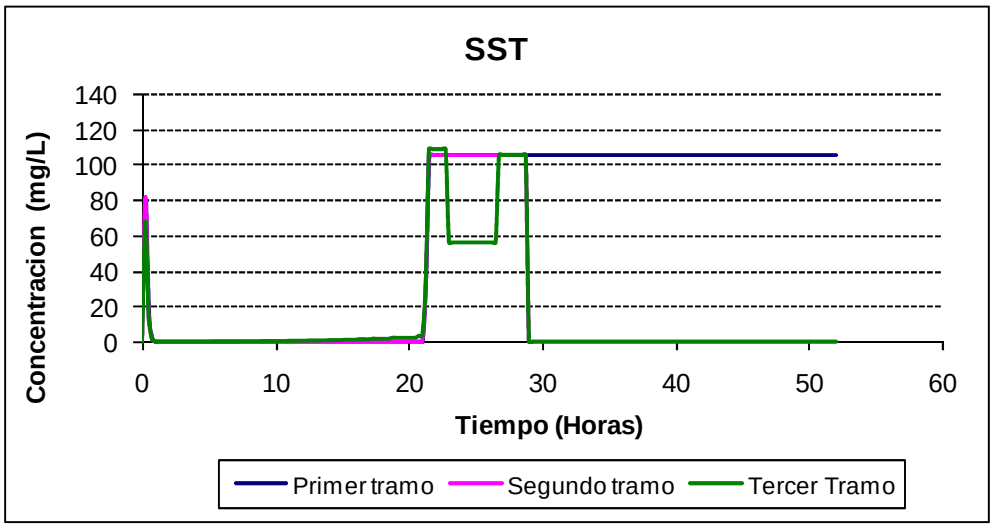
Wanielista M., (1993) Stormwater management. John Wiley & Sons. New York.

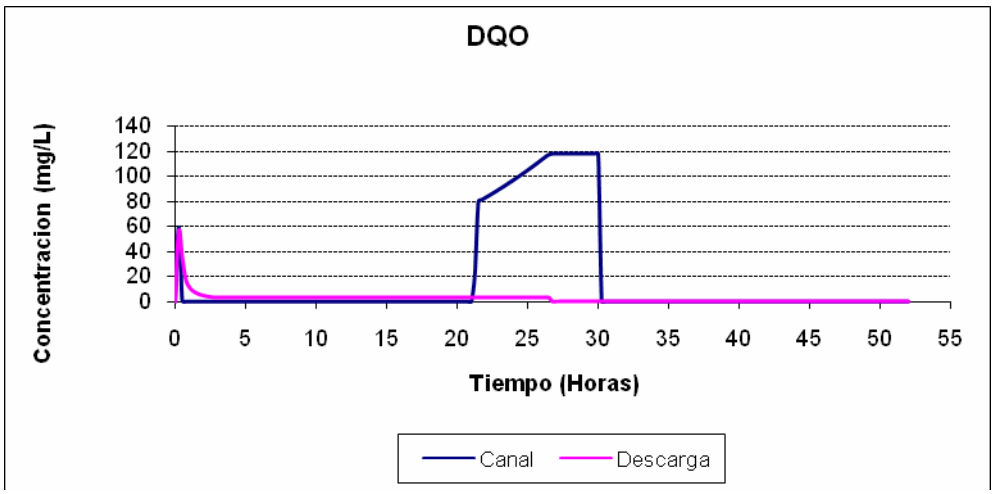
WAVIN (2003) Aquacell and garastor stormwater management systems: Effective, modern solutions for housing and local infrastructure Manual.

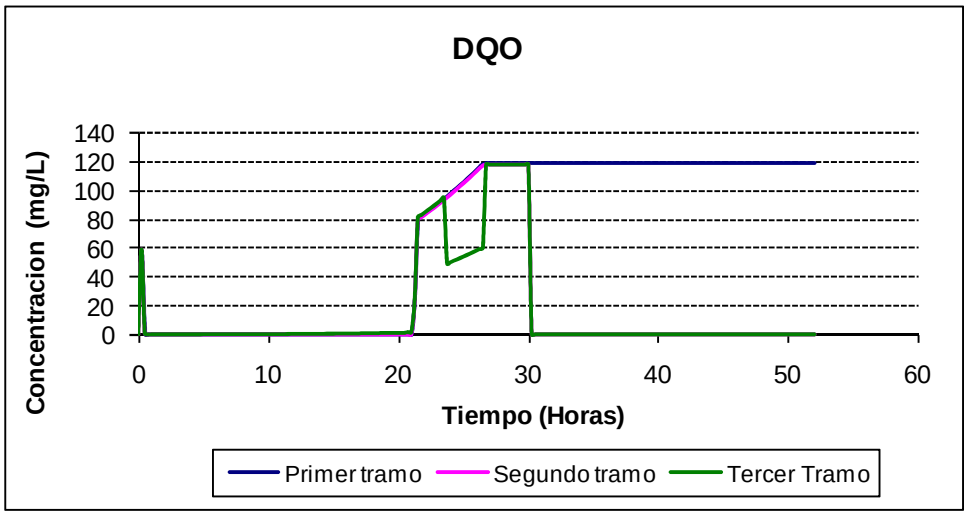
White F., (2003) Fluid Mechanics. Fifth Edition. McGraw-Hill. New York.

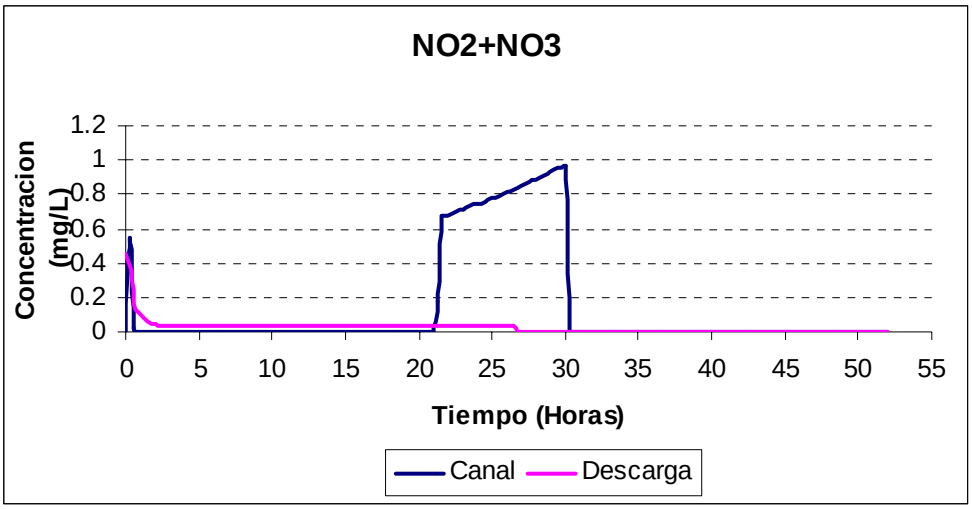
ANEXO 1
Gráficas de calidad para el Tanque en concreto

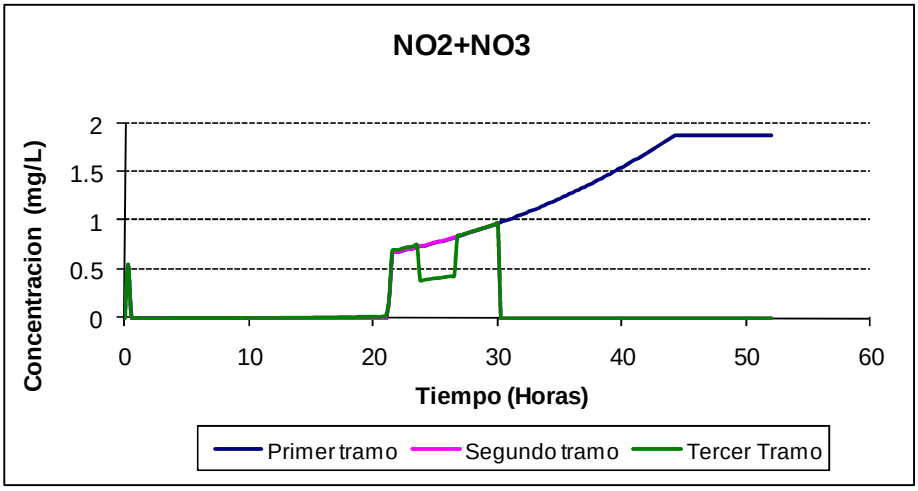


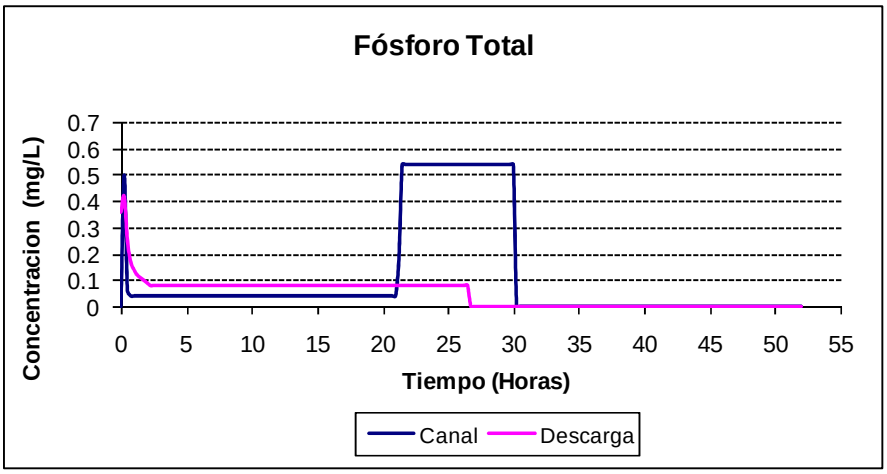


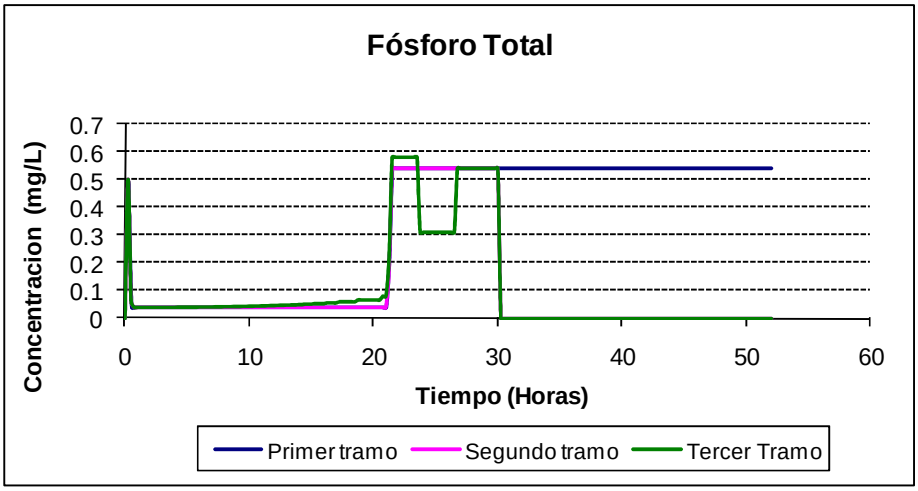

DQO
Concentracion (mg/L)
140
120
100
80
60
40
20
0
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55
Tiempo (Horas)
Canal
Descarga

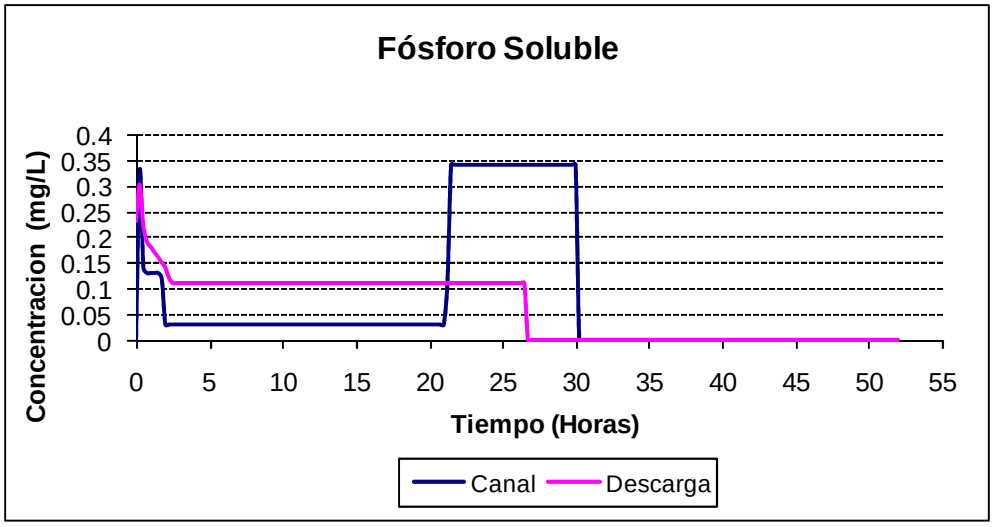

DQO
Concentracion (mg/L)
140
120
100
80
60
40
20
0
0 10 20 30 40 50 60
Tiempo (Horas)
Primer tramo
Segundo tramo
Tercer Tramo

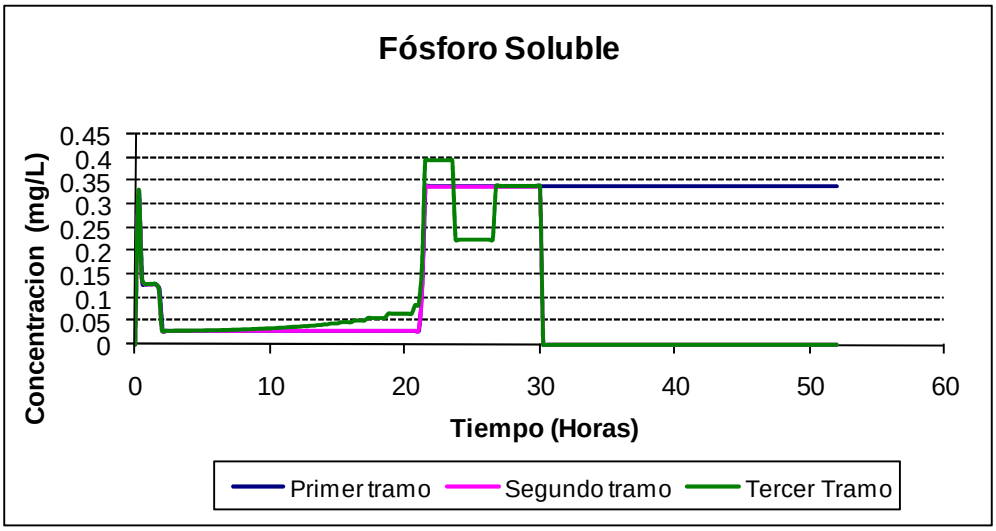

NO2+NO3
Concentracion (mg/L)
1.2
1
0.8
0.6
0.4
0.2
0
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55
Tiempo (Horas)
Canal
Descarga


NO2+NO3
Concentracion (mg/L)
2
1.5
1
0.5
0
0
10
20
30
40
50
60
Tiempo (Horas)
Primer tramo
Segundo tramo
Tercer Tramo

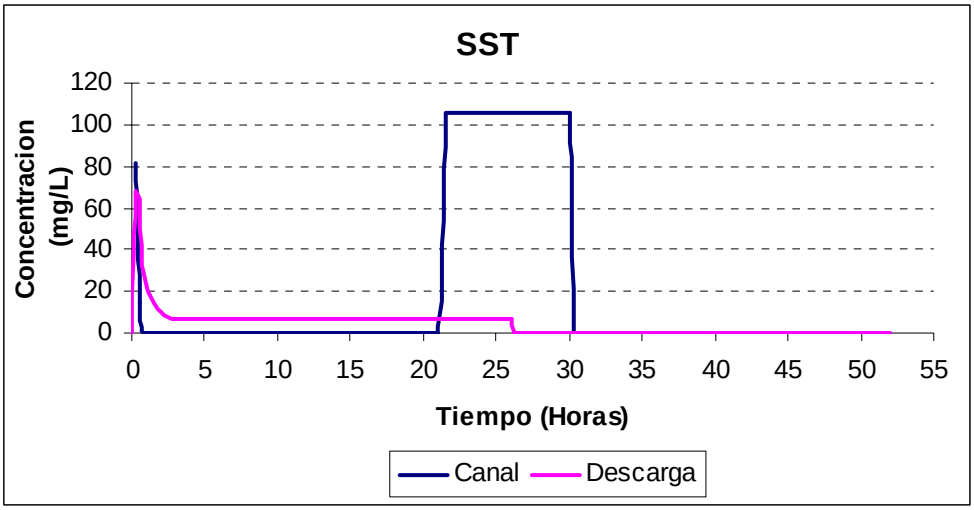

Fósforo Total
Concentracion (mg/L)
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
Tiempo (Horas)
Canal
Descarga

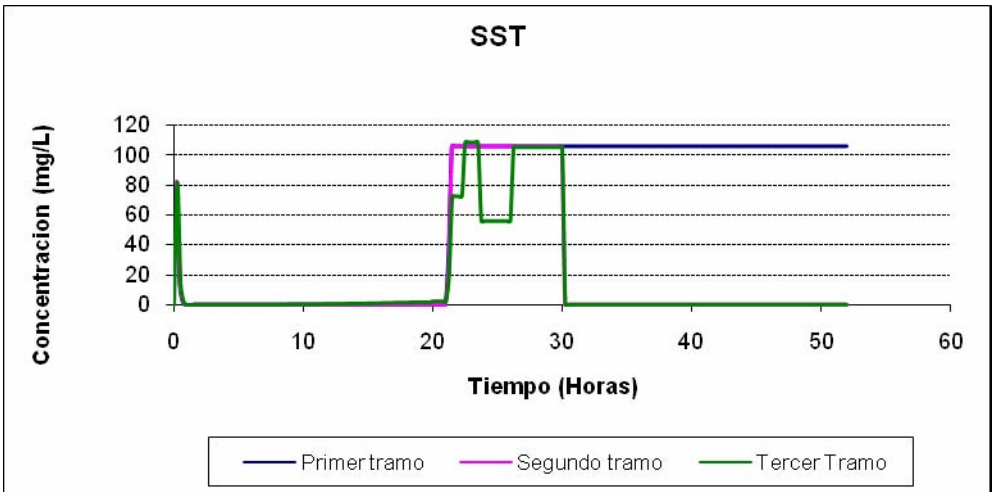

Fósforo Total
Concentracion (mg/L)
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
0
10
20
30
40
50
60
Tiempo (Horas)
Primer tramo
Segundo tramo
Tercer Tramo

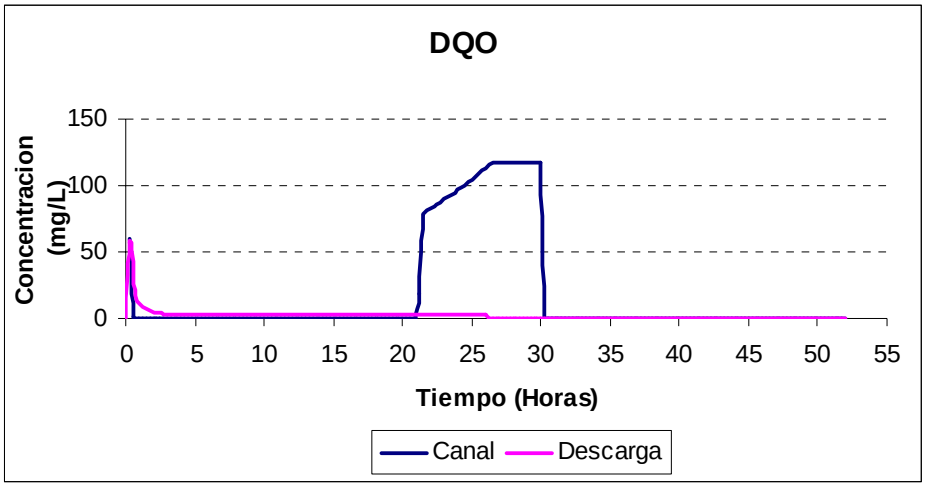

Fósforo Soluble
Concentracion (mg/L)
0.4
0.35
0.3
0.25
0.2
0.15
0.1
0.05
0
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55
Tiempo (Horas)
Canal
Descarga

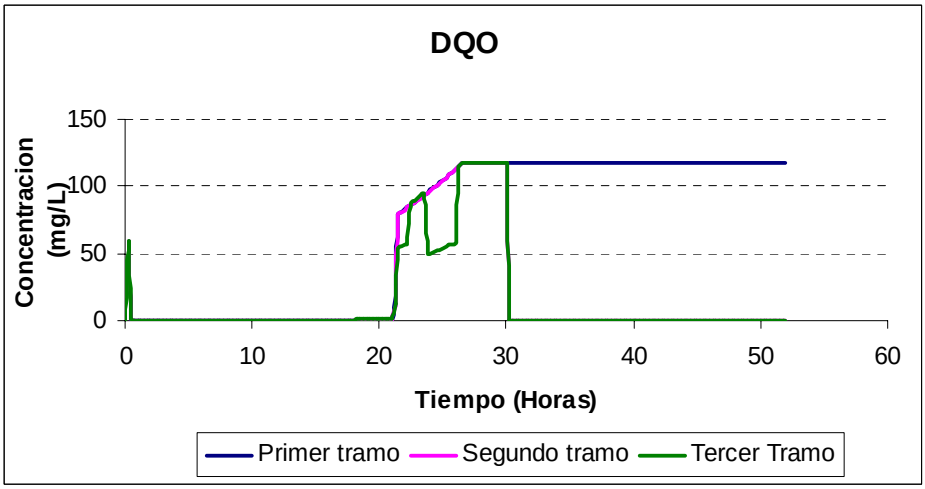

Fósforo Soluble
Concentracion (mg/L)
0.45
0.4
0.35
0.3
0.25
0.2
0.15
0.1
0.05
0
0 10 20 30 40 50 60
Tiempo (Horas)
Primer tramo
Segundo tramo
Tercer Tramo

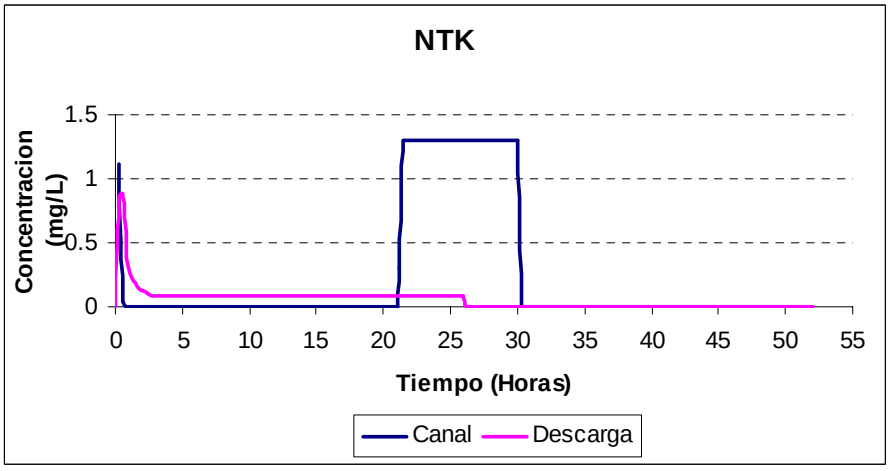
ANEXO 2
Gráficas de calidad para los módulos en limos

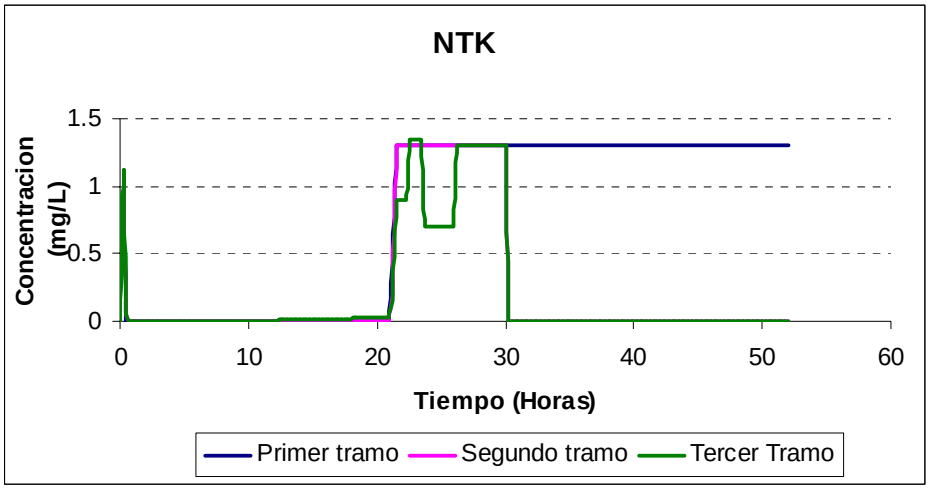


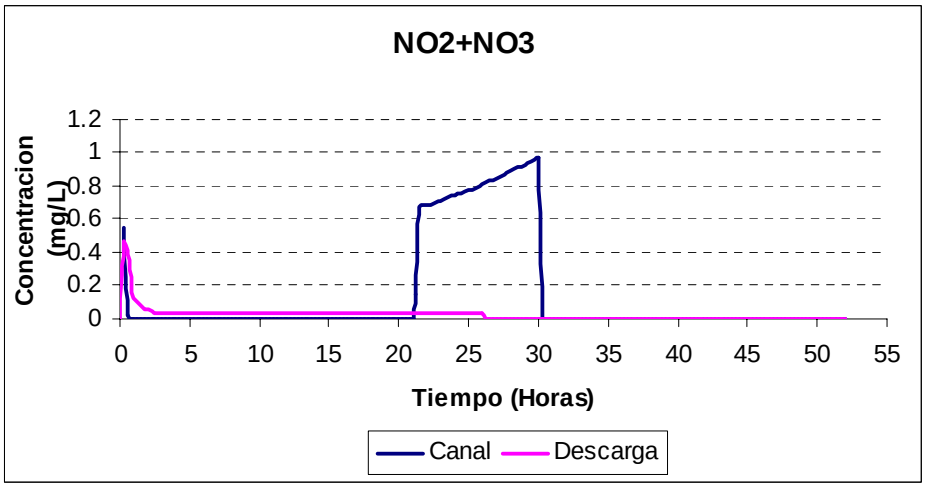


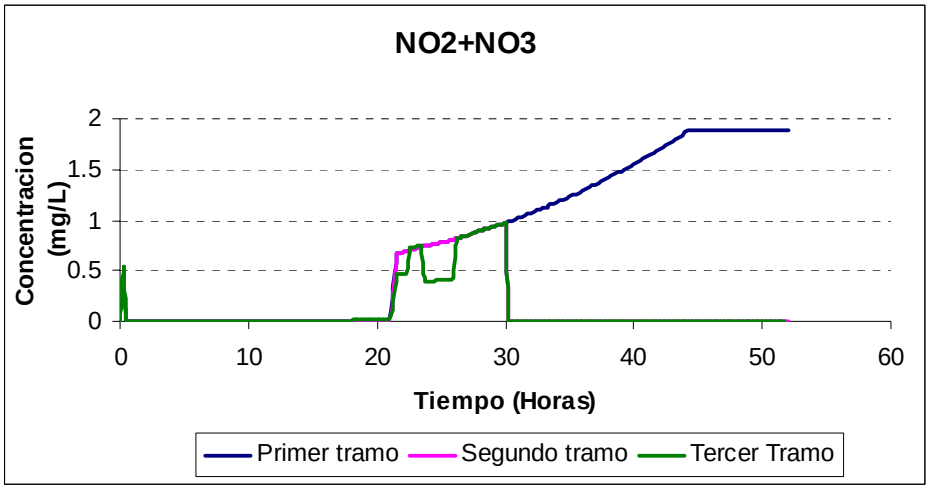

DQO
Concentracion (mg/L)
150
100
50
0
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55
Tiempo (Horas)
Canal
Descarga

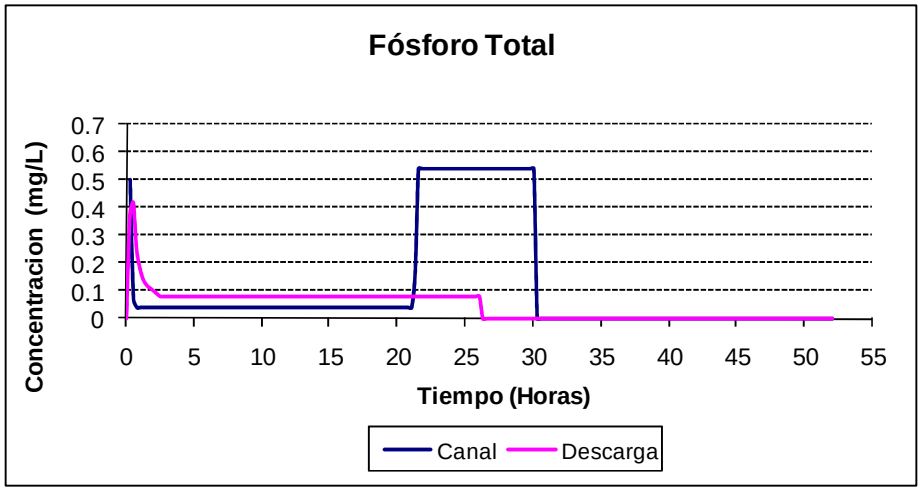

DQO
Concentracion (mg/L)
150
100
50
0
0 10 20 30 40 50 60
Tiempo (Horas)
Primer tramo
Segundo tramo
Tercer Tramo

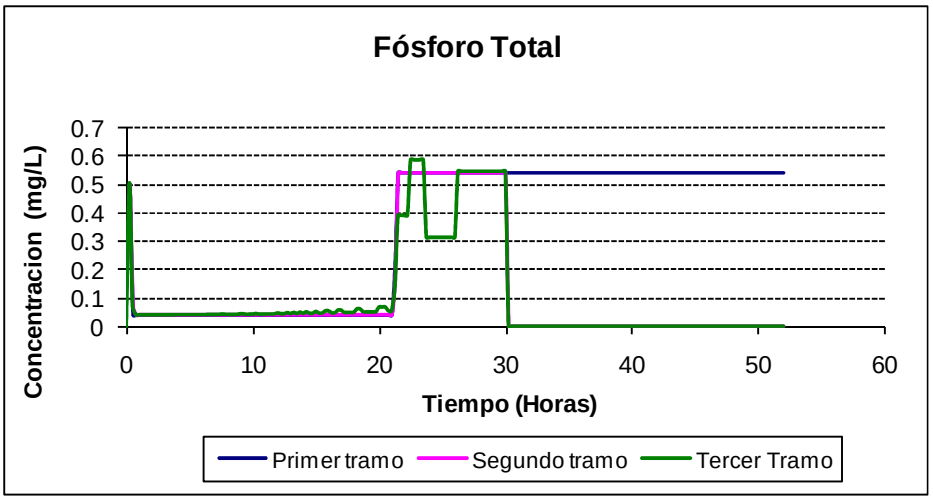

NTK
Concentracion (mg/L)
1.5
1
0.5
0
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55
Tiempo (Horas)
Canal
Descarga

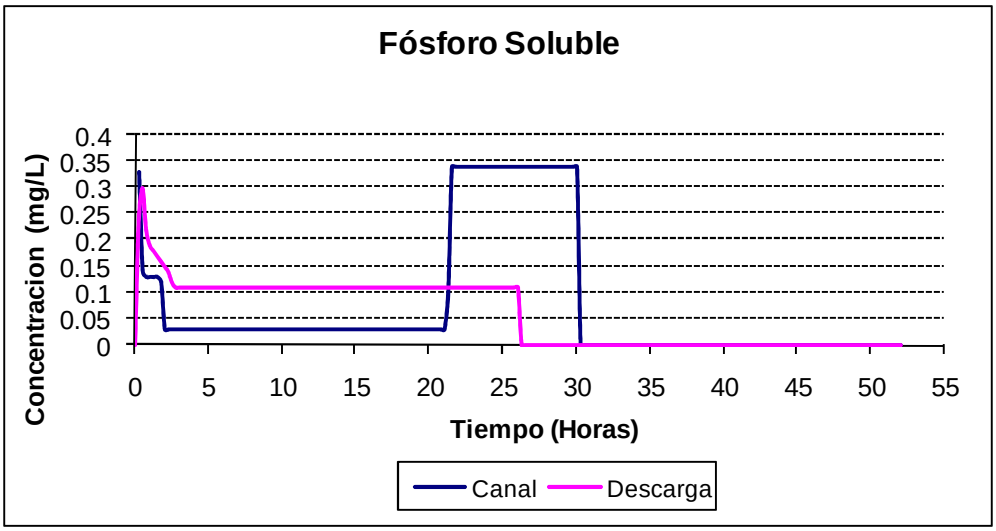

NTK
Concentracion (mg/L)
1.5
1
0.5
0
0
10
20
30
40
50
60
Tiempo (Horas)
Primer tramo
Segundo tramo
Tercer Tramo

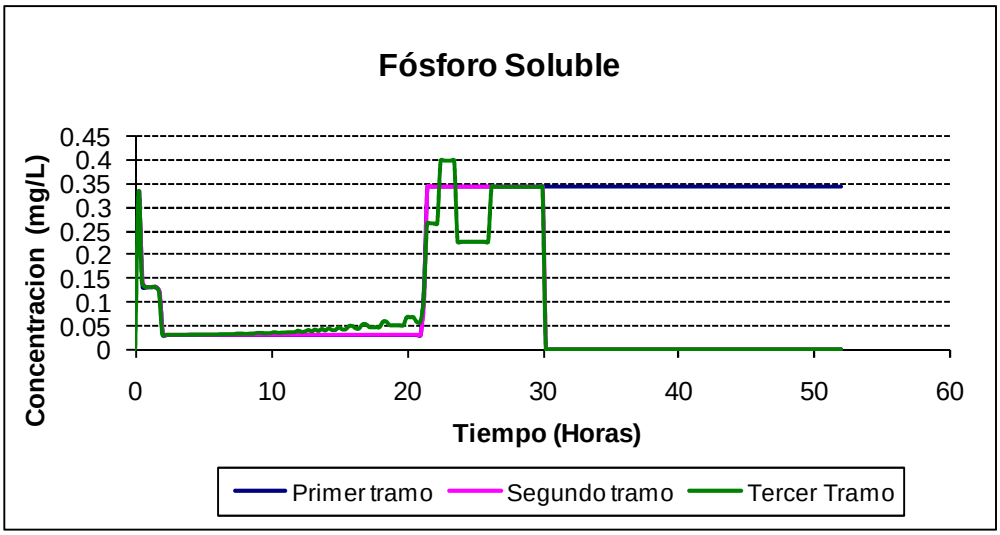

NO2+NO3
Concentracion (mg/L)
1.2
1
0.8
0.6
0.4
0.2
0
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
Tiempo (Horas)
Canal
Descarga


NO2+NO3
Concentracion (mg/L)
2
1.5
1
0.5
0
0
10
20
30
40
50
60
Tiempo (Horas)
Primer tramo
Segundo tramo
Tercer Tramo

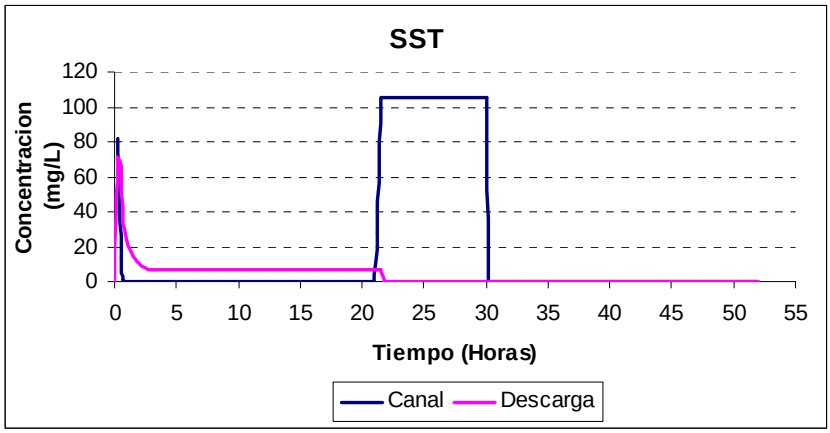

Fósforo Total
Concentracion (mg/L)
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
Tiempo (Horas)
Canal
Descarga

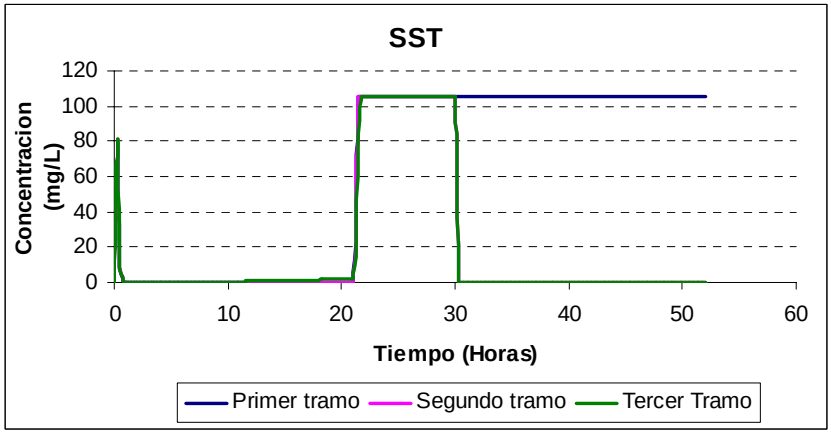

Fósforo Total
Concentracion (mg/L)
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
0
10
20
30
40
50
60
Tiempo (Horas)
Primer tramo
Segundo tramo
Tercer Tramo

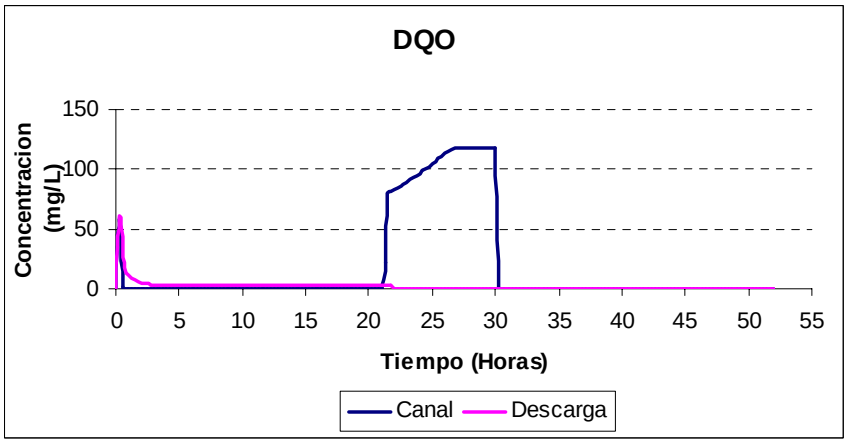

Fósforo Soluble
Concentracion (mg/L)
0.4
0.35
0.3
0.25
0.2
0.15
0.1
0.05
0
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55
Tiempo (Horas)
Canal
Descarga

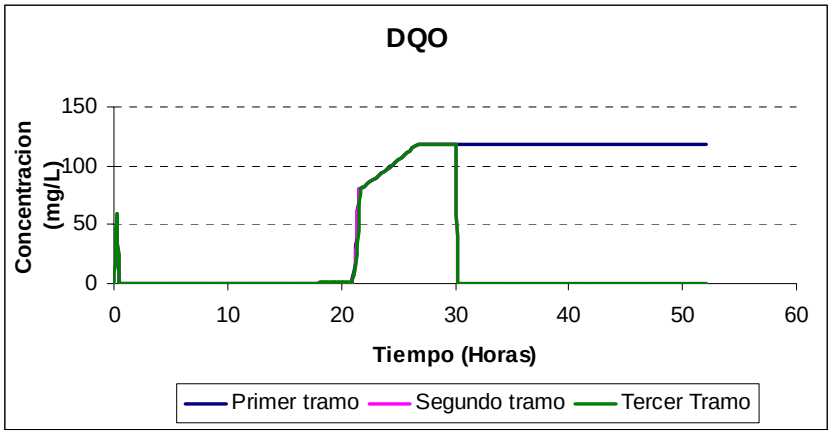

Fósforo Soluble
Concentracion (mg/L)
0.45
0.4
0.35
0.3
0.25
0.2
0.15
0.1
0.05
0
0 10 20 30 40 50 60
Tiempo (Horas)
Primer tramo
Segundo tramo
Tercer Tramo

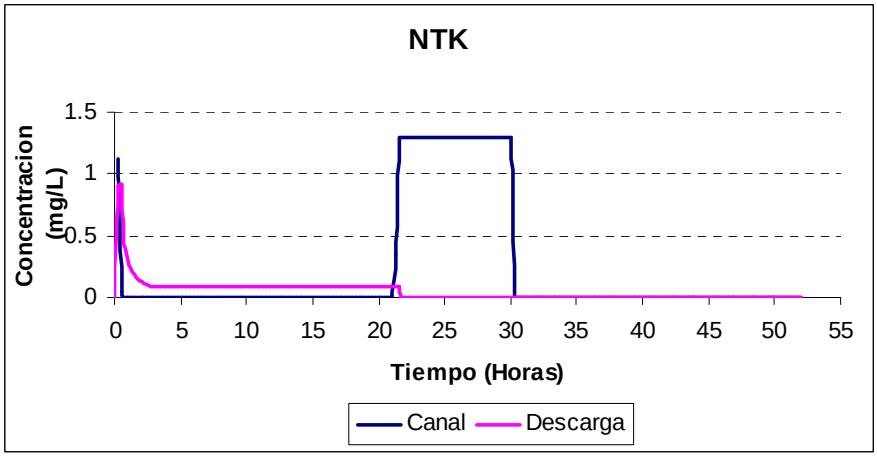
ANEXO 3
Módulos en arena

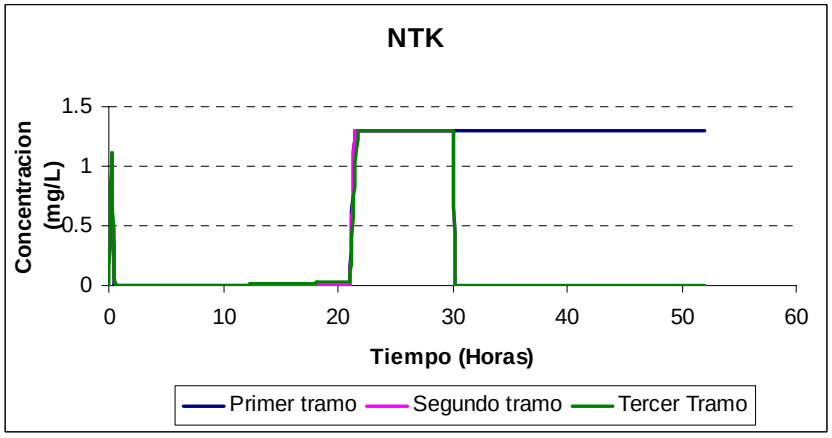


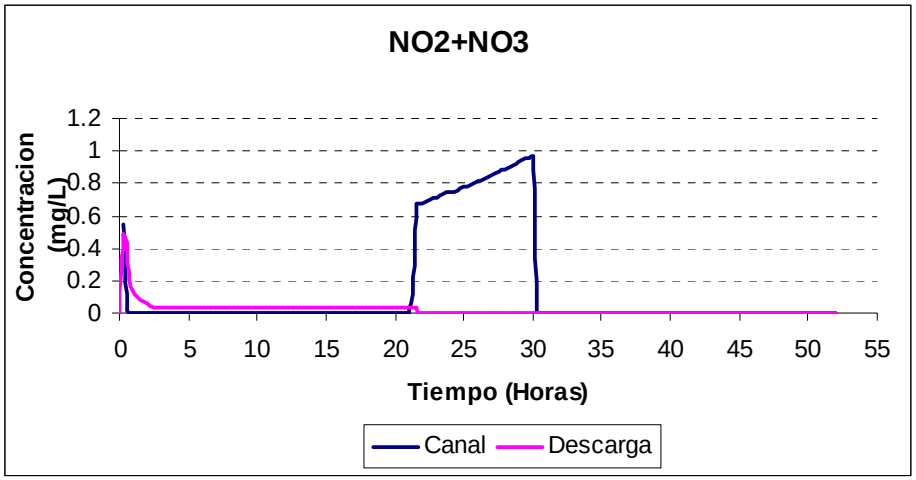


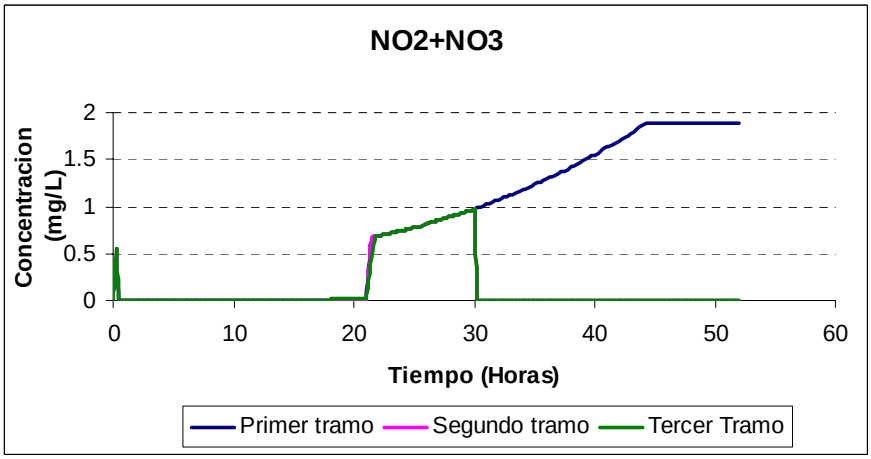


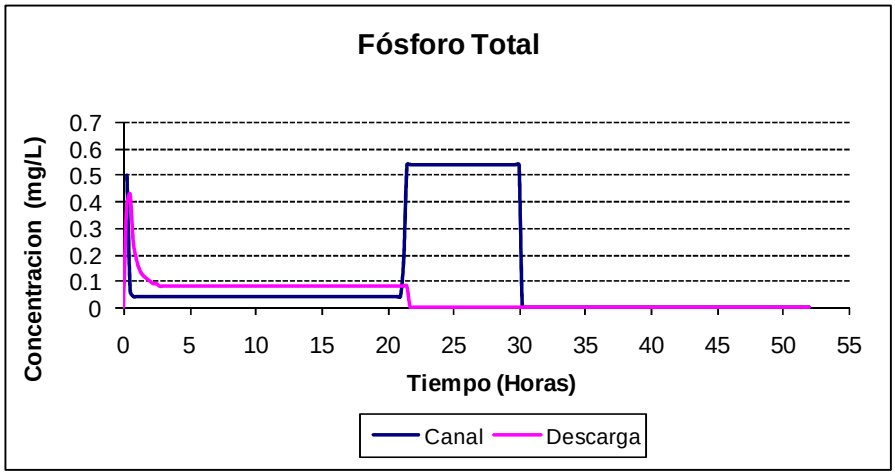

DQO
Concentracion (mg/L)
150
100
50
0
0
10
20
30
40
50
60
Tiempo (Horas)
Primer tramo
Segundo tramo
Tercer Tramo

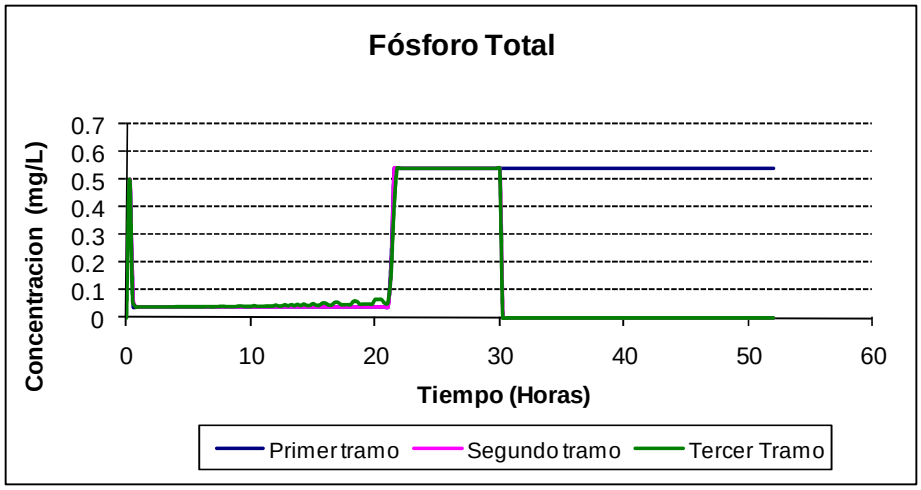

NTK
Concentracion (mg/L)
1.5
1
0.5
0
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
Tiempo (Horas)
Canal
Descarga

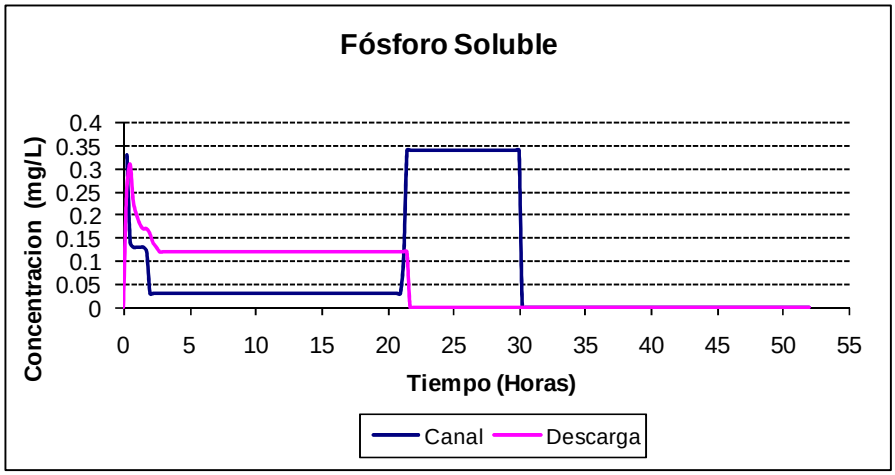

NTK
Concentracion (mg/L)
1.5
1
0.5
0
0
10
20
30
40
50
60
Tiempo (Horas)
Primer tramo
Segundo tramo
Tercer Tramo

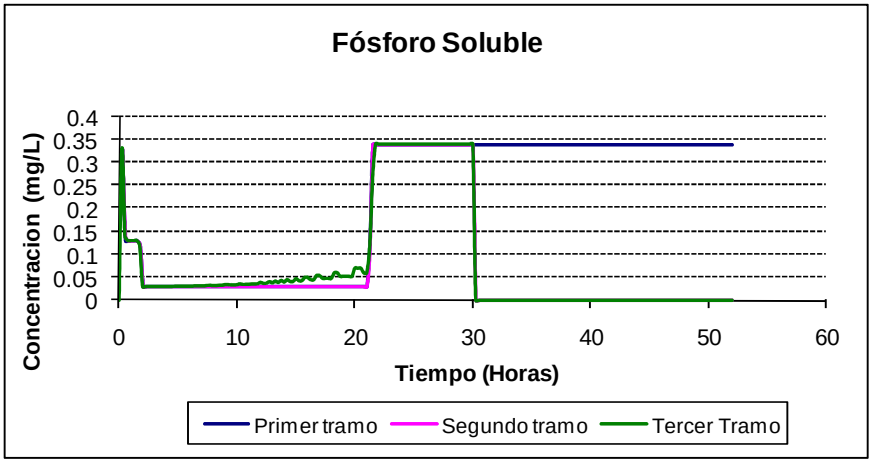

NO2+NO3
Concentracion (mg/L)
1.2
1
0.8
0.6
0.4
0.2
0
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55
Tiempo (Horas)
Canal
Descarga


NO2+NO3
Concentracion (mg/L)
2
1.5
1
0.5
0
0 10 20 30 40 50 60
Tiempo (Horas)
Primer tramo
Segundo tramo
Tercer Tramo


Fósforo Total
Concentracion (mg/L)
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
0 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55
Tiempo (Horas)
Canal
Descarga


Fósforo Total
Concentracion (mg/L)
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
0
10
20
30
40
50
60
Tiempo (Horas)
Primer tramo
Segundo tramo
Tercer Tramo


Fósforo Soluble
Concentracion (mg/L)
0.4
0.35
0.3
0.25
0.2
0.15
0.1
0.05
0
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
Tiempo (Horas)
Canal
Descarga


Fósforo Soluble
Concentracion (mg/L)
0.4
0.35
0.3
0.25
0.2
0.15
0.1
0.05
0
0
10
20
30
40
50
60
Tiempo (Horas)
Primer tramo
Segundo tramo
Tercer Tramo