



UNIVERSIDAD
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL
PIRHUA

ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL DE LA URB. ANGAMOS

Rudy Granda-Acha

Piura, agosto de 2013

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

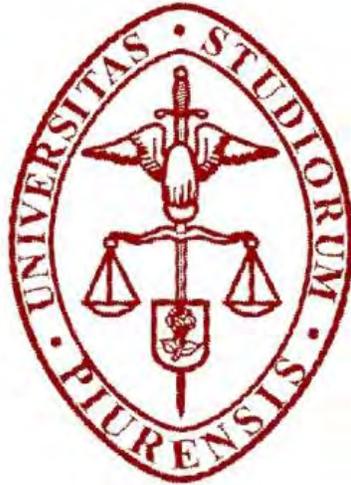


Esta obra está bajo una [licencia](#)
[Creative Commons Atribución-](#)
[NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](#)

[Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura](#)

UNIVERSIDAD DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA



“Análisis numérico de la red de drenaje pluvial de la urb. Angamos”

Tesis para optar el Título de

Ingeniero Civil

Rudy Rolandy Granda Acha

Asesor: Dr. Jorge Reyes Salazar.

Piura, Agosto del 2013.

A mi familia.

Prologo

El desarrollo urbano se ha acelerado en la segunda mitad del siglo XX con gran concentración de población en pequeños espacios, impactando en el ecosistema terrestre y acuático y en la propia población. Este proceso viene ocurriendo debido a la falta de control del espacio urbano que produce efectos directos sobre la infraestructura del agua: abastecimiento, sistema sanitario, drenaje urbano e inundaciones ribereñas y residuos sólidos.

Por otro lado el fenómeno "*El Niño*" que es de carácter cíclico y de periodo de recurrencia de 11 a 12 años de promedio (aunque no siempre de la misma intensidad); en los últimos años se ha reducido considerablemente a menos de 6 años.

Es muy clara la incidencia de este calentamiento del agua en el Pacífico Ecuatorial en el clima de la costa norte del Perú manifestándose en las anomalías de: Lluvias torrenciales y Caudales extraordinarios en los ríos.

Es así que el movimiento del agua en flujo superficial se presenta en numerosos problemas de ingeniería hidráulica, que tienen gran interés práctico para el ingeniero civil. Uno de estos problemas es la evacuación de las aguas de lluvia, lo cual ha originado la necesidad de construir redes de drenaje urbano capaces de cubrir estas nuevas y mayores solicitudes de canalización y evacuación.

Sin embargo en los últimos años el extraordinario incremento en las capacidades de cálculo de las computadoras, así como la mejora en los algoritmos computacionales ha llevado a un importante desarrollo de modelos numéricos de simulación de drenaje urbano.

En el presente trabajo se describe el manejo de uno de estos modelos como una herramienta de análisis de una red de drenaje urbano en particular.

Índice

Introducción	1
Capítulo I	
Aspectos generales	
1.1 Hidrología urbana.	3
1.1.1 Evolución histórica y enfoques.	3
1.1.1.1 Etapa sanitarista o higienicista	3
1.1.1.2 Etapa de “racionalización” de los cálculos hidrológico-hidráulicos	3
1.1.1.3 Etapa ambientalista	3
1.1.2 Sistemas de drenaje urbano	5
1.1.3 Fenómenos en los sistemas de drenaje urbano.	7
1.1.3.1 Crecidas	7
1.1.3.2 Inundaciones	7
1.1.4 Urbanización y drenaje	10
1.1.4.1 Proceso de urbanización.	10
1.1.4.2 Impacto del desarrollo urbano en el ciclo hidrológico.	11
1.1.4.3 Gestión del macrodrenaje.	12
Capítulo II	
Descripción del estudio	
2.1 Modelación numérica en hidráulica	15
2.1.1 Descripción general	15
2.1.2 Modelos numéricos y modelos físicos	15
2.1.3 El protocolo de modelación numéricos	16
2.1.3.1 Definir el objetivo de la modelación	16
2.1.3.2 Formulación del modelo conceptual	16
2.1.3.3 Selección del tipo de modelo a utilizar	16
2.1.3.4 Selección del código a aplicar	17
2.1.3.5 Parametrización del modelo	18
2.1.3.6 Validación del modelo	18
2.1.3.7 Simulación	18
2.1.3.8 Análisis y presentación de resultados	19
2.1.3.9 Post auditoría	19
2.1.4 Clasificación de los modelos numérico	19
2.1.5 Método de cálculo	21
2.1.6 Regímenes de flujo	22
2.1.7 Variación en el tiempo	22
2.1.8 Contornos del cauce	22
2.1.9 Descripción de algunos modelos numéricos	23
2.2 Modelos numéricos de drenaje urbano.	23
2.2.1 Clasificación	23
2.2.1.1 Modelos de investigación	23
2.2.1.2 Modelos de estudio	23
2.2.1.3 Modelos de diseño	24
2.2.1.4 Modelos de operación	24
2.3 Storm Water Managemen Model. (SWMM).	25
2.3.1 Antecedentes	25
2.3.2 Descripción general	26
2.3.3 Estructura	26

2.3.3.1 Bloque runoff	27
2.3.3.2 Bloque transport	28
2.3.3.3 Bloque extran	28
2.3.4 Características	30
2.3.4.1 Bloque hidrológico de escorrentía	30
2.3.4.2 Bloque de transporte hidráulico	30
2.3.4.3 Bloque de calidad del agua	31
2.3.5 Modelo conceptual utilizado por SWMM.	31
2.3.6 Componentes físicos del SWMM.	32
2.3.6.1 Componentes hidrológicos	32
2.3.6.2 Componentes hidráulicos	33
2.3.7 Métodos conceptuales computacionales	35
2.3.7.1 Escorrentía superficial	35
2.3.7.2 Infiltración	36
2.3.7.3 Modelo hidráulico de transporte - Algoritmos de traslación de flujo en SWMM	38
2.3.8 Ecuación fundamental de flujo	38
2.3.9 Aplicaciones	41
2.3.10 Limitaciones	41
2.3.11 Pasos a seguir en la modelación	41

Capítulo III

Descripción general de la zona de estudio: Urb. Angamos

3.1 Ubicación	43
3.2 Población	43
3.3 Clima	44
3.4 Hidrografía	44
3.4.1 Ríos más importantes	44
3.4.1.1 Río Piura	44
3.4.1.2 Río Chira	44
3.4.2 Pluviometría de la zona	45
3.5 Geodinámica	45
3.5.1 Geodinámica interna	45
3.5.2 Geodinámica externa	46
3.6 Sistemas de pavimentación, agua y alcantarillado	46
3.6.1 Pavimentación	46
3.6.2 Agua potable	46
3.6.3 Alcantarillado	46
3.7 Fenómeno “El niño”	47
3.7.1 Descripción	47
3.7.2 Periodo de recurrencia	47
3.7.3 Impactos de “El Niño” en la costa norte del Perú	48
3.7.3.1 En el Clima	48
3.7.3.2 En la infraestructura	51
3.7.3.3 En las actividades productivas	52
3.7.3.4 En la vida y la salud	52
3.7.3.5 Impactos positivos	53
3.7.4 Vulnerabilidad ante el fenómeno “El Niño”	54

CAPITULO IV

Hidrología e hidráulica del diseño

4.1 Norma S060	55
4.2 Método racional	55
4.2.1 Suposiciones del método.	55
4.2.2 Limitaciones del método	56
4.2.3 Valores del coeficiente de escorrentía “C”	57
4.3 Parámetros de diseño	57
4.3.1 Período de duración de la tormenta de diseño	57
4.3.2 Tiempo de concentración sobre la superficie t_{cs}	57
4.3.3 Ecuación de las curvas IDF	59
4.3.4 Tormentas de diseño. (Método del bloque alterno)	61
4.3.5 Zanjas de infiltración	62
4.4.5.1 Diseño de zanjas de infiltración	62
4.4 Resultados del diseño	66

CAPITULO V

Consideraciones del análisis

5.1 Sistema de captación	71
5.2 Sistema de evacuación	71
5.3 Parámetros del análisis	72
5.3.1 Período de retorno	72
5.3.2 Ecuación de la curva IDF	72
5.4 Pluviómetro	72
5.4.1 Intervalo de tiempo de la lluvia	73
5.4.2 Series temporales	73
5.5 Subcuencas	73
5.5.1 Áreas	73
5.5.2 Ancho	74
5.5.2 Pendiente	74
5.5.3 Área impermeable	74
5.5.4 Coeficiente n (impermeable)	74
5.5.5 Coeficiente n (permeable)	74
5.5.6 Almacenamiento en depresión del área impermeable	74
5.5.7 Almacenamiento en depresión del área permeable	74
5.5.8 Área impermeable sin almacenamiento	74
5.5.9 Modelo de infiltración	74
5.6. Conductos	74
5.6.1 Forma	75
5.6.2 Coeficiente de Manning	75
5.7 Nudos	75
5.8 Vertederos	75
5.9 Descargas	75

Capítulo VI

Análisis del sistema de drenaje de la urb. Angamos en SWMM

6.1 Metodología	76
6.2 Datos hidráulicos	76
6.2.1 Nudos	76
6.2.2 Conductos	78
6.2.3 Vertedero	80

6.2.4 Descarga	80
6.3 Datos de hidrología	80
6.3.1 Subcuencas	80
6.3.1.2 Infiltración	82
6.3.2 Pluviómetro	82
6.3.2.1 Series temporales	83
6.4 Opciones de simulación	89
Capítulo VII	
Análisis de resultados	
7.1 Tablas comparativas	91
7.2 Análisis de resultados	94
Capítulo VIII	
Conclusiones y recomendaciones	
8.1 Conclusiones	97
8.2 Recomendaciones	98
Bibliografía	99
Anexos	101

Introducción

Uno de los grandes desafíos que tiene el sector saneamiento es satisfacer la creciente demanda para la evacuación de aguas pluviales y el tratamiento de las mismas; tomando en cuenta la acelerada ocupación territorial y urbanismo, así como la presencia de “El niño” cada vez más frecuente.

En la actualidad existen numerosos modelos numéricos que simulan el evento lluvia-escorrentía. Estos modelos constituyen una herramienta de gran utilidad para la toma de decisiones en los proyectos de drenaje urbano; por lo que es una necesidad sumar dichas herramientas a la gestión de manera correcta, es decir conocer las hipótesis en que se basan los métodos de cálculo, las fórmulas que se utilizan, los parámetros que se requieren para los cálculos internos, todo esto para evitar errores de convergencia y asimismo permitir el análisis de los resultados.

La presente tesis plantea el análisis de una red de drenaje en particular de la ciudad de Piura a través de uno de estos modelos numéricos.

En el capítulo I se hace referencia a la evolución del concepto de drenaje urbano y a una de las principales causas de inundaciones urbanas en la actualidad como es la mala gestión del desarrollo urbano.

El capítulo II da una descripción general de la modelación numérica en hidráulica, así como del modelo numérico de drenaje urbano empleado para la simulación y análisis de la red propuesta en este trabajo, el *Storm Water Management Model* (SWMM).

En el capítulo III se proporciona información detallada de la zona de estudio (urb. Angamos). Se describe también otra de las causas de inundaciones urbanas, el fenómeno “El niño”; así como la vulnerabilidad que presenta la zona ante su presencia.

El capítulo IV hace referencia al marco teoría empleado para el diseño de la red de drenaje en mención; cabe señalar que este fue realizado por el IHHS (“Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria”) de la UDEP.

El capítulo V menciona las consideraciones que se han tenido en cuenta para el análisis de esta red a través del SWMM.

En el capítulo VI se explica la metodología a seguir para la construcción de la red y el ingreso de los datos de cada uno de los elementos que la conforman. De la misma forma hace referencia a las opciones para poner en marcha la simulación.

El capítulo VII muestra los resultados de la simulación y su comparación con los resultados presentados en el diseño realizado por el IHHS con el método racional y un breve análisis del porqué de la variación de los mismos.

Por último en el capítulo VIII se enumera las conclusiones y recomendaciones más importantes de este trabajo.

Capítulo I

Aspectos generales

1.1 Hidrología urbana.

1.1.1 Evolución histórica y enfoques.

La hidrología urbana es la rama de la hidrología que estudia la hidrología de las zonas urbanas y metropolitanas, en donde predominan las superficies casi impermeables y el relieve artificial de terreno, analizando en particular el efecto del desarrollo urbano (UNESCO-WMO¹, 2001).

Este concepto surge gracias al enfoque que el hombre ha venido dando al drenaje urbano con el pasar de los años. Es así que encontramos tres etapas en este proceso:

1.1.1.1 Etapa sanitarista o higienicista

De los conductos pluviales primitivos que se describen en la literatura, los desagües subterráneos de la antigua Roma son los mejor conocidos.

Estos “sistemas” tenían como función principal: Evitar enfermedades, cuidar la salud de la población y extraer exceso de agua de las calles. Sin embargo y sobre la base de escritos de la época, se sabe que la conexión directa de las casas a dichos desagües no era práctica generalizada.

1.1.1.2 Etapa de “racionalización” de los cálculos hidrológico-hidráulicos

Gradualmente los hidrólogos reemplazaron el empirismo por un análisis racional de la información observada. Es así que se enfocaron en mejorar la calidad de vida en las ciudades, evitando inundaciones y regulando la conducción de las aguas de lluvia.

1.1.1.3 Etapa ambientalista

A comienzos de la década 1970-1980, se introduce un enfoque sistémico y ambientalista en la hidrología urbana, que continúa hasta la actualidad. Se instala una concepción más integrada de los procesos: el drenaje de excesos pluviales pasa a ser concebido y tratado como una parte de un concepto más amplio: el manejo del agua pluvial urbana (“*urban storm wáter management*”).

¹The United Nations Education, Scientific and Cultural Organization (UNESCO) and the World Meteorological Organization (WMO).

La ventaja del concepto de “manejo” es que el drenaje urbano puede ser interrelacionado con otras funciones, tales como el control de crecidas, recarga de acuíferos, abastecimiento de agua, disposición de residuos, control de estabilidad de cauces, creación de espacios abiertos para usos recreativos y otros.

El abordaje de estos problemas se comienza a realizar de manera interdisciplinaria, ya que involucra aspectos técnicos, ambientales, institucionales, legales, económicos y sociales.

Comienzan a difundirse algunos cambios en las prácticas de manejo de las aguas pluviales urbanas respecto de los años anteriores. Se incorporan técnicas de ingeniería “conservacionistas”, que permiten preservar el ambiente y mejorar la eficiencia en el manejo del agua de lluvia.

Los principales cambios fueron los siguientes:

- a) El interés en la rápida remoción de la escorrentía (drenaje tradicional) se cambió por el de su distribución espacio-temporal.
 - b) Aumentó el interés en la evaluación y mitigación de los impactos adversos de la escorrentía urbana sobre la calidad de agua de los cuerpos receptores.
 - c) Se comenzó a considerar a la cantidad y calidad del agua como variables del mismo problema y a tratarlas en conjunto. Al efecto, se incorporaron las denominadas BMP² o TECIR³, como los dispositivos de detención y de retención, trincheras o cuencas de infiltración, prácticas vegetativas y pavimentos porosos.
 - d) Aumentó el énfasis sobre la preservación y mejoramiento de las vías de drenaje naturales.
 - e) Aumentó la importancia asignada a las medidas preventivas no estructurales. Algunos planes directores establecen requerimientos mínimos de control de los excesos pluviales, de modo que el caudal pico del posdesarrollo, para una tormenta de diseño de una duración y recurrencia dadas, sea igual que el correspondiente al predesarrollo.
- La siguiente tabla describe cómo ha ido evolucionando el concepto y las características de drenaje urbano con el pasar de los años.

²*Best Management Practices. Prácticas de Mejor Manejo*

³*Infiltration-compensatory techniques Retention* “Técnicas Compensatorias de Infiltración-Retención”

Tabla 1.1. Resumen de la evolución histórica del drenaje urbano.

Siglo	Descripción del sistema
XIX, primera mitad	<ul style="list-style-type: none"> • Disposición local de aguas servidas • Aguas servidas drenadas por acequias • Ciudades de pequeño tamaño y pocos pavimentos • Aguas de lluvias drenadas en cauces naturales • Problemas sanitarios graves
XIX, segunda mitad	<ul style="list-style-type: none"> • Primeras redes de aguas servidas • Descargas a la red de drenaje natural • No hay tratamiento • Las ciudades aumentan de tamaño
XX, primera mitad	<ul style="list-style-type: none"> • Grandes ciudades y sistemas de transporte • Las aguas lluvias comienzan a generar problemas • Soluciones en redes unitarias • Tratamiento de las aguas servidas • Problemas de rebase de sistemas
XX, segunda mitad	<ul style="list-style-type: none"> • Megaciudades y aumento de los caudales • El agua como recurso urbano • Redes separadas • Proposiciones de BMP
XXI	<ul style="list-style-type: none"> • Regulación de aguas lluvias y paisaje urbano • BMPs como pequeñas obras distribuidas • Mejor calidad de vida urbana • Mantenimiento de condiciones naturales: • Redes de drenaje natural • Balance hídrico del lugar

1.1.2 Sistemas de drenaje urbano.

Los sistemas de drenaje urbano comprenden una serie de elementos que van desde el sistema de captación de aguas pluviales hasta las canalizaciones y conductos que permiten la conducción y descarga de las aguas de lluvia precipitadas en el medio, hasta los cauces naturales y artificiales, para su libre escurrimiento. Bajo este concepto podemos definir dos tipos de sistemas: El S. Principal y el S. Secundario.

Figura 1.1
Sistemas de drenaje pluvial.

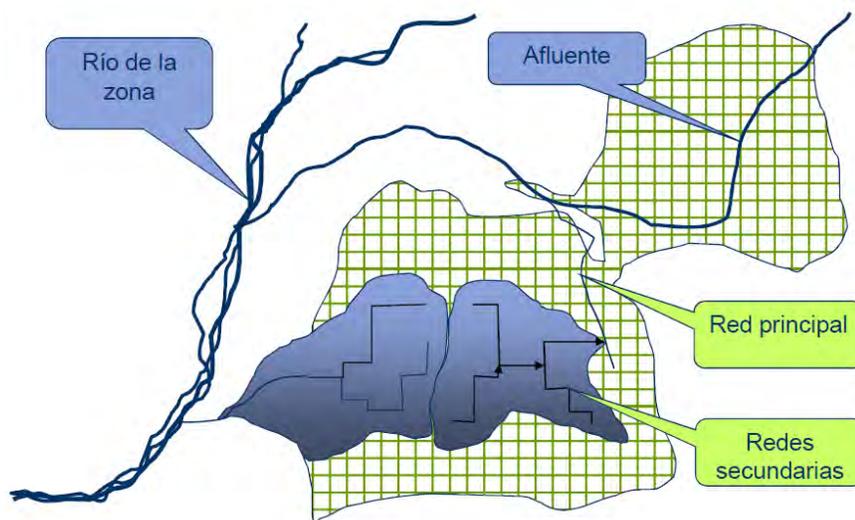


Tabla 1.2. Características de los sistemas de drenaje pluvial.

Sistema	Características
<p>Mayor o principal (Macro drenaje)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Cuencas regionales, grandes • Aportes externos a las ciudades • Formado por cauces naturales importantes • Cuenca aportante exterior a la zona urbana • Grandes aportes en crecidas • Diseños para Tr^4 grandes (100, 1000, ..., años) • Problemas mayores, ejemplos: Crecidas e inundaciones de ríos (<i>ENSO</i>⁵), Aluviones y Huaicos. • Consecuencias de inundación: Pérdidas de vidas y bienes, relativamente pocos afectados
<p>Menor o secundario (Micro drenaje)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Cuencas urbanas, pequeñas • Aportes internos en las ciudades • Formado por cauces naturales menores y artificiales • Cuenca aportante interior a la zona urbana • Aportes moderados en crecidas • Diseños para Tr menores (2, 5, 10, ... años) • Problemas menores, ejemplos: Inundaciones frecuentes en calles y avenidas. • Consecuencias de inundación: Pérdidas de bienes, tiempo, incomodidades, muchos afectados.

⁴ Tiempo de retorno: Es el tiempo de una gota para fluir desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida.

⁵ El Niño-Oscilación Sur: perturbación del sistema Océano-Atmósfera en el Pacífico Ecuatorial con importantes consecuencias para el clima de todo el Mundo.

1.1.3 Fenómenos en los sistemas de drenaje urbano.

1.1.3.1 Crecidas

Es la elevación temporal del nivel del agua en zonas adyacentes al cauce y depende de las características climatológicas y físicas de la cuenca hidrográfica.

Este fenómeno es perjudicial si la ocupación territorial de estas zonas se ha desarrollado de forma inadecuada o no se ha seguido un apropiado plan estratégico.

Las distribuciones temporal y espacial de la precipitación son las principales condiciones climatológicas. Éstas sólo pueden ser previstas con antelación de pocos días u horas, lo que no permite la previsión de los niveles de crecida con gran anticipación.[3]

El tiempo máximo posible de previsión de la crecida, a partir de la ocurrencia de la precipitación, es limitado por el tiempo medio de desplazamiento del agua en la cuenca hasta la sección de interés.

A) Propiedades del evento crecida

a) **Hidrológicas:** Relacionadas con el comportamiento del fenómeno y su medio natural, la cuenca y su historia, el riesgo y oportunidad.

- Probabilidad de ocurrencia, estacionalidad
- Duración total o parcial
- Número de crecidas simultáneas
- Extensión regional del fenómeno
- Tipo de causas, pluvial, nival.

b) **Hidráulicas:** Relacionadas con el comportamiento físico del fenómeno, generalmente en relación al flujo y el cauce.

- Gasto máximo
- Nivel máximo del agua
- Alturas de agua
- Volumen escurrido total
- Velocidad media y distribución de velocidades
- Viscosidad, temperatura.

1.1.3.2 Inundaciones

Cuando una precipitación es intensa y el suelo no tiene la capacidad de infiltración, gran parte del volumen escurre para el sistema de drenaje superando su capacidad natural de escurrimiento. El exceso del volumen que no consigue ser drenado genera la inundación. Estos eventos ocurren de manera aleatoria en función de los procesos climáticos locales y regionales. [3]

Las condiciones meteorológicas e hidrológicas propician la ocurrencia de inundaciones. Sin embargo el conocimiento del comportamiento meteorológico a largo plazo es muy limitado debido al gran número de factores involucrados en estos fenómenos y la interdependencia de los procesos físicos a que la atmósfera terrestre está sujeta.

Estas condiciones pueden ser:

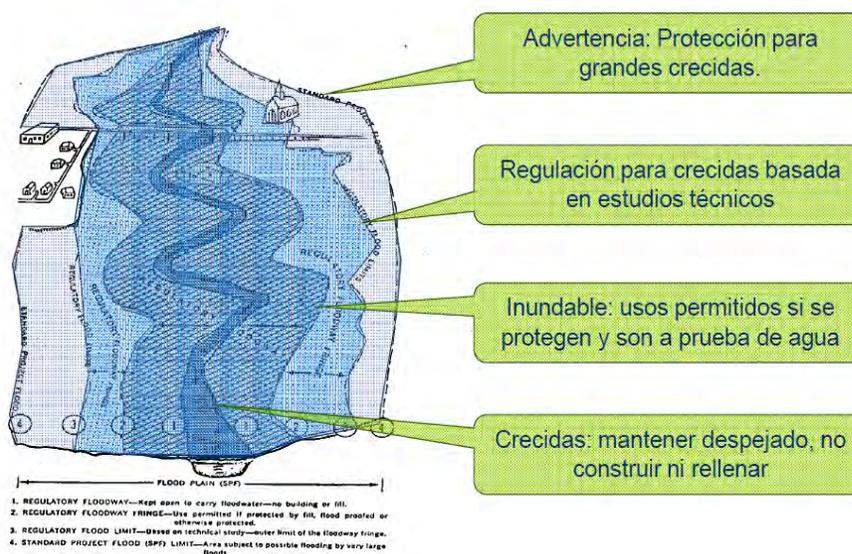
a) Naturales: son aquellas cuya ocurrencia es propiciada por la cuenca en su estado natural. Algunas de esas condiciones son: relieve, tipo de precipitación, cobertura vegetal, capacidad de drenaje.

b) Artificiales: son aquellas provocadas por la acción del hombre. Algunos ejemplos son: obras hidráulicas, urbanización, deforestación, reforestación y uso agrícola. La cuenca rural posee mayor interceptación vegetal, mayores áreas permeables (infiltración del suelo), menor escurrimiento en la superficie del suelo y drenaje más lento. La cuenca urbana posee superficies impermeables, tales como tejados, calles y pisos, y produce aceleración en el escurrimiento, a través de la canalización y del drenaje superficial.

A) Zonas inundables [3]

La zonificación propiamente dicha es la definición de un conjunto de reglas para la ocupación de las áreas de mayor riesgo de inundación, previendo la minimización futura de las pérdidas materiales y humanas en función de las grandes crecidas. Se concluye de esto, que la zonificación urbana permitirá un desarrollo racional de las áreas ribereñas.

Figura 1.2
Reglamentación de la zona inundable (*U.S. Water Resources Council, 1971*).



a) Zona de pasaje de la crecida (franja 1). Esta parte de la sección funciona hidráulicamente y permite el escurrimiento de la crecida.

Cualquier construcción en esta área reducirá el área de escurrimiento, elevando los niveles aguas arriba de esta sección. Por lo tanto, en cualquier planeamiento urbano, se debe mantener esta zona desobstruida.

Los criterios técnicos generalmente utilizados son los siguientes:

- Determinar la crecida de 100 años de tiempo de retorno o la que determina los límites del área de inundación;
- La sección de pasaje de la crecida será la que evita el aumento de los niveles para el lecho principal y para el valle de inundación. Como este valor difícilmente es nulo, se adopta un aumento mínimo aceptado para el lecho principal.

b) Zona con restricciones (franja 2). Es el área restante de la superficie inundable que debe ser reglamentada. Esta zona queda inundada, pero debido a las pequeñas profundidades y bajas velocidades, no contribuyen mucho para el drenaje de la crecida.

Esta zona puede ser subdividida en sub-áreas, pero esencialmente sus usos pueden ser:

- Parques y actividades de recreación o deportivas cuyo mantenimiento, después de cada crecida, sea simple y de bajo costo. Normalmente una simple limpieza va a recomponer su condición de uso, en corto espacio de tiempo;
- Uso agrícola.
- Habitación con más de un piso, donde el piso superior quedará por lo menos en el nivel del límite de la crecida y estructuralmente protegida contra crecidas.
- Industrial, comercial, como áreas de cargas, estacionamiento, áreas de almacenamiento de equipos o maquinaria fácilmente removible o que no estén sujetos a los daños que genera una crecida. En este caso, no se debe permitir el almacenamiento de artículos perecederos y principalmente tóxicos;
- Servicios básicos, líneas de transmisión, calles y puentes, desde que correctamente proyectados.

c) Zona de bajo riesgo (franja 3). Esta zona posee pequeña probabilidad de ocurrencia de inundaciones, siendo alcanzada en años excepcionales por pequeñas láminas de agua y bajas velocidades. La definición de esta área es útil para informar a la población sobre la magnitud del riesgo al que está sujeta. Esta área no necesita reglamentación con respecto a las crecidas.

En esta área, delimitada por crecida de baja frecuencia, se puede dispensar de medidas individuales de protección para las habitaciones, pero se debe orientar a la población para la eventual posibilidad de crecida y de los medios de protección de las pérdidas resultantes,

recomendando el uso de obras con, por lo menos, dos pisos, donde el segundo puede ser usado en los períodos críticos.

1.1.4 Urbanización y drenaje.

1.1.4.1 Proceso de urbanización.

El crecimiento urbano en los países en desarrollo ha sido realizado sin seguir un plan estratégico con deterioro de la calidad de vida y del medio ambiente. Este proceso es todavía más significativo en América latina donde 77% de la población vive en zonas urbanas. *UN, 2003*⁶.

Tabla. 1.3. Porcentaje de población urbana en América latina

América Latina POBLACIÓN URBANA 2010		
	País	%
1	Venezuela	93.6
2	Argentina	93.1
3	Uruguay	92.4
4	Chile	87.5
5	Brasil	85.0
6	Colombia	78.5
7	México	78.0
8	Cuba	77.4
9	Perú	73.4
10	Panamá	68.7
11	Rep. Dominicana	68.6
12	Bolivia	66.4
13	Costa Rica	66.0
14	Ecuador	65.0
15	Paraguay	61.4
16	El Salvador	60.3
17	Nicaragua	58.3
18	Guatemala	57.2
19	Honduras	50.5

Fuente: EBPAL. Elaboración: Desarrollo Urbano

En el Perú, actualmente el 74.3% de la población es urbana y para el 2025 llegaremos al 81.48% (Según el INEI). Como se sabe, dicho flujo se inició poco antes de mediados del siglo XX, prosiguió fuertemente en las décadas del 50 y 60 y se intensificó en los años 70 y 80, llegando a tener una tasa de crecimiento anual de hasta un 5.1%. Esto tanto por efecto de la grave crisis económica de la época (agravada en el campo por una reforma agraria pésimamente concebida), como del fenómeno terrorista, que provocó el éxodo del capital económico y humano de la región. Lamentablemente, en nuestro país el inexorable fenómeno migratorio tuvo un resultado indeseable, pues se tradujo en el hipercentralismo de Lima, en desmedro de otras ciudades, que no tuvieron el poder de atracción que sí tuvo la capital. Ahora

⁶World Public Sector Report 2003: E-Government at the Crossroads.

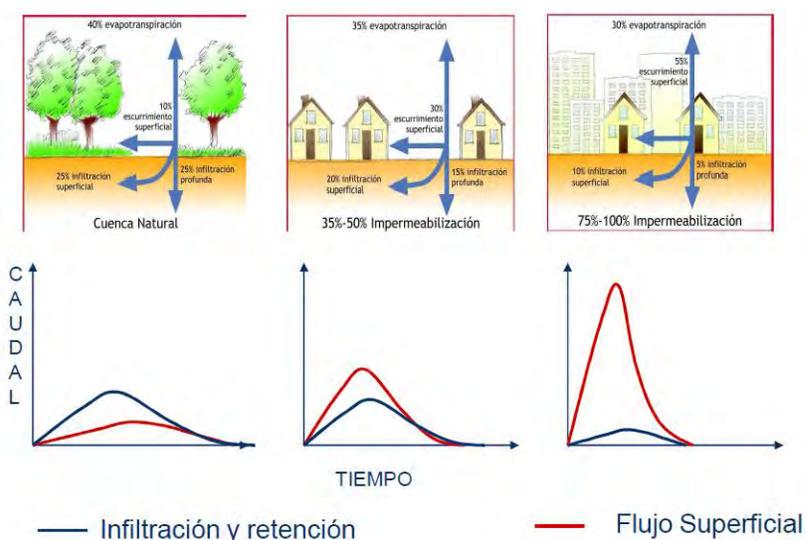
se busca revertir ese proceso a través de una descentralización que promueva nuevos polos de desarrollo económico.

1.1.4.2 Impacto del desarrollo urbano en el ciclo hidrológico.

El desarrollo urbano altera la cobertura vegetal provocando varios efectos que afectan los componentes del ciclo hidrológico natural. Con la impermeabilización del suelo a través de tejados, calles, veredas y patios, el agua que previamente era infiltrada, pasa a escurrir por los conductos de desagüe aumentando el escurrimiento superficial. El volumen que escurría lentamente por la superficie del suelo y quedaba retenido por la plantas, con la urbanización, pasa a escurrir en los canales, exigiendo mayor capacidad de escurrimiento de las secciones.

En la siguiente figura se presentada el efecto sobre las variables del ciclo hidrológico debido a la urbanización. El hidrograma típico⁷ de una cuenca natural es aquél resultante de la urbanización.

Figura 1.3
Características del balance hídrico en una cuenca urbana.



Con la urbanización son introducidas las siguientes alteraciones en el referido ciclo hidrológico:

- Reducción de la infiltración en el suelo.
- El volumen que deja de ser infiltrado queda en la superficie, aumentando el escurrimiento superficial. Además de esto, como fueron construidos conductos pluviales para el escurrimiento superficial, acelerando y provocando una reducción del tiempo de desplazamiento.

⁷Gráfico intensidad vs tiempo que consta de una rama ascendente, un segmento de cresta y una rama descendente o curva de depresión [2].

- Con la reducción de la infiltración, el acuífero tiende a disminuir el nivel de la capa freática por falta de alimentación (principalmente cuando el área urbana es muy extensa), reduciendo así el escurrimiento subterráneo. Las redes de abastecimiento y cloacal poseen pérdidas que pueden alimentar el acuífero, teniendo un efecto inverso al mencionado.
- Debido a la sustitución de la cobertura natural ocurre una reducción de la evapotranspiración, ya que la superficie urbana no retiene agua como lo hace cobertura vegetal y no permite la evapotranspiración de los follajes y del suelo. A pesar de esto, las superficies urbanas generadas por las ciudades sufren calentamiento y cuando ocurre precipitaciones de baja intensidad puede generar una mayor evaporación.
- Modificación del hidrograma de diseño, pues este toma un carácter súbito, con la presencia del tiempo pico mucho más rápido, a su vez que el sistema hidrográfico pierde capacidad de retención y almacenamiento. La forma del hidrograma provoca que generalmente se tenga un área mayor bajo la curva, lo que representa mayor volumen de escurrimiento, además de que el gato pico es mayor.
- El aumento de la velocidad de escurrimiento
- La cuenca se vuelve sensible a las lluvias intensas de corta duración.

1.1.3.3 Gestión del macrodrenaje.

A) Gestión del drenaje urbano [3]

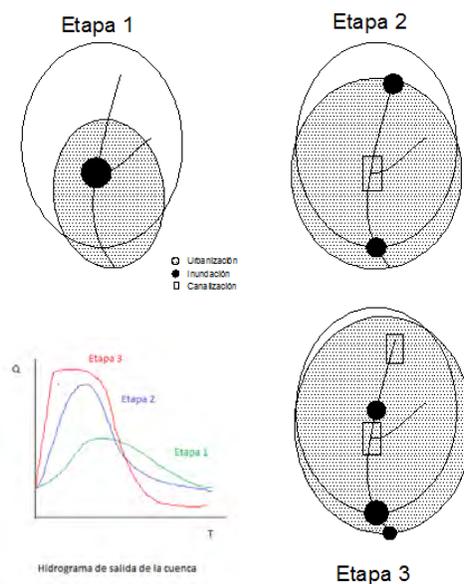
Actualmente el control del escurrimiento urbano ha sido planteado de manera equivocada ocasionando importantes perjuicios a la población. El origen de estos impactos negativos ha sido causado principalmente por dos tipos de errores:

- a. Principio de proyecto de drenaje: El drenaje urbano ha sido desarrollado con base a un principio erróneo que plantea “el mejor sistema de drenaje es aquel que retira el agua excedente de la manera más rápida posible de su lugar de origen”.
- b. Evaluación y control por tramos: En el microdrenaje los proyectos aumentan el caudal y transfieren todo su volumen hacia aguas abajo. En el macrodrenaje la tendencia de control del drenaje urbano es a través de la canalización de los tramos críticos. Este tipo de solución sigue la visión particular de un tramo de la cuenca, sin que las consecuencias sean previstas para los restantes tramos de la misma o dentro de diferentes horizontes de ocupación urbana. La canalización de los puntos críticos apenas transfiere la inundación de un lugar a otro en la cuenca.

La combinación de estos dos tipos de errores en la gestión del microdrenaje tiene impactos en el macrodrenaje de las ciudades los cuales ocurren de acuerdo a la siguiente secuencia:

- Etapa 1: La cuenca comienza a ser urbanizada de manera distribuida, con mayor densificación aguas abajo, apareciendo, en el lecho natural, los lugares de inundación debido a los estrangulamientos naturales a lo largo de su curso.
- Etapa 2: Las primeras canalizaciones son ejecutadas aguas abajo, con base a la urbanización actual; con esto, el hidrograma aguas abajo aumenta, pero es aún contenido por las áreas que inundan aguas arriba y porque la cuenca no está totalmente edificada.
- Etapa 3: Continúa el proceso de canalización hacia aguas arriba. Cuando el proceso se completa, incluso antes de su conclusión, las inundaciones vuelven aguas abajo, debido al aumento del caudal máximo, cuando ésta no tiene más condiciones de ser ampliada. Las áreas aguas arriba funcionaban como reservorios de amortiguamiento. En esta etapa, la canalización simplemente transfiere la inundación aguas abajo.

Figura. 1.4
Etapas del desarrollo urbano.



B) Gestión inadecuada de áreas ribereñas en combinación con el drenaje urbano

La tendencia del desarrollo urbano es presionar la ocupación de las áreas ribereñas. La gestión se ha inclinado a aumentar la capacidad del río, permitiendo que la población ocupe el lecho mayor de los cursos de agua (primera etapa de la gestión inadecuada).

Con el tiempo, la cuenca hidrográfica se desarrolla hacia aguas arriba ampliando el pico de la crecida e incrementando la frecuencia, debido al aumento de la impermeabilización, la canalización y los conductos. La urbanización aguas arriba vuelve a producir anegamiento en la terraza de inundación ahora ocupada por zonas residenciales, quedando como solución obras de alto costo como pueden ser la profundización del curso de agua, una disminución de la rugosidad, túneles de desvíos, entre otros.

En la Fig. 1.5, se puede observar el conjunto de procesos que se originan con el uso del suelo (ocupación del área de inundación ribereña e impermeabilización y canalización del escurrimiento) el drenaje y los consecuentes impactos.

Figura 1.5.
Proceso de impacto del drenaje urbano.



Capítulo II

Descripción del estudio

2.1 Modelación numérica en hidráulica

2.1.1 Descripción general

Un modelo numérico es una representación matemática de un fenómeno del medio ambiente; utilizado para simular las condiciones ambientales y su respuesta ante estímulos o impactos determinados. Una vez que el modelo ha sido seleccionado o construido pueden ser evaluados los efectos de la acción propuesta y sus alternativas de solución.

2.1.2 Modelos numéricos y modelos físicos

Por sus características particulares de representación matemática o física; estos son empleados en la modelación de diversos fenómenos naturales según puedan ofrecer una máxima relación beneficio-costos.

Por ejemplo, la modelación de tramos muy largos de río, de varios kilómetros de extensión, hacen prohibitivo un modelo físico; en este caso la modelación numérica es prácticamente la única opción posible.

Por otro lado, los modelos numéricos resuelven ecuaciones matemáticas que describen el fenómeno en estudio; sin embargo, en muchos problemas tales ecuaciones no están disponibles o no hay consenso general sobre su uso. El transporte de sedimento es un ejemplo, distintas ecuaciones proporcionan resultados muy diferentes, un modelo numérico dará también resultados disímiles según la fórmula que emplee, dejando a la decisión subjetiva del usuario la elección de cual adoptar.

Los modelos físicos son muy buenos para estudiar erosión local; pero no erosión general pues esta demanda modelar grandes extensiones. Los modelos físicos suelen modelar bien el transporte de fondo, pues se trata de material grueso; pero por razones de escala tienen limitaciones para modelar correctamente el transporte en suspensión de la fracción más fina del sedimento, para lo cual ya hay modelos numéricos bastante desarrollados. Los modelos físicos aún seguirán prestando servicio durante varios años, pero cada vez en forma más restringida, según los modelos numéricos se vayan desarrollando.

Estas experiencias están permitiendo definir qué tipo de combinación de modelos es el más adecuado para un determinado problema, en el menor tiempo y costo posibles. Se prevé en el futuro que algunas estructuras hidráulicas pueden pasar primero por la modelación numérica, para así estudiar diversas variantes de solución. La mejor variante resultado de este análisis puede ser verificada en modelo físico, de esta manera reduciendo en varias semanas o inclusive meses el tiempo total de investigación.

2.1.3 El protocolo de modelación numérica. [6]

La modelación numérica debe enmarcarse en un número finito de pasos ordenados, que conviertan el proceso de modelación en una secuencia lógica, discreta, de acciones orientadas a la obtención de un resultado con la calidad esperada. Exige además formular un cronograma de trabajo con tiempos muy aproximados a los de ejecución. Por ello es necesario plantear un protocolo de modelación que permita aplicar en forma sistemática la modelación matemática de procesos hidrológicos.

El flujograma planteado a continuación, asegura un desarrollo ordenado en cualquier proyecto de modelación, despreciarlo convierte la modelación numérica en una tarea de derroche de tiempo, aumentando considerablemente los costos de aplicación, y disminuyendo la calidad de los resultados obtenidos. Adicionalmente el protocolo facilita la definición de puntos de enlace con otras actividades y permite integrar la participación de expertos de distintas temáticas en la optimización del modelo en aplicación y en la interpretación de sus resultados.

Durante la modelación numérica de procesos hidrológicos es oportuno seguir el siguiente orden de trabajo:

2.1.3.1 Definir el objetivo de la modelación

Toda modelación numérica debe partir de la pregunta ¿para qué modelar un proceso? Este análisis permite establecer, que tipo de modelo es más apropiado, con cual precisión se requiere trabajar y cuál es el marco de tiempo de ejecución del proyecto de modelación.

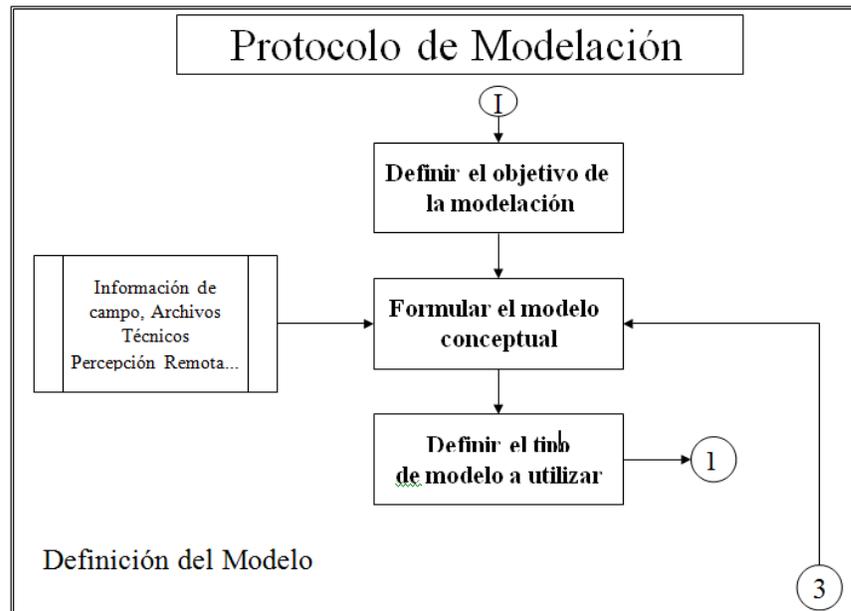
2.1.3.2 Formulación del modelo conceptual

Con base en el objetivo de la modelación, la disponibilidad de información existente y la factibilidad de realizar o no trabajo de campo, se establece el modelo conceptual, que determina la complejidad de los procesos a tomar en cuenta (cuales se modelan, cuales no se consideran en su totalidad o pueden simplificarse en gran medida) y comprende la percepción del usuario sobre el proceso objeto de modelación.

2.1.3.3 Selección del tipo de modelo a utilizar

De acuerdo con el modelo conceptual, se escoge que tipo de modelo es más apropiado.

Figura 2.1.
Primera etapa del protocolo de modelación.

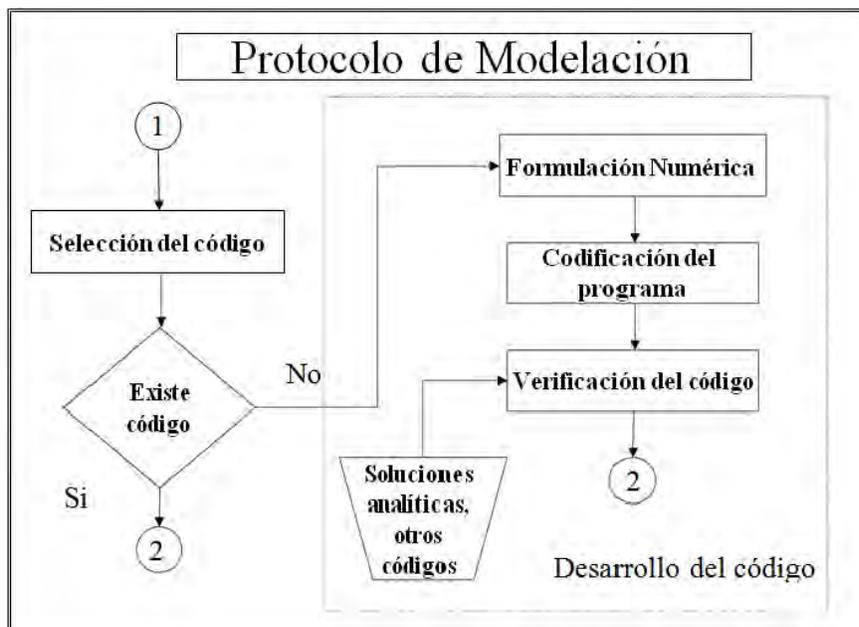


2.1.3.4 Selección del código a aplicar

Es posible que el tipo de modelo escogido, ya esté programado y sea parte de un sistema de modelación comercial, que esté disponible a través de la Internet, o que sea producto de investigaciones anteriores. Si existen varias alternativas, estas deben ser analizadas y de ellas se debe escoger la más adecuadas al modelo conceptual y a la disponibilidad de información y recursos económicos.

Si no existen códigos desarrollados, o los existentes no se ajustan al modelo conceptual será necesario desarrollarlos, lo cual implica cubrir las siguientes etapas: a) formulación numérica, b) codificación para el ordenador y c) verificación del código.

Figura 2.2
Segunda etapa del protocolo de modelación.



2.1.3.5 Parametrización del modelo

Con la información disponible, y en algunos casos apoyados en hipótesis de trabajo, se establecen las magnitudes de los parámetros que componen la estructura matemática. Si el valor de los parámetros se obtiene a través de mediciones de campo existentes o adicionalmente programadas, se dice que el modelo se parametrizó. Si el valor de los parámetros se establece a través de la solución del problema inverso, se dice que los parámetros se identificaron.

2.1.3.6 Validación del modelo

Con el fin de probar cual es el rango de bondad del modelo, este se parametriza con una parte de la información existente, luego sin cambiar los parámetros encontrados, se prueba el modelo en un rango de datos no utilizados durante la parametrización, calculando el error promedio del modelo. Si este error está dentro de los límites permisibles, se considera que el modelo está validado, de lo contrario se repite el proceso de parametrización hasta encontrar un juego de parámetros que permita pronosticar con una bondad de ajuste adecuada. Existen criterios de validación para determinar cuando el ajuste de lo pronosticado con lo real es adecuado, entre ellos se pueden mencionar el criterio del Centro Hidrometeorológico Ruso, el Criterio Bayesiano de Información (BIS – por sus siglas en ingles) empleado por la “*National Oceanic and Atmospheric Administration*” (NOAA).

2.1.3.7 Simulación

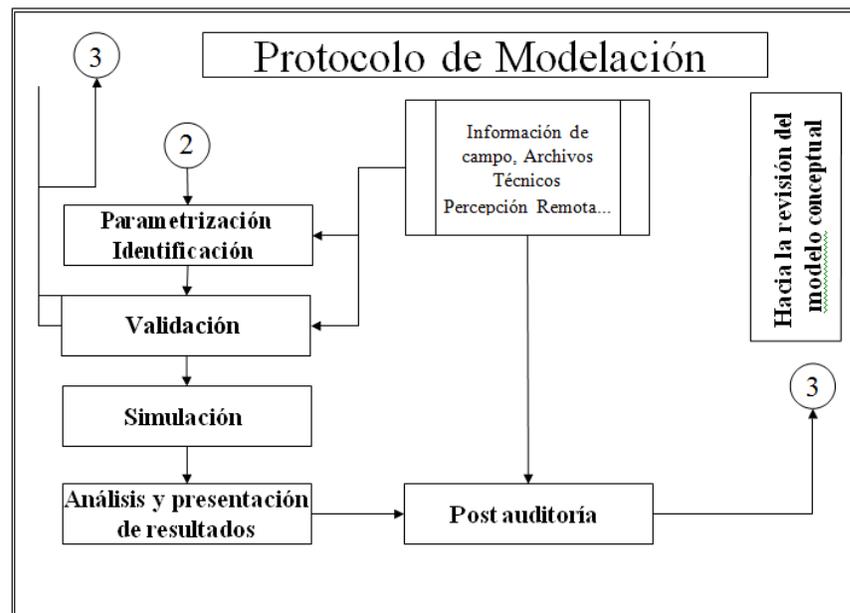
Con el modelo validado, se puede dar inicio a la simulación bajo las condiciones planteadas, este procedimiento es técnico y solamente hay que verificar que los

parámetros e hipótesis planteados estén reflejados en el código implementado para el modelo matemático. Expresado de otro modo, este es el paso en el que modelo matemático es explotado operativamente.

2.1.3.8 Análisis y presentación de resultados

En esta etapa se trata de obtener el mayor número de respuestas con los datos obtenidos por el modelo y se verifica la coherencia de los resultados. Una vez analizado esto, se procede a consolidar el documento soporte para el proceso de toma de decisiones.

Figura 2.3
Tercera etapa del protocolo de modelación.



2.1.3.9 Post auditoria

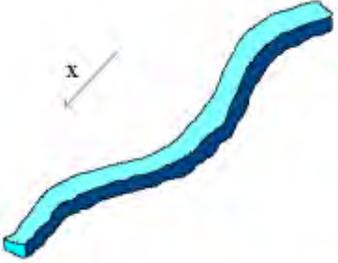
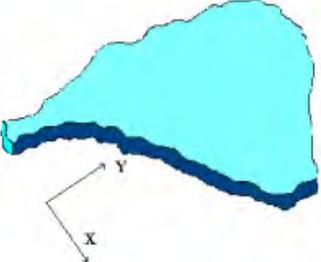
La modelación no se detiene en el paso anterior, si en el modelo realizado se incluye información nueva, obtenida por otros medios, o que no estaba disponible en el momento inicial de la modelación este puede mejorar y hacer cambiar nuestra percepción sobre el proceso real, provocando la inducción de mejoras en el modelo conceptual planteado. Por otro lado la realización del modelo puede ser tan acertada que el mismo, al aplicarlo nos revele puntos importantes a mejorar en el modelo conceptual, formulando así un proceso de retroalimentación continua entre el desarrollo del modelo mismo y sus subsecuentes aplicaciones.

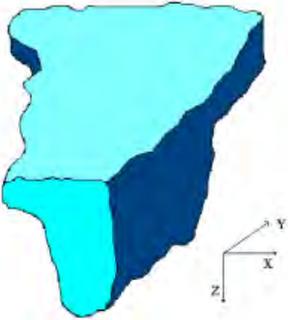
2.1.4 Clasificación de los modelos numéricos.

Las aplicaciones de los primeros modelos numéricos fueron exclusivamente para resolver un problema particular, generalmente de flujo agua. Actualmente los modelos son genéricos con capacidad para resolver una gama de condiciones de flujo similares, con módulos adicionales para resolver otros fenómenos como transporte de sedimentos, dispersión de contaminantes, calidad de agua e inclusive modelación de habitat de peces u otras criaturas acuáticas.

Existen muchas maneras de clasificar los modelos numéricos. En hidráulica la más recurrente es por su dimensionalidad; es así que tenemos:

Tabla 2.1. Clasificación de los modelos numéricos por su dimensionalidad.

Tipo	Descripción	Aplicación
<p>Modelos unidimensionales (1D)</p> 	<p>Una de las dimensiones (la longitudinal) prevalece sobre las otras dos. Toda la sección es representada por un único valor medio de velocidad, no considerándose variaciones en la distribución de velocidades tanto horizontal como verticalmente. Asumen por defecto que el flujo es perpendicular a la sección transversal, lo cual es una de sus limitaciones.</p>	<p>Aplicables en tramos de ríos y canales muy largos, generalmente mayores a 20 veces el ancho y cuando se busca principalmente determinar el máximo nivel de agua (para diseño de diques por ejemplo).</p>
<p>Modelos bidimensionales (2D)</p> 	<p>En estos casos se usa un sistema cartesiano de coordenadas, en el cual una de ellas corresponde al sentido del flujo y la otra a la dimensión lateral considerando las variaciones en las dos dimensiones del plano horizontal.</p> <p>Las variaciones de la velocidad u otra magnitud de interés en la columna vertical de agua se promedian y se asumen como un único valor.</p>	<p>Son especialmente útiles en flujos muy extendidos (como estuarios, lagos, etc.) donde la variación vertical de velocidad es pequeña, por eso suelen llamarse modelos de aguas someras o poco profundas. Estrictamente no son aplicables a casos en que la variación vertical de la velocidad es apreciable, como por ejemplo el flujo sobre un vertedero o a través de un orificio sumergido; sin embargo mediante uso de expresiones empíricas o similares pueden incorporarse estas</p>

		singularidades dentro de la modelación.
<p>Modelos tridimensionales (3D)</p> 	<p>Representan el estado más avanzado de la modelación. Estos modelos son capaces de calcular las tres componentes espaciales de la velocidad. Requieren de mayor información que los modelos uni y bidimensionales y también mayor tiempo computacional, por lo que su uso se restringe a problemas de gran magnitud cuando se dispone de recursos suficientes para su aplicación.</p>	<p>Para cualquier caso práctico. encuentran aplicación en estudios de aguas subterráneas y en sistemas más complejos de aguas superficiales</p>

Los modelos matemáticos pueden ser también dinámicos o de estado estacionario. Los dinámicos proveen información acerca de la calidad del agua tanto en la dirección (o distancia aguas abajo de una descarga) como en el tiempo y los estacionarios suponen que existe variación sólo en el espacio (no existe cambios de los indicadores en el tiempo), como por ejemplo una descarga continua y constante. Estos son de menor grado de dificultad y de menor costo de aplicación que los modelos dinámicos. Los parámetros a modelar, al igual que el tipo de modelo a emplear, deben ser identificados antes de iniciar aplicación del mismo.

2.1.5 Método de cálculo [4]

El agua es un medio continuo constituido por un número casi infinito de partículas. Determinar la velocidad de cada partícula es virtualmente imposible y poco práctico; por ello este continuo se divide en elementos discretos de tamaño finito, que la memoria de una computadora es capaz de manejar.

En los casos más simples de flujo 1D, la discretización se realiza a nivel de secciones transversales, siendo el método de cálculo por etapas: se hace el balance energético en una sección y se procede a la siguiente, hasta terminar con todas. Si hay problemas de convergencia en una sección, se asume el tirante crítico y se continúa con la siguiente. Por ello estos programas son robustos, rápidos y numéricamente confiables.

Los modelos 2D y 3D requieren resolver las ecuaciones diferenciales y por tanto una discretización más fina mediante el uso de mallas. Los métodos principales son el Método de Elementos Finitos (MEF), el Método de Diferencias Finitas (MDF) y más recientemente el

Método de Volúmenes Finitos (MVF). Estos métodos resuelven las ecuaciones que tienen dominio continuo mediante la solución en un número finito de puntos discretos en dicho dominio. Cuando los valores buscados (tirante, velocidad, etc.) en dichos puntos discretos son encontrados, la solución en cualquier otro punto puede ser aproximada mediante métodos de interpolación.

La mayoría de estos métodos requieren la solución simultánea de todos los nodos del dominio, lo que incrementa la carga computacional haciéndolos más lentos. Pueden presentarse también problemas de convergencia numérica que puede conducir a soluciones irreales, por lo que el buen criterio del ingeniero siempre debe estar presente.

En general, para geometrías simples el MDF es una excelente alternativa pues es muy rápido y simple; sin embargo geometrías complejas exigen a su vez mallas complejas que se modelan mejor con el MEF o MVF.

2.1.6 Regímenes de flujo [4]

El flujo subcrítico (Números de Froude $Fr < 1$) es simple y todos los programas tienen capacidad para modelarlo. El flujo supercrítico (Número de Froude $Fr > 1$) resulta más complejo para muchos modelos numéricos, por la posibilidad que se forman ondas de choque o saltos hidráulicos en los cambios a régimen subcrítico, lo cual da lugar a un flujo rápidamente variado de difícil modelación.

Además, en rigor el flujo supercrítico en tramos largos sólo se produce en canales artificiales revestidos; ya que en la naturaleza los ríos aluviales ajustan su pendiente para evitar la aparición del flujo supercrítico en tramos muy largos, pues en el fondo se producen escalonamientos que forman una sucesión de pozas y rápidos con una mezcla de flujos subcrítico y supercrítico alternados, que los programas numéricos difícilmente pueden modelar con precisión.

2.1.7 Variación en el tiempo [4]

En el flujo permanente se asume que todas las magnitudes hidráulicas son constantes en el tiempo. Esta es la opción por defecto de todos los modelos numéricos. En el flujo impermanente o transitorio las magnitudes como tirantes o velocidades pueden cambiar con el tiempo, como en el caso del tránsito de una onda de avenidas a través de un río.

Algunos programas tienen capacidad para modelación en régimen impermanente, siendo especialmente útiles para estudios de transporte de sedimento, pues la erosión y deposición modifican gradualmente la sección hidráulica. Sin embargo, los flujos impermanentes muy bruscos, como los originados por la rotura de presas, requieren de tratamientos especiales.

2.1.8 Contornos del cauce [4]

Las expresiones clásicas de la hidráulica consideran los contornos o fronteras del canal como lecho rígido indeformable, lo cual es cierto para muchas estructuras artificiales; pero no para cauces aluviales, en los cuales se presenta lecho móvil. La modelación de ríos aluviales, especialmente los de lecho fino, requieren casi siempre capacidades de modelación en lecho móvil y flujo impermanente para lograr reproducir los cambios reales del fondo.

El río Piura en el norte de Perú, en el cual se producen erosiones de 4 a 6 m y descensos del nivel de agua de 2 o más metros para el mismo caudal, es un excelente ejemplo de este hecho. La deformación del cauce durante una avenida es un fenómeno extremadamente complejo, y a pesar que no existen métodos universalmente aceptados para del transporte de sedimento, si existen modelos numéricos con opciones para calcular erosión y sedimentación, ya sea general o local, aunque casi siempre requieren ser calibrados con datos medidos en campo, lo cual limita mucho su aplicación práctica.

2.1.9 Descripción de algunos modelos numéricos [4]

Existen muchos modelos numéricos disponibles en el mercado. En la Tabla 2.2 se resumen algunos de ellos que han sido aplicados con éxito por el autor, y a continuación se describen con más detalle.

Tabla 2.2. Lista de algunos modelos numéricos hidráulicos populares.

NOMBRE DEL MODELO	DIMENSIÓN	RÉGIMEN		TIPO FLUJO		CONTORNOS	
		Subcrítico	Supercrítico	Permanente	Transitorio	Fijos	Móviles
HECRAS	1D	X	X	X	X	X	
BRISTARS	~2D	X	X	X	X	X	X
RMA-2	2D	X		X	X	X	
FESWMS	2D	X		X	X	X	
RIVER2D	2D	X	X	X	X	X	
SSIMM	3D	X		X	X	X	X

2.2 Modelos numéricos de drenaje urbano

2.2.1 Clasificación

Los modelos que generalmente se usan para el estudio de problemas cualitativos y cuantitativos asociados a la escorrentía urbana, pueden ser clasificados, según sus objetivos, en:

2.2.1.1 Modelos de investigación

Son modelos preliminares que intentan dar una primera estimación de la magnitud de los problemas cualitativos y cuantitativos de drenaje previo a una inversión de tiempo y recursos en un modelo más complejo de computador. Después de usar el modelo de investigación se sabrá cuál de los modelos siguientes será necesario usar.

2.2.1.2 Modelos de estudio

Son usados para realizar una evaluación general del problema del drenaje urbano, y estimar la eficacia y costo de los sistemas de alcantarillado.

También son usados para un primer análisis somero del proceso precipitación-escurrimiento, ilustrar las variaciones en el flujo con diferentes opciones de control, e identificar eventos hidrológicos de especial interés para el diseño, los que pueden después ser analizados en detalle usando un modelo de diseño más sofisticado.

Se caracterizan por grandes intervalos de tiempo (horas) y extensos periodos de simulación (años, meses), llamada simulación continua.

Los datos requeridos son pocos y su complejidad matemática es baja.

Estos Modelos pueden ser usados para obtener condiciones iniciales en modelos de diseño.

2.2.1.3 Modelos de diseño

Estos modelos dan una descripción completa del flujo y contaminantes a través del sistema de drenaje urbano para un hidrograma de tormenta y a menudo hasta el sistema receptor de agua. Estos modelos son herramientas altamente usadas para realizar la optimización cuantitativa y cualitativa de sistemas de drenaje urbano.

Los modelos de diseño emplean pequeños intervalos de tiempo (minutos) y cortos periodos de simulación (horas). Los requerimientos de datos pueden ser de moderados a muy extensos dependiendo del modelo empleado.

En su forma original SWMM fue un modelo de diseño, habiendo adquirido potencialidades adicionales a través de la inclusión del bloque “Extran”, que es probablemente el programa más sofisticado y disponible para realizar análisis detallados de sistemas de alcantarillado.

2.2.1.4 Modelos de operación

Estos modelos son usados para tomar decisiones de control durante una tormenta.

La precipitación es ingresada desde estaciones y el modelo es usado para predecir respuestas del sistema en un periodo a corto plazo. Varias opciones de control pueden ser luego proyectadas como: sistemas de almacenamiento, aliviaderos, etc.

En el mercado existen diferentes modelos numéricos, los mismos que difieren por su costo, que van variando por su capacidad y facilidad de uso; entre los más comúnmente usados tenemos:

Tabla 2.3. Lista de algunos modelos de drenaje urbano.

Modelo	Descripción	Costo
SEWERGEMS	Usado para planes maestros, alternativas de rehabilitación y diseño de nuevos sistemas de alcantarillado, interactúa con Autocap y ArcGis.	\$1500
HIDRA	Optimiza el diseño de drenaje, fácil de usar y se integra con GIS y CAD.	\$1250
INFRAESTRUCTURAS URBANAS. ALCANTARILLADO	Diseña redes que funcionan por gravedad y genera perfiles longitudinales	\$815
SWMM.	Simula la cantidad y calidad de la escorrentía producida por uno o una serie de eventos en zonas urbanas. Interactúa con Autocap.	Gratuito

2.3 Storm Water Management Model. (SWMM).

2.3.1 Antecedentes

El SWMM se desarrolló por primera vez en 1971, habiendo experimentando desde entonces diversas mejoras. La edición actual, que corresponde a la 5ª versión del programa, es un código reescrito completamente a partir de ediciones anteriores. Funcionando bajo Windows. Esta edición fue realizada por la *National Risk Management Research Laboratory*¹ de Estados Unidos, perteneciente a la Agencia para la Protección del Medio Ambiente (EPA), contándose con la colaboración de la consultoría CDM.Inc². [7]

Historia y desarrollo de SWMM. [2]

- 1971. SWMM 1.0 en desarrollado en Fortran por la Universidad de La Florida, bajo supervisión y financiamiento de EPA.
- 1975. SWMM 2.0, U. de La Florida nuevo conjunto de ecuaciones para almacenamiento.
- 1977, *Camp Dresser & McKee, L. Roesner*³, agrega el bloque Extran.
- 1981, SWMM 3.0. U. de La Florida. Nuevos bloques: Stat, Rain y Temp.
- 1988, SWMM 4.0. Primera versión de dominio público para PCs. Fin del soporte económico de EPA. Aparecen versiones comerciales.
- 1991 a 2001 Diversas versiones de SWMM 4.0
- 2002 EPA y CDM comienzan una nueva versión en C++ con interfaz gráfica.
- 2004, aparece SWMM 5.0 pública, para PCs con interfaz gráfica.

¹ Laboratorio Nacional de Investigación de Gestión de Riesgos: Identifica, desarrolla y prueba innovadoras herramientas, métodos y tecnologías utilizados para resolver y prevenir problemas ambientales complejos para salvaguardar la salud humana y el medio ambiente.

² CDM Consultores realiza labores de consultoría y desarrollo en Nuevas Tecnologías, trabajando en áreas que, a menudo, se solapan, como resultado lógico de una labor de integración y entrega de soluciones llave en mano: acceso, online, seguridad.

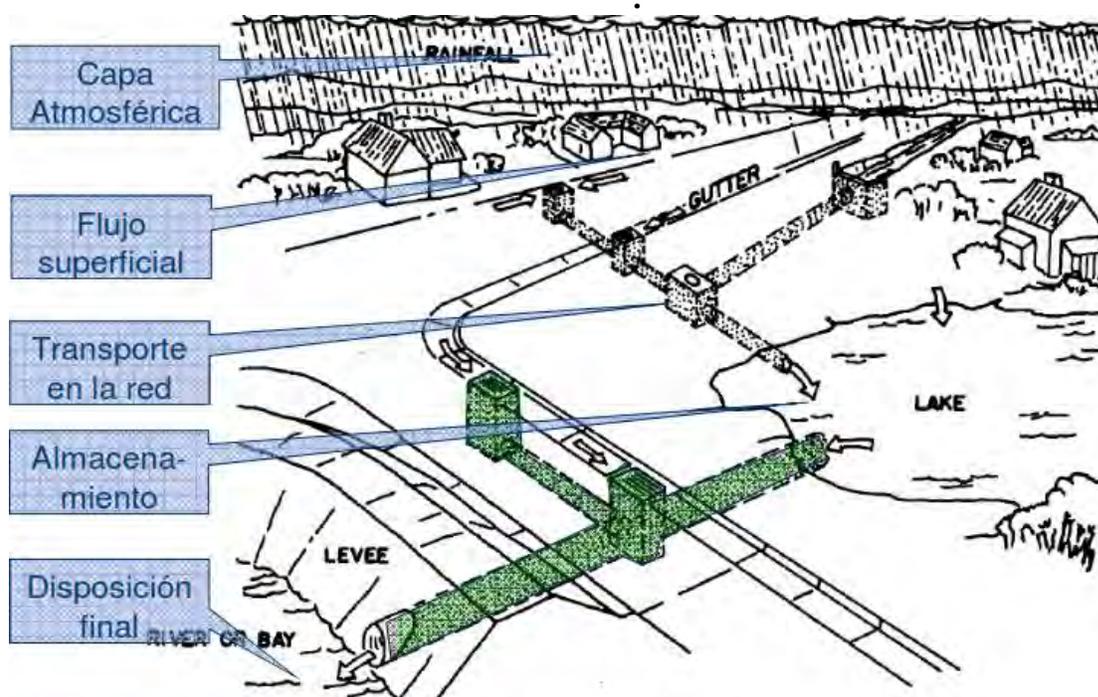
³ Ex WRE (*Water Resources Engineering*) de California.

SWMM 5 vE es la traducción al español del programa EPA-SWMM publicado por la EPA en noviembre de 2009. La traducción ha sido realizada por el Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos, de la Universidad Politécnica de Valencia.

2.3.2 Descripción general

El modelo de gestión de aguas pluviales de la EPA, es un modelo dinámico de simulación de precipitaciones, que se puede utilizar para un único acontecimiento o para realizar una simulación continua en periodo extendido. El programa permite simular tanto la cantidad como la calidad del agua evacuada, especialmente en alcantarillados urbanos. [7]

Figura 2.4
Concepto del sistema de drenaje urbano en SWMM.



2.3.3 Estructura. [5]

Dado que el objetivo del estudio puede ser el detalle completo en tiempo y espacio, o efectos globales (como cantidad total de contaminante descargada durante una tormenta determinada), es esencial tener los resultados en series de tiempo como hidrogramas y gráficos de contaminación (concentración de contaminante vs. tiempo) y también resúmenes diarios, mensuales, anuales y totales disponibles para su revisión.

En términos simples SWMM está compuesto de la siguiente forma:

a) Fuente de datos:

El bloque Runolff genera escorrentía superficial y subsuperficial basado en hietogramas de precipitación, condiciones previas, uso de suelo y topografía.

El flujo base puede ser generado usando el Bloque Transport.

b) Cuerpo central:

Lo constituyen los bloques Runolff, Transport y Extran simula flujos y compuestos contaminantes a través del sistema de alcantarillado.

c) Dispositivos de tratamiento:

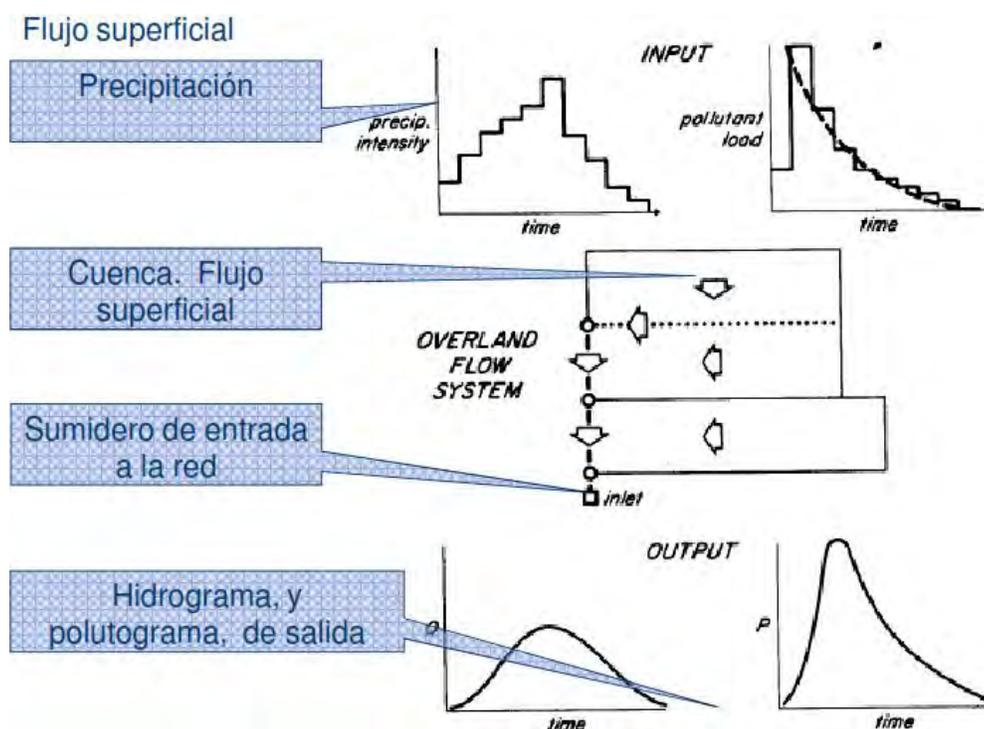
Lo constituyen los bloques Storage/Treatment que caracterizan los efectos de los dispositivos de control de flujo y calidad.

2.3.3.1 Bloque *Runolff*

Simula procesos cualitativos y cuantitativos de escorrentía en la cuenca de drenaje y en el sistema mayor de drenaje.

El programa recibe hietogramas de precipitación y hace un recuento paso a paso de las pérdidas por infiltración, detención superficial, flujo superficial, flujo en canales. Resuelve el flujo superficial con las ecuaciones de Manning y continuidad de manera iterativa, utiliza la ecuación de Horton o Green - Ampt para el cálculo de la infiltración. Asume flujo uniforme.

Figura 2.5
Flujo superficial

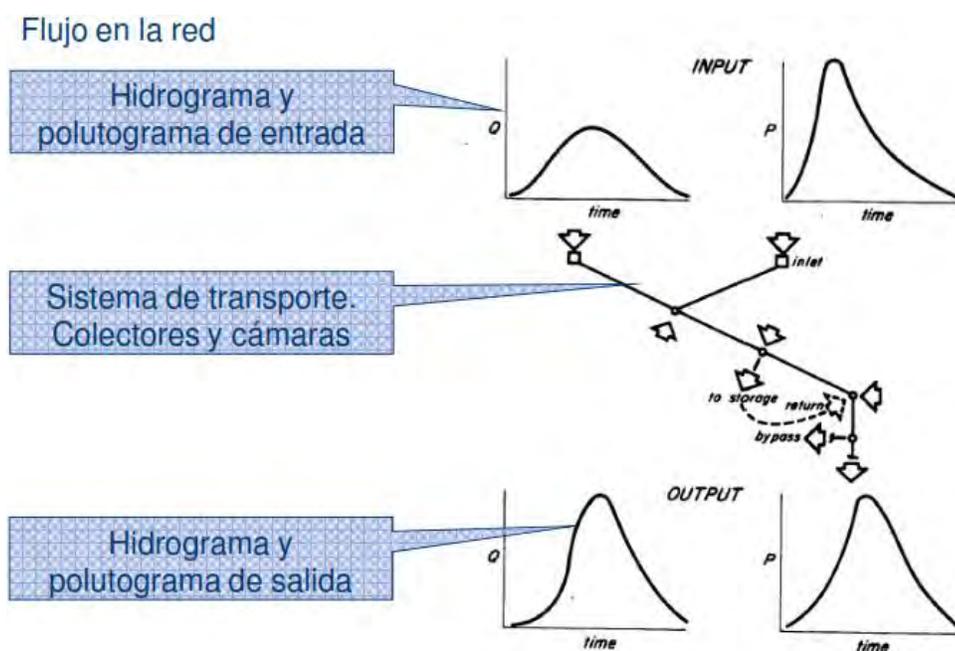


2.3.3.2 Bloque Transport

Simula procesos cualitativos y cuantitativos en sistemas de alcantarillado. Resuelve la ecuación de Saint Venant, con el modelo de onda cinemática. Asume que el flujo es supercrítico.

La sobrecarga es modelada simplemente almacenando el exceso de flujo del conducto lleno, en el buzón aguas arriba hasta que la capacidad del tubo admita el volumen almacenado.

Figura 2.6
Flujo en la red.



2.3.3.3 Bloque Extran

Simula el flujo a través de sistemas de alcantarillado calculando el tirante, caudal y carga hidráulica en el tiempo.

Modela el ingreso de caudales en los nudos con hidrogramas, mediante archivos de interfase de bloques previos de SWMM (Runoff) o por ingreso directo en este bloque.

Al usar un método explícito su estabilidad es gobernada por la velocidad de onda en los conductos o canales más cortos del sistema según la condición de Courant.

La modelación del sistema de alcantarillado está basada en el concepto “conducto-nudo”.

Esto permite una gran flexibilidad en el tipo de problemas que pueden ser analizados con Extran, los que incluyen a tuberías paralelas, redes, divisiones laterales (reboses), orificios, bombas y sobrecarga parcial dentro del sistema.

Resultados de la simulación pueden incluir diagramas de carga hidráulica y del caudal en una ubicación seleccionada del sistema en el tiempo.

Figura 2.7
Flujo de almacenamiento.

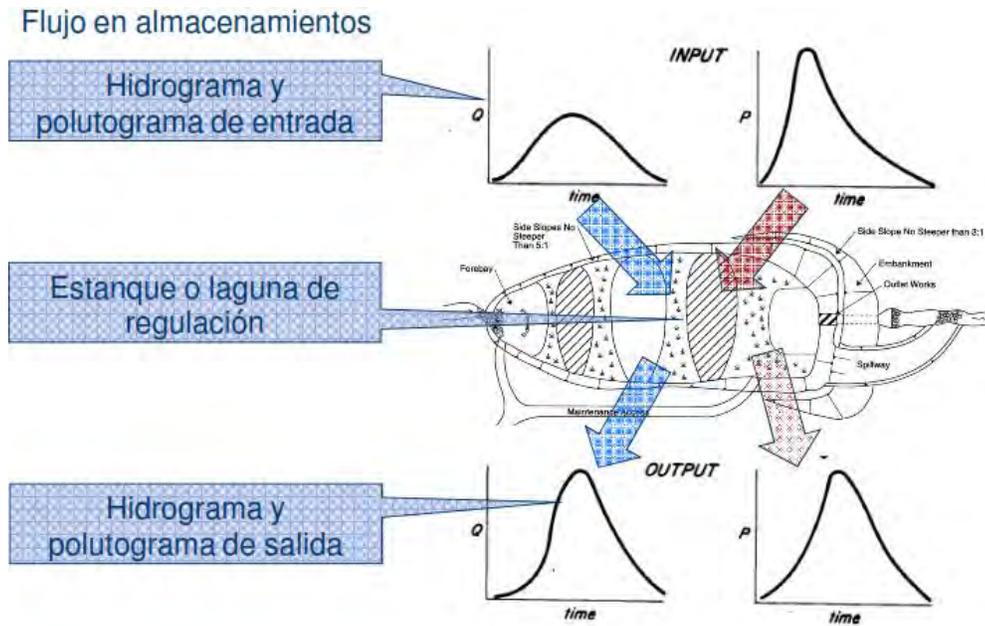
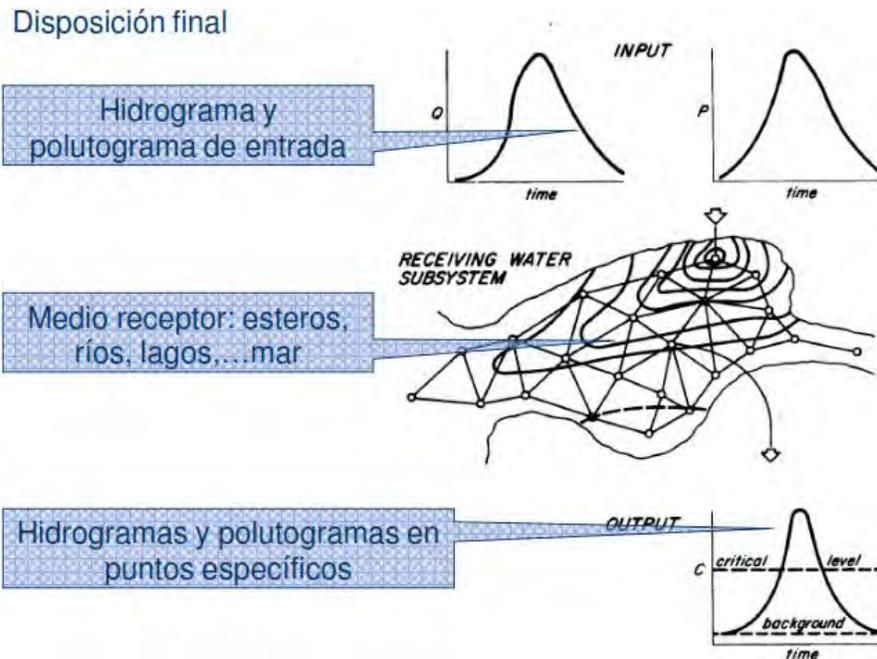


Figura 2.8
Disposición final.



2.3.4 Características [7]

2.3.4.1 Bloque hidrológico de escorrentía

SWMM considera distintos procesos hidrológicos que se producen en la salida de las aguas urbanas. Entre éstos se encuentran:

- Precipitaciones variables en el tiempo
- Evaporación de las aguas superficiales estancadas
- Acumulación y deshielo de nieve
- Intercepción de precipitaciones por almacenamiento en depresiones
- Infiltración de las precipitaciones en capas del suelo no saturadas
- Entrada del agua de la infiltración en acuíferos
- Intercambio de flujo entre los acuíferos y el sistema de transporte
- Modelo de depósitos no lineales para el flujo superficial

La variabilidad espacial en todos estos procesos se alcanza dividiendo una determinada área de estudio en áreas de captación de agua más pequeñas y homogéneas denominadas subcuencas. Cada una de éstas contiene su propia fracción de subáreas permeables e impermeables. El flujo superficial puede producirse entre las distintas subáreas, entre las distintas subcuencas o entre los puntos de entrada al sistema de drenaje

2.3.4.2 Bloque de transporte hidráulico

SWMM contiene un conjunto flexible de herramientas de modelación de características hidráulicas utilizado para analizar el flujo debido a la escorrentía superficial y los aportes externos de caudal a través de una red de tuberías, canales, dispositivos de almacenamiento y tratamiento, y demás estructuras. Estas herramientas incluyen la capacidad de:

Manejar redes de tamaño ilimitado

- Utilizar una amplia variedad de geometrías para las conducciones, tanto abiertas como cerradas, así como los canales naturales
- Modelar elementos especiales como unidades de almacenamiento y tratamiento, divisores de flujo, bombas, vertederos y orificios.
- Aplicar caudales externos y concentraciones para determinar la calidad del agua de las aguas superficiales, intercambio de caudales con los acuíferos, caudales de infiltración en los colectores dependientes de la precipitación, caudales sanitarios en tiempo seco y aportes externos definidos por el usuario.
- Realizar el análisis hidráulico por distintos métodos como el flujo uniforme, la onda cinemática o la modelación completa por onda dinámica.
- Modelar distintos regímenes de flujo, como pueden ser remanso, entrada en carga, flujo inverso y acumulación en superficie.
- Aplicar controles dinámicos definidos por el usuario para simular el funcionamiento de las bombas, la abertura de los orificios o la posición de la cresta de un vertedero.

2.3.4.3 Bloque de calidad del agua

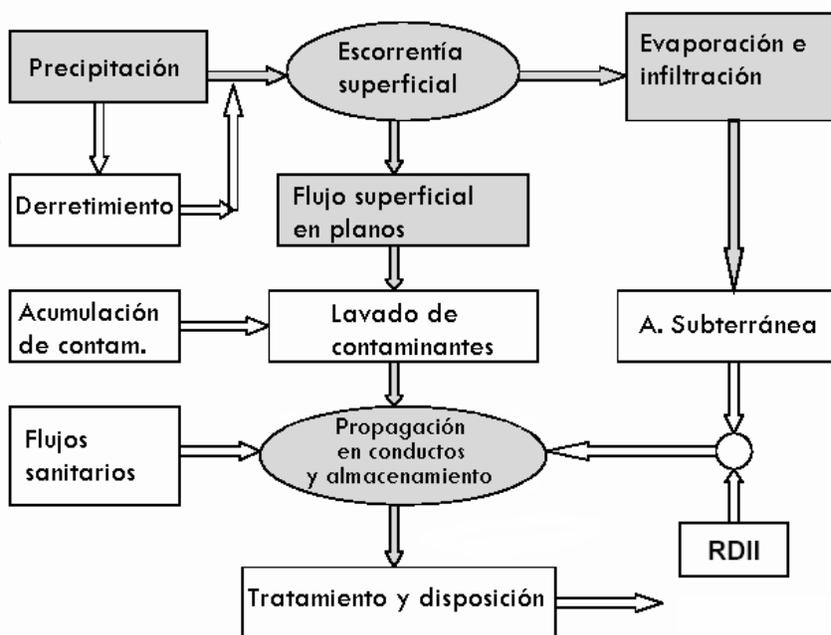
Además de modelar la generación y transporte de la escorrentía superficial, SWMM puede también estimar la producción y evolución de cargas contaminantes asociadas a dicha escorrentía. Se pueden modelar los siguientes procesos para cualquier número de sustancias asociados a la calidad del agua definidas por el usuario:

- Acumulación del contaminante durante tiempo seco para diferentes usos del suelo
- Arrastre del contaminante en determinados usos del suelo durante episodios de tormenta
- Contribución directa debida a la propia lluvia
- Reducción de la acumulación debida a la limpieza de calles en tiempo seco
- Reducción en cargas de arrastre debidas a buenas prácticas de gestión
- Entrada de flujos sanitarios en tiempo seco y otros aportes externos especificadas por el usuario en cualquier punto del sistema de drenaje
- Seguimiento de las sustancias asociadas a la calidad del agua a lo largo de todo el sistema
- Reducción en la concentración del contaminante por medio de tratamientos en depósitos o debido a procesos naturales en tuberías y canales.

2.3.5 Modelo conceptual utilizado por SWMM.

SWMM representa el comportamiento de un sistema de drenaje urbano mediante una serie de flujo de agua y materia entre los principales módulos que componen un análisis medioambiental: (M. atmosférico, M. de superficies del suelo, M. de aguas subterráneas, M. de transporte) y sus respectivas interrelaciones.

Figura 2.9.
Diagrama de flujo del proceso en el SWMM.

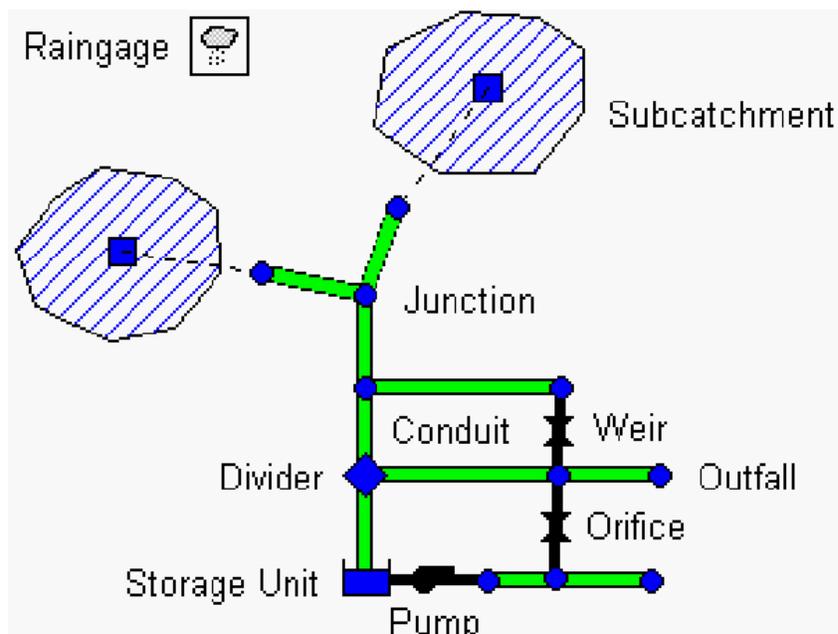


Sin embargo no es necesario que en una modelación existan todos estos módulos, por ejemplo podría darse el caso que solo exista el modulo de transporte y parte del atmosférico (precipitación).

2.3.6 Componentes físicos del SWMM.[7]

En la figura 2.10 se representa los componentes físicos con los que se pueden modelar un sistema de drenaje urbano dentro del SWMM.

Figura 2.10
Esquema de los componentes físicos del SWMM.



2.3.6.1 Componentes hidrológicos

a) Pluviómetro (*Raingage*)

Suministra los datos de entrada de las precipitaciones que ocurren sobre una o varias de las subcuencas definidas en el área de estudio. Estos datos pueden ser series temporales o provenir de un archivo externo al programa.

Propiedades fundamentales

- Tipo de datos de lluvias
- Intervalo de tiempo de lluvia
- Origen de los datos (serie temporal)
- Nombre del origen de los datos

b) Subcuenca (*Subcatchment*)

Son unidades hidrobiológicas de terreno cuya topografía y elementos del sistema de drenaje conducen la esorrentía directamente hacia un punto de descarga.

Estas pueden dividirse en subáreas permeables y subareas impermeables. La esorrentía superficial puede infiltrarse en la parte superior del terreno de las subareas permeables; las áreas impermeables pueden dividirse en dos subareas: una de contiene el almacenamiento en depresión y otra que no lo contempla.

La infiltración de lluvia de las zonas permeable se describe mediante tres modelos:

- M. Horton
- M. Green Ampt.
- M. Número de Curvas del SCS.

Propiedades fundamentales

- Pluviómetro asignado
- Nudo de descarga
- Área tributaria
- % de impermeabilidad
- Pendiente de la cuenca
- Ancho de la cuenca
- Coeficiente de Manning
- Almacenamiento de en depresión (%) de las aéreas permeable e impermeable
- % de área impermeable que carece de almacenamiento en depresión

2.3.6.2 Componentes hidráulicos

a) Nodos (*Nodes*)

- **Conexiones (*Juntions*)**
Son nodos del sistema donde se conectan diferentes líneas entre sí, pueden representar la confluencia de canales superficiales naturales, pozos de registro o elementos de conexión de tuberías
- **Vertidos (*Outfalls*)**
Son nudos terminales del sistema, definen la condiciones de contorno finales aguas abajo del sistema.
- **Divisores (*Dividers*)**
Nudos utilizados para dividir el flujo en dos conductos de salida de modo definido por el usuario, solo pueden tener dos conductos de descarga en los mismos.
- **Depósitos (*Storage Units*)**
Tienen la capacidad de almacenar determinados volúmenes de agua, pueden representar sistemas de almacenamiento pequeño como reducidas cuencas hasta sistemas grandes como lagos.

b) Líneas (*Link*)

- **Conductos (*Conduits*)**

Son tuberías o canales por donde se desplaza el agua desde un nudo a otro dentro del sistema, estos pueden tener variaciones geométricas en su sección transversal.

El SWMM emplea la ecuación de Manning para el calcular el caudal que circula por los mismos:

$$Q = \frac{1}{n} AR^2 \sqrt{S}$$

n : coeficiente de rugosidad de Manning.

A : área de la sección transversal.

R : radio hidráulico.

S : pendiente.

- **Bombas (*Pumps*)**

Elementos incluidos en el sistema para elevar el agua, se representan como un tipo de líneas con una curva característica, la misma que describe la relación entre el caudal en la bomba y las condiciones de contorno de los nodos de entrada y salida.

- **Reguladores de caudal.**

Representan estructuras y depósitos utilizados para controlar y derivar los caudales dentro del sistema. Se emplean para: controlar las emisiones de las unidades de almacenamiento, prevenir fenómenos de *entrada en carga* y para derivar los caudales para su tratamiento.

1. Orificios (*Orifices*)

Se emplean para modelar descargas y estructuras de derivación dentro del sistema. Normalmente son aperturas en las paredes de los pozos de registro, sistemas de almacenamiento o compuertas de control.

El flujo a través de un orificio completamente sumergido puede calcularse como:

$$Q = CA \sqrt{2gh}$$

C : coeficiente de descarga

A : sección de orificio

g : aceleración de la gravedad

h : diferencia de alturas a través del orificio.

2. Vertederos (*Weirs*)

Similares a los orificios se emplean para modelar descargas y estructuras de separación de flujo dentro del sistema; se localizan en pozos de registro, a lo largo de uno de los conductos o canal o en los sistemas de almacenamiento.

El SWMM contempla cuatro tipos de vertederos, cada uno con su respectiva expresión:

Tabla 2.4. Tipos de vertederos en SWMM.

Tipo de aliviadero	Forma de la sección transversal	Expresión
Transversal	Rectangular	$Q = C_w \cdot L \cdot h^{3/2}$
Descarga lateral	Rectangular	$Q = C_w \cdot L \cdot h^{5/2}$
En V	Triangular	$Q = C_w \cdot S \cdot h^{5/2}$
Trapezoidal	Trapezoidal	$Q = C_w \cdot L \cdot h^{3/2} + C_{ws} \cdot L \cdot h^{5/2}$

C_w = coeficiente de descarga, L =longitud del vertedero, S = pendiente del lado del vertedero en V o del vertedero Trapezoidal, h = diferencia de alturas en el vertedero, C_{ws} = coeficiente de descarga a través de los lados de un vertedero trapezoidal.

+ Descargas (*Outlets*).

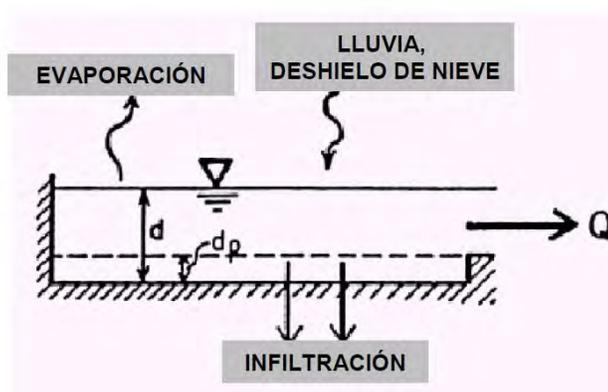
Son dispositivos de control de caudal que se emplean de forma habitual para controlar los caudales de descarga de las unidades de almacenamiento; se emplean para modelar sistemas con relaciones especiales entre altura y el caudal de descarga.

2.3.7 Métodos conceptuales computacionales

2.3.7.1 Escorrentía superficial

Las subcuencas se trabajan como un depósito no lineal. Los aportes del caudal proveniente de los diferentes tipos de precipitaciones (lluvia, nieve) y de cualquier otra cuenca situada aguas arriba. Existen diferentes caudales de salida tales como la infiltración, evaporación y escorrentía superficial. La capacidad de este “depósito” es el valor máximo de un parámetro denominado almacenamiento en depresión, que corresponde con el máximo almacenamiento en superficie debido a la inundación del terreno, el mojado de la superficie del suelo y los caudales interceptados en la escorrentía superficial por las irregularidades del terreno. [7].

Figura 2.11
Visión conceptual del fenómeno de escorrentía en SWMM.



La escorrentía superficial por unidad de área, Q , se produce únicamente cuando la profundidad del agua en este “deposito” excede el valor del máximo almacenamiento en depresión, d_p , en cuyo caso el caudal de salida se obtiene por la aplicación de la ecuación de Manning. La profundidad o calado de agua en la cuenca, d , se actualiza en cada uno de los instantes del cálculo, mediante la resolución numérica del balance de caudales de la cuenca.

Deposito no lineal: Continuidad + Manning

$$1. I t - o t = \frac{dS}{dt}$$

$$2. Q = W \cdot (d - d_p)^5 \cdot \frac{\overline{S_0}}{n}$$

Donde:

S: volumen

Q: escorrentía superficial

W: ancho de la subárea

d_p : calado de almacenamiento

S_0 : pendiente media de la subcuenca

n: coeficiente de Manning

d: calado en el depósito

2.3.7.2 Infiltración

Bajo el concepto de: fenómeno por el que el agua de lluvia penetra la superficie del terreno de los suelos no saturados de las áreas permeables de la subcuenca, el SWMM permite seccionar entre tres modelos diferentes de infiltración:

- **Modelo de Horton:** Basado en observación empírica y propone que la infiltración decrece exponencialmente desde un valor inicial máximo hasta un cierto valor mínimo a lo largo del evento de lluvia.
- **Modelo de Green-Ampt:** Asume la existencia de un frente húmedo brusco en el suelo que separa el suelo con un determinado contenido inicial de humedad del suelo completamente saturado, de la parte superior.
- **Modelo del Número de Curva.** Es una aproximación adoptada a partir del denominado *número de curva de (SCS)*⁴ para estimar la escorrentía. Se asume que la capacidad total de infiltración del suelo se encuentra tabulada en tablas de Número de Curva. Durante un evento de lluvia esta capacidad se representa como una función de lluvia acumulada y de la capacidad de infiltración restante.

⁴Método desarrollado por el USDA:(CN) (SCS 1975) es usado mundialmente para la estimación de escurrimientos de pequeñas cuencas agropecuarias.

Figura 2.12.
Curvas de los tres modelos de infiltración utilizados por SWMM.

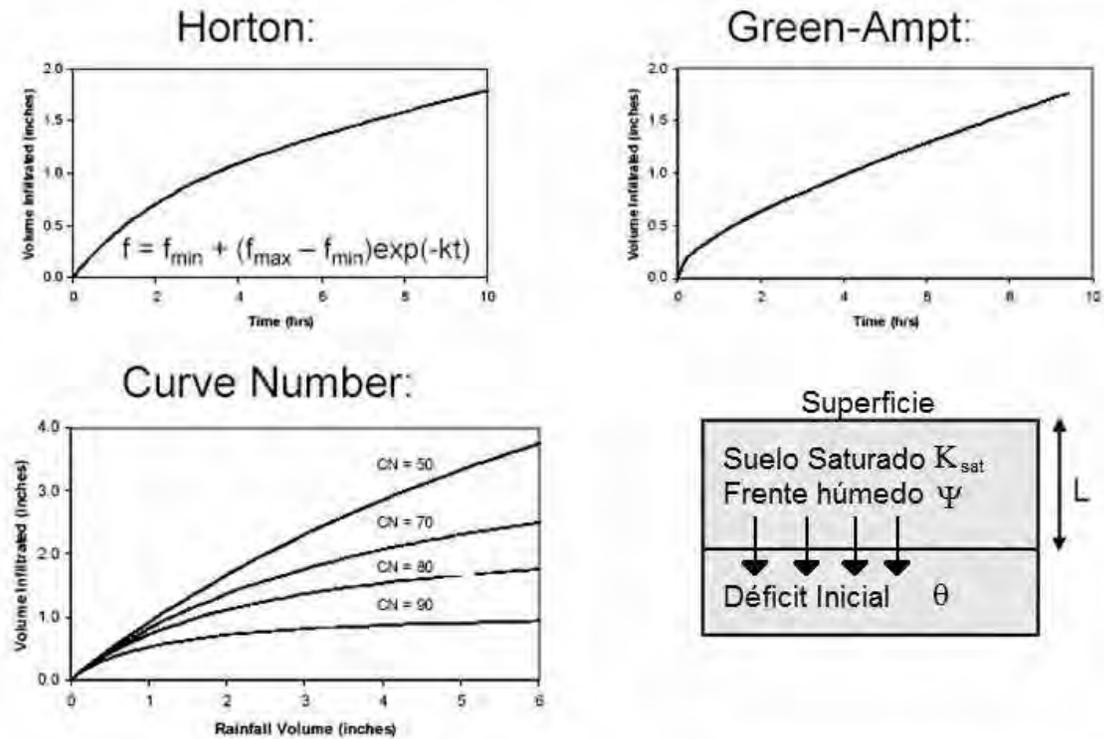
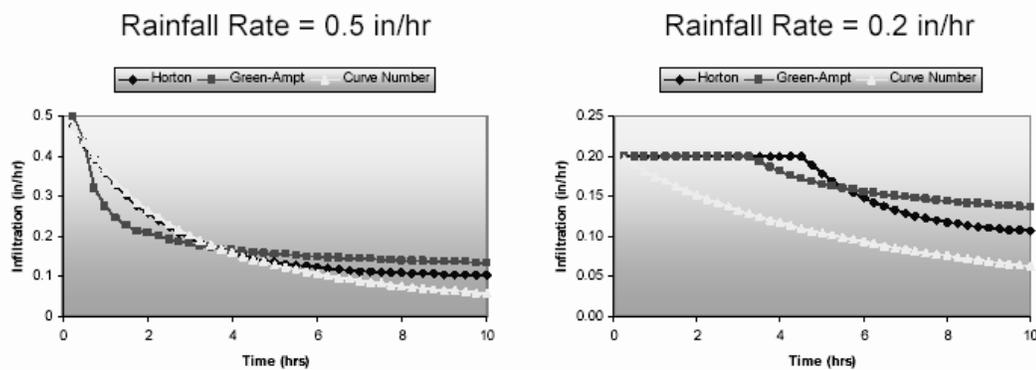


Figura 2.13.
Parámetros utilizados por los tres modelos de infiltración.



Horton Parameters:	$f_{max} = 0.5, f_{min} = 0.1, k = 0.5$
Green-Ampt Parameters:	$\Psi = 3.0, K_{sat} = 0.1, \theta_0 = 0.2$
Curve Number Parameters:	CN = 80

2.3.7.3 Modelo hidráulico de transporte -Algoritmos de traslación de flujo en SWMM.

A) *SteadyFlow* (Flujo permanente)

- Hidrograma instantáneo trasladado, sin propagación, asumiendo altura normal.
- Suma de las descargas instantáneas desde todas las subcuencas aguas arriba del canal seleccionado en un instante determinado.
- Solo para análisis preliminares utilizando simulaciones continuas de escalas de tiempos grandes.
- El análisis es insensible al tiempo de paso (tiempo del cálculo).

B) *Kinematic Wave* (Onda cinemática)

- Resuelve la ecuación de continuidad y la forma simplificada de la ecuación de cantidad de movimiento.
- Uniforme, flujo impermanente.
- Fuerza de gravedad balanceada con fuerza de fricción.
- Sin efecto de remanso, sin entrada en presión
- A usar sólo para redes con estructura tipo árbol, a menos que hayanelementos divisores
- Salida atenuada y retardada debido al almacenamiento en canales.
- Requiere tiempos de paso entre (5 y 15 minutos)

C) *Dynamic Wave* (Onda Dinámica)

- Resuelve completamente las ecuaciones de St. Venant (resultados más precisos teóricamente)
- No uniforme, flujo impermanente
- Contempla efectos como el almacenamiento de canales, efectos de remanso, flujo a presión, flujo inverso, redes cerradas, nodos conectados a múltiples enlaces
- Aplicable a cualquier diseño de red
- Requiere de un menor tiempo de paso (de 1 minuto o menos)

2.3.8 Ecuación fundamental de flujo. [5]

La ecuación diferencial básica para el cálculo de flujo en alcantarillados proviene de la ecuación de flujo gradualmente variado, unidimensional, no permanente para canales abiertos, conocida como ecuación de Saint-Venant.

En Extran, la ecuación de cantidad de movimiento es combinada con la ecuación de continuidad para producir una ecuación a ser resuelta en cada conducto en cada intervalo de tiempo.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gASf - 2V \frac{\partial A}{\partial t} - V^2 \frac{\partial A}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} = 0 \dots (1)$$

Donde: Q = Descarga a través del conducto

V = Velocidad en el conducto

A = Área de la sección transversal al flujo

H = Altura Piezométrica (Elevación más profundidad de agua)

S_f = Pendiente de la línea de energía

- El flujo se asume constante en un enlace
- La altura de la línea de la energía está definida por la ecuación de Manning.

La pendiente de la línea de energía está definida por la ecuación de Manning:

$$Sf = \frac{Qn^2 V}{AR^{\frac{4}{3}}} \dots (2)$$

Donde: n = Coeficiente de rugosidad de Manning
 R = Radio Hidráulico

- El uso del valor absoluto en el término de la velocidad hace a Sf una cantidad direccional y asegura que la fuerza de fricción siempre se oponga al flujo.

Sustituyendo la ecuación (2) en (1) y expresando en forma de diferencias finitas tenemos:

$$Q_{t+\Delta t} = Q_t - \frac{k\Delta t}{R^{\frac{4}{3}}} V_t Q_{t+\Delta t} + 2V\left(\frac{\Delta A}{\Delta t}\right)_t \Delta t + V^2 \frac{A_2 - A_1}{L} \Delta t - gA \frac{H_2 - H_1}{L} \Delta t$$

Δt Intervalo de tiempo

L Longitud del conducto

Resolviendo la ecuación para $Q_{t+\Delta t}$

$$Q_{t+\Delta t} = \frac{1}{1 + \frac{k\Delta t}{R^{\frac{4}{3}}} V_t} Q_t + 2V\left(\frac{\Delta A}{\Delta t}\right)_t \Delta t + V^2 \frac{A_2 - A_1}{L} \Delta t - gA \frac{H_2 - H_1}{L} \Delta t$$

V, A, R son los promedios en los extremos del conducto en el tiempo

$\frac{\Delta A}{\Delta t}$, es evaluada para el intervalo anterior

Las incógnitas básicas son: Q_t, H_2, H_1

Las variables $[V, A, R]$ pueden ser referidas a Q y H , por lo tanto, se requiere otra ecuación que relacione Q y H , la que puede ser obtenida de la ecuación de continuidad en cada nudo:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{Q_t}{A_{st}}$$

O en la forma de diferencias finitas:

$$H_{t+\Delta t} = H_t + \frac{Q_t \Delta t}{A_{S_t}}$$

Donde:

A_{S_t} , área de la superficie del nudo.

Solución por método de Euler modificado

Cálculos a mitad del intervalo de tiempo en el nudo j :

$$H_f \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = H_f(t) + \frac{\frac{\Delta t}{2} \left[Q(t) + Q \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \right]}{A_{S_t}(t)}$$

Cálculos al total del intervalo de tiempo en el nudo j :

$$H_f \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = H_f(t) + \frac{\Delta t \left[\frac{1}{2} Q(t) + Q \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) \right]}{A_{S_t}(t)}$$

La secuencia total de cálculo de caudal y carga hidráulica puede ser resumida como:

- 1.- Cómputo del caudal en $t + \Delta t/2$, en todos los conductos, basados en los valores de carga hidráulica en t de sus nudos extremos.
- 2.- Cómputo del caudal de ingreso o salida en nudos con reboses, orificios, estaciones de bombeo, en $t + \Delta t/2$, basado en los valores de carga hidráulica en t .
3. Cómputo de la carga hidráulica en todos los nudos en $t + \Delta t/2$ basada en los promedios de los valores de caudal a t y $t + \Delta t/2$ en los conductos y los caudales de ingreso o salida en nudos con reboses, orificios, estaciones de bombeo, en $t + \Delta t/2$,
- 4.- Se calcula el caudal a en $t + \Delta t$ todos los conductos basado en la carga hidráulica en $t + \Delta t/2$ de sus nudos extremos.
- 5.- Computar el ingreso o salida de caudal en nudos con reboses, orificios y estaciones de bombeo, en $t + \Delta t$, basado en los valores de carga hidráulica en $t + \Delta t/2$.
- 6.- Cómputo de la altura de carga hidráulica en $t + \Delta t$ en los nudos basado en los promedios de los valores de caudal en $t + \Delta t/2$ y t , y los caudales de ingreso o salida en nudos con reboses, orificios y estaciones de bombeo en $t + \Delta t$.

2.3.9 Aplicaciones. [2]

El SWMM, se ha utilizado en miles de diseños de redes de drenaje urbano, tanto para aguas residuales como pluviales. Entre sus aplicaciones se encuentran:

- Diseño y dimensionamiento del sistema de drenaje y sus componentes para prevenir inundaciones.
- Diseño y dimensionamiento de obras de detención e infiltración, para el control de inundaciones y protección de la calidad de las aguas.
- Modelación de flujos en canales abiertos o conductos cerrados.
- Determinación de áreas inundables de canales naturales.
- Control de fallas en alcantarillados sanitarios unitarios y combinados.
- Consideración de concentraciones de contaminantes (acumulación de residuos) en estudio de disposición final de aguas.
- Evaluación de BMPs y LIDs, para reducir las cargas contaminantes de una tormenta.

2.3.10 Limitaciones. [2]

- No es aplicable a cuencas de gran tamaño o sin urbanizar.
- No es aplicable a zonas forestales ni a terrenos agrícolas.
- Difícilmente se puede utilizar en la simulación de flujos base.
- No es una herramienta para trabajar con alto nivel de agregación temporal de lluvias (ej.: lluvias diarias).
- Es una herramienta de análisis y no una herramienta *automatizada de diseño*.

2.3.11 Pasos a seguir en la modelación. [7].

Cuando desea modelar la escorrentía sobre un área de estudio definida, se siguen los siguientes pasos:

- Especificar un conjunto de opciones de trabajo y de propiedades de los objetos por defecto.
- Dibujar una representación gráfica de los objetos físicos del sistema que se va a estudiar.
- Editar las propiedades de los objetos que componen el sistema.
- Seleccionar el conjunto de opciones para el análisis.
- Ejecutar la simulación
- Ver los resultados de la simulación

Capítulo III

Descripción general de la zona de estudio: Urb. Angamos

3.1 Ubicación

La zona de estudio se encuentra ubicada en la ciudad de Piura situada al extremo noroeste del país. Esta circunscripción colinda al oeste con el Océano Pacífico y limita con el departamento de Lambayeque al sur, con Cajamarca al este y Tumbes por el noroeste, así como con territorio ecuatoriano por el noreste. [8]

Figura 3.1
Ubicación de la Urb. Angamos



3.2 Población

En los Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda, la población total del departamento de Piura, fue de 1 millón 725 mil 488 habitantes (población censada más omitida); con una tasa de crecimiento promedio anual es de 1,4%. [9]

3.3 Clima

Debido a su proximidad con la línea ecuatorial, la costa de Piura tiene un clima cálido durante todo el año. La temperatura promedio es de 26 °C. El clima costero presenta características de clima tropical en zona yunga y de *sabana tropical* a nivel del mar. Este clima se le conoce también por *seco tropical* o bosque seco ecuatorial. La temperatura máxima puede alcanzar los 40 °C y la mínima los 15 °C [8]

3.4 Hidrografía

La hidrografía piurana se encuentra definida principalmente por el volumen de las precipitaciones provenientes del océano Pacífico, a su vez determinadas por el encuentro de dos corrientes marinas: la fría Corriente de Humboldt de 13 a 19 °C, con la cálida El Niño de 21 a 27 °C, encuentro que ocurre en la costa sur del departamento, a altura de la bahía de Sechura. Este fenómeno hace que la temperatura del mar Piura sea variante y fluctúe en los 18 y 23 °C, durante los meses de invierno y primavera; y entre los 23 y 27 °C durante el verano (a veces en el otoño con la extensión del verano).[8]

La humedad promedio anual es de 66%, la presión atmosférica media anual es de 1008,5 hPa en tanto que los vientos que siguen una dirección al sur tienen una velocidad promedio de 3 m/s.

3.4.1 Ríos más importantes. [8]

3.4.1.1 Río Piura

Nace a 3.600 m, como río Huarmaca, en la divisoria de la cuenca del río Huancabamba, en la provincia del mismo nombre, donde inicia su recorrido cruzando las provincias de Morropón y Piura. Su cauce de 280 km tiene una dirección general de sur a norte, con curvatura desde la quebrada San Francisco hasta la caída de Curumuy, (donde se produce el aporte de un caudal regularizado por la represa de Poechos) luego en dirección sur-oeste hasta llegar a su desembocadura al océano Pacífico, en la bahía de Sechura, a través del estuario de Virrilá.

La cuenca hidrográfica tiene una superficie aproximada de 12.216 km², desde su nacimiento hasta su desembocadura en el océano Pacífico, por el estuario de Virrilá.

La pendiente media del río Piura entre la laguna Ramón y la ciudad de Piura es de 0,03%, y entre Piura y Tambogrande de 0,08%. Aquí termina lo que comúnmente se denomina parte baja de la cuenca. La cuenca media se extiende entre Tambogrande y la confluencia del río San Martín. Las pendientes entre Tambogrande y Malacasí son del 0,13%, y entre Malacasí y el punto de confluencia del río Piura y San Martín 0,35%. Sus afluentes a partir de la cota 300 m, tienen una pendiente media del 10%, llegando en las partes altas hasta el 15%, en lo que se configura la parte alta de la cuenca.

3.4.1.2 Río Chira

Forma la frontera entre ambos países hasta la quebrada del Alamor, y a partir de ahí ingresa al territorio peruano. La ciudad de Sullana, en el Perú, está situada junto a este río.

El río Chira es un río internacional, y su cuenca tiene una área de drenaje total de 19.095 km² hasta su desembocadura; de este total, 7.162 km² están en Ecuador, y 11.933 km cuadrados en Perú. Su cuenca húmeda es de aproximadamente 9.500 km².

El río nace en la Cordillera Occidental de los Andes a más de 3.000 m con el nombre de río Catamayo, y después de recorrer 150 km se une con el río Macará donde toma el nombre de río Chira, recorre 50 km, en el límite entre Perú y Ecuador hasta encontrarse con el río Alamor continuando en la dirección sur-oeste en territorio peruano hasta su desembocadura en el mar, después de haber recorrido 300 km aproximadamente. La longitud del río Chira es de 168 km y los 300 km corresponden al sistema Chira-Catamayo.

3.4.2 Pluviometría de la zona

Las precipitaciones se concentran mayormente en las zonas altoandinas. En la costa generalmente baja dentro de los 100 y 500 msnm oscilando en esta parte entre 10 y 200 mm; entre los 500 y 1500 msnm, las precipitaciones llegan entre los 200 y 800 mm y en la zona ubicada sobre los 1500 msnm el promedio de precipitaciones pluviales es 1550 mm. [8] Ver Anexo (Mapa 1). Estas precipitaciones normales se ven afectadas por el fenómeno del niño el cual será abordado más adelante.

3.5 Geodinámica

3.5.1 Geodinámica interna

La Región del Noroeste de los Andes Peruanos y la Costa en particular, se caracteriza por la existencia de la Fosa Peruano-Chilena que constituye una zona de mayor actividad sísmica y tectónica del Planeta separando el continente sudamericano de una profunda cuenca oceánica (Placa Pacífica). [11]

En cuanto a sismicidad, el borde continental del Perú, libera el 14% de la energía sísmica del planeta y la ciudad de Piura, se encuentra en la Región de mayor sismicidad, según las normas peruanas de diseño sísmico (zona 3).

Dado que en la zona de estudio, los suelos predominantes son arenas limosas del tipo (*SM*) y (*SP-SM*), y arenas mal gradadas con presencia de limos (*SP*), es probable la ocurrencia del fenómeno de licuefacción de arenas en épocas de intensas precipitaciones pluviales ante la ocurrencia de sismos de *mb. 7* (último sismo 1970, *mb=7.0*), primero, porque gran parte de la zona de estudio son zonas inundables y, segundo, por el ascenso del nivel de la napa freática. Se debe tener en cuenta que el periodo de recurrencia de sismos de la magnitud citada, es de 40.8 años, aproximadamente. [11]

Una de las zonas más críticas de la ciudad de Piura, abarca las zonas de Ignacio Merino, El Chilcal, Bancarios, la parte baja de la Urb. Jardines FAP colindante con los terrenos de la UDEP. Es una zona potencial de sufrir el fenómeno de licuación ante la presencia de un evento sísmico de gran magnitud. La cobertura de suelos corresponde a arenas de grano medio a fino mal gradadas, alto contenido de humedad, poco compactas. Ver Anexos (Mapa 2)

3.5.2 Geodinámica externa

De los procesos Físico - Geológicos Contemporáneos de Geodinámica externa, la mayor actividad corresponde a los procesos de meteorización y denudación, inundación de las zonas depresivas durante los periodos extraordinarios de lluvias, relacionadas con el Fenómeno El Niño, así como la deposición de arenas eólicas transportadas de Oeste a Este y la acción erosiva de las agua de geodinámica externa generados por factores tectónicos é hidrológicos. [11]

La zona se caracteriza por presentar una configuración topográfica, poco accidentada con pequeñas depresiones y prominencias, siendo de relieve moderado a plano, con pendientes suaves.

Los factores que influyen en los fenómenos mencionados son las precipitaciones pluviales, filtraciones y el transporte eólico. Se debe tener en cuenta la acción erosiva de las aguas provenientes del sector norte a través de los drenes Sullana, Gullman, César Vallejo, Marcavelica, Nueva Esperanza y Petro-Perú que discurren por los sectores depresivos, produciendo inundaciones cuando se incrementa el caudal en periodos de intensa precipitación pluvial.

3.6 Sistemas de pavimentación agua potable y alcantarillado [23]

3.6.1 Pavimentación

La Urb. Angamos cuenta con:

- 16,440.07 m² de Pavimento con Adoquín 20x10x6 cm.
- 5,336.07 m² de Vereda de concreto premezclado $f'c=175$ kg/cm² $e=0.10$ m
- 1,100.19 m² de Rampas para ingreso a cocheras (907.59 m²) y minusválidos (192.60 m²)
- 277.58 ml de Sardinela de barrera de concreto armado en la Vía Auxiliar – Av. Panamericana Norte.
- 1,175.44 ml de sardineles prefabricados.
- 399.16 ml de sardinela de confinamiento para el Pavimento con Adoquín.
- 04 Cajas de Infiltración para drenaje pluvial
- 04 Jibas de Encauzamiento pluvial en las entradas de los accesos a la Urbanización.

3.6.2 Agua Potable

En la última rehabilitación se cambió la red de Agua potable existente de CSN a PVC en 1,535.84 ml de TUBERÍA PVC U.F. 4" C-7.5 y 297.70 de TUBERÍA PVC U.F. 6" C-7.5. a lo cual se incluyo también el cambio de 203 conexiones domiciliarias.

Para la regulación de la red de Agua Potable se han instalado 12 VÁLVULA Ø 4" ISO 110MM INC. CAJA

3.6.3. Alcantarillado

En la última rehabilitación cambió los tramos de alcantarillado existentes de AC a PVC y de PVC existentes (por el cambio de nivel de la cota de entrega en el Buzón 17B del Proyecto del

PAS Lote 3A a fin de anular la Cámara de Bombeo Angamos) en 1,118.82 ml. A lo cual se incluyó también el cambio de 130 conexiones domiciliarias.

También se rehabilitaron 44 buzones incluido su correspondiente media caña.

3.7 Fenómeno “El Niño”

3.7.1 Descripción

Fenómeno océano-atmosférico que se caracteriza principalmente por el calentamiento de las aguas del Océano Pacífico Ecuatorial ($>25^{\circ}\text{C}$), y de las aguas de las costas del Perú y Ecuador, así como, por los cambios climáticos a nivel regional y global.

El departamento de Piura es una de las regiones del mundo más afectadas por este fenómeno debido a su frágil situación geo-climática, que se caracteriza por la presencia de una cadena Andina relativamente baja que permite la presencia de nubes calientes amazónicas, mar caliente durante la primavera y el verano, mar frío durante el invierno-otoño, y una yunga costera extensa en comparación al resto de regiones costeras impidiendo la condensación nubosa

3.7.2 Periodo de recurrencia

“El Niño” que es de carácter cíclico y de periodo de recurrencia de 11 a 12 años de promedio; aunque no siempre de la misma intensidad en los últimos años el periodo de recurrencia se redujo considerablemente a menos de 6 años. El último registrado a la fecha fue en el 2002 de intensidad moderada. [13]

Durante los últimos 165 años el fenómeno “El Niño” se presentó en 28 ocasiones con características diferentes, en 1847 se registró la primera medición instrumental.

Tabla 3.1 Resumen cronológico del fenómeno “El Niño” 1847-1998. Fuente INDECI.

Intensidad	Frecuencia	Año / Características
Débil	9	1847-1963 Lluvias leves, algunos daños
Moderado	10	1911-1994, 2002 Lluvias moderadas, daños a la agricultura y viviendas
Intenso	5	1858.1972-73 Lluvias intensas, secuela de huaycos e inundaciones
Muy Intenso	4	1891, 1925, 1983, 1998. Lluvias torrenciales, huaycos, inundaciones, aluviones, vientos, pérdida de vidas humanas

3.7.3 Impactos de “El Niño” en la costa norte del Perú

3.7.3.1 En el Clima

Es muy clara la incidencia del calentamiento del agua en el Pacífico Ecuatorial en el clima de la costa norte del Perú manifestándose en las anomalías de: Nubosidad, Lluvias torrenciales y Caudales extraordinarios en los ríos. [15]

A) Lluvias torrenciales

Tabla 3.2. Precipitaciones acumuladas. Fuente INDECI

Ciudad	Prec. Normal (mm)	Niño 1983 (mm)	Niño 1998 (mm)
Tumbes	100	2200	3200
Cañaverall	400	1500	2050
Piura	200	2050	2000
Chulucanas	300	4000	3800
Olmos	50	1800	2450

En 1983, en Tumbes y Piura hubo lluvias de más de 150 mm, como las que ocurrieron en 1998 pero que se producían a lo largo de seis u ocho horas; sin embargo en 1998 la ciudad de Piura recibió lluvias de esa misma cantidad de mm o algo más, pero en menos de tres horas, es decir más intensas; lo que hizo que el escenario real fuese diferente al esperado.[13]

**Figura 3.2
Lluvias diarias en Piura en 1983. Fuente IGP**

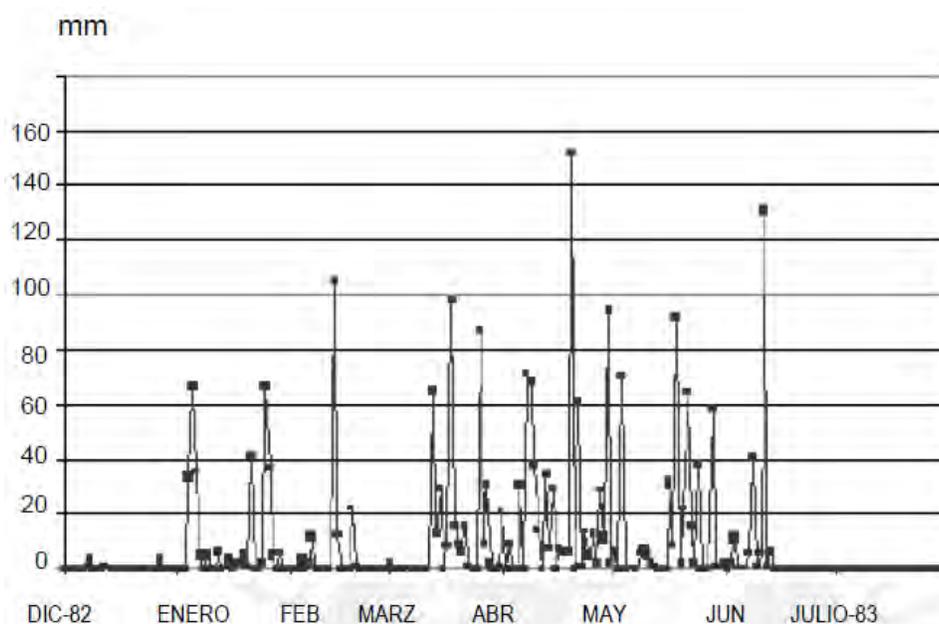
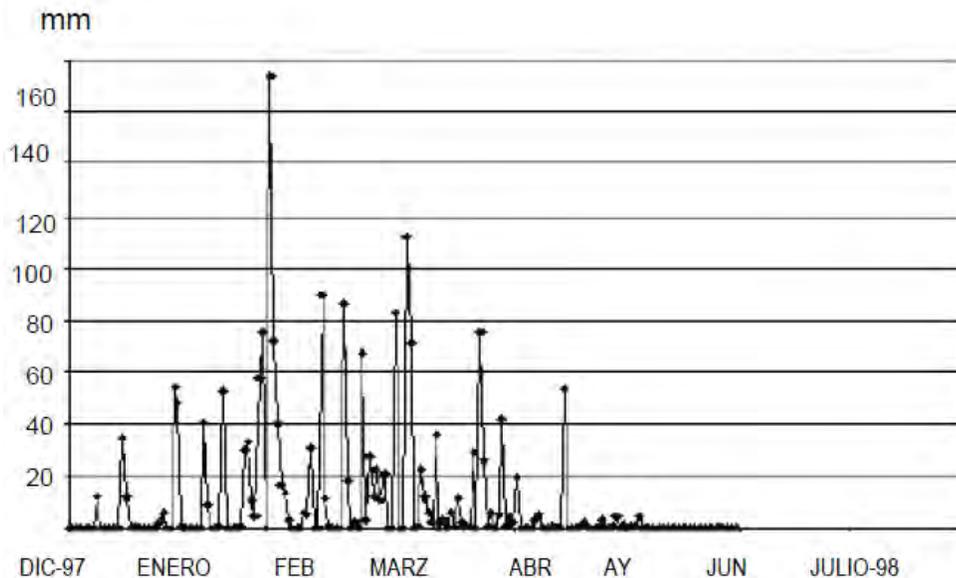


Figura 3.3
Lluvias diarias en Piura en 1988. Fuente IGP



B) Caudales extraordinarios. [8]

B.1) Rio Piura

Los caudales de crecidas son relativamente bien conocidos en la parte baja de la cuenca, por los aforos que se hicieron durante las crecidas del año 1998, y también por el cálculo confiable que se puede hacer en las obras de derivación (presa de Los Ejidos).

Para dicha obra, se hizo una verificación del caudal pico de las crecidas del año 1998 (caudal pico estimado: 4424 m³/s) evaluado mediante fórmulas de vertedero y compuertas. Las estimaciones, tomando en cuenta una influencia parcial del nivel de agua aguas abajo de la presa llegan a valores ligeramente inferiores (-5 %).

Aforos hechos en períodos diferentes durante el año 1998, muestran las variaciones de la sección del cauce en la parte baja (Piura), y la profundización del río conforme las crecidas. Según Instituto Nacional de Desarrollo - INADE, para la crecida más fuerte, el nivel máximo alcanzado fue menor que el nivel máximo de la primera crecida, con caudal de solamente 2.200 m³/s.

Pero aguas arriba, los caudales de crecida se conocen con menor precisión:

- en Tambo Grande por falta de una buena sección de control,
- en Puente Ñacará (Chulucanas), por existir variaciones importantes de sección del cauce durante crecidas, se estima la precisión de caudales de crecida a un 40%.

Crecidas del año 1998

La ciudad de Piura fue inundada por las fuertes lluvias locales, agravado por la capacidad insuficiente de los drenes existentes, que permiten evacuar las aguas pluviales a derivaciones del río.

Los drenes desembocando en el río fueron cerrados durante todo el período de crecidas, aunque tal vez hubieran podido funcionar en períodos con nivel del río suficientemente bajo.

El encauzamiento del río, realizado después de las crecidas del año 1983, se diseñó para un caudal de 4.000 m³/s, y no se produjeron desbordes en la ciudad. Dos puentes se cayeron por problemas de socavación (puente Piura y puente Bolognesi).

También cabe señalar que en 1999 se produjo una crecida con 3.100 m³/s (febrero - marzo).

B.2) Río Chira

Los caudales de crecida del río Chira son relativamente bien conocidos en la parte baja de la cuenca, debido al control de caudales en el reservorio de Poechos, y a los aforos de caudales de crecidas hechos en el puente Sullana.

Para la crecida del año 1998 se dispone también de cálculos hidráulicos hechos en la presa de derivación Sullana (inaugurada en julio de 1997).

Crecidas del año 1998

La presa Sullana, construida para un caudal de diseño de 3.500 m³ sufrió daños durante las crecidas de 1998, debido a la erosión intensa que se desarrolló aguas abajo y dio lugar a un ensanchamiento importante del lecho, y la socavación de las obras de disipación de energía.

La presa derivadora Sullana puede suministrar caudales confiables. Sin embargo, hay que precisar las condiciones de flujo para caudales de crecidas fuertes, especialmente cuando empieza la influencia del nivel de agua aguas abajo.

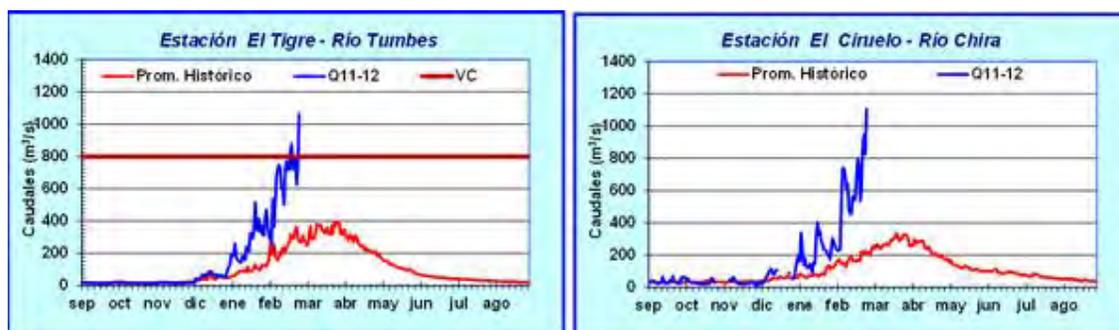
Los caudales de crecida en Sullana están influenciados por la reserva de Poechos, que tiene una capacidad de almacenamiento importante y puede favorecer la amortiguación de caudales pico. Para la mayor crecida de 1998, se evaluó el caudal pico que entraba en la reserva en 7.300 m³/s, mediante un cálculo de variaciones horarias de nivel, tomando en cuenta la batimetría de la reserva. El caudal pico de salida se evaluó en 5.500 m³/s, lo que significa una amortiguación de más de 30% del caudal de pico.

Cabe señalar que dicho efecto de amortiguación pudiera ser reducido por dos factores:

- La reserva puede encontrarse llena al llegar el pico de crecida (en caso de crecidas repetidas). Sin embargo, las condiciones de manejo de las obras de salida durante las crecidas podrían reducir este riesgo y favorecer la amortiguación de los picos fuertes.
- La capacidad de almacenamiento de la reserva se ve reducida por la acumulación de sedimentos (desde el inicio de la reserva en 1976, se ha reducido la capacidad de almacenamiento de un 60% debido a la acumulación de sedimentos).

En febrero del 2012 el SENAMHI informó que lo río Chira aumentó considerablemente su caudal. A las 07:00 horas, en la estación hidrométrica El Ciruelo, el río Chira-Piura registró un caudal promedio de 1106.0 m³/s, valor que supera a su promedio histórico en 406%, siendo los mayores valores de la presente temporada de lluvias. [14]

Figura 3.4
Caudales de crecida de los ríos Tumbes y Chira febrero del 2012. Fuente SENAMHI



3.7.3.2 En la infraestructura.

A) En Edificios públicos y viviendas

- Las viviendas en áreas urbanas ubicadas en cuencas ciegas son invadidas e inundadas por las aguas pluviales que, por lo general, no son evacuadas con la rapidez necesaria, para evitar tales daños. Las viviendas en zonas rurales ubicadas en quebradas y valles son invadidas o destruidas por inundaciones y avalanchas.
- Reubicación de viviendas
- Formación de nuevos asentamientos humanos
- Daños en edificios de Servicio Público (Escuelas, hospitales, etc.).

B) En las vías de comunicación (camino, carreteras y puentes)

- Durante el Niño de 1997-98 fueron destruidas de más de 3,000 km. de carreteras y otros 26,000 km afectados que representan el 15% de la infraestructura carretera del país.
- Caída o destrucción de Puentes.
- Pueblos aislados
- Servicio de transporte paralizado.

C) Servicios Públicos

- La capacidad de los sistemas de agua y desagüe son sobrepasados. Estos servicios y el suministro de Electricidad se ven interrumpidos.

D) En los campos de cultivo

- Los campos de cultivos son inundados
- Cambio en el sistema agrícola: Uso de suelo y agua
- Reubicación y expansión de zonas agrícolas.

Figura 3.5
Ejemplos de impactos de “El Niño” las infraestructuras



3.7.3.3 En las actividades Productivas

A) En la Agricultura

- Perdidas de cosecha.
- Escasez de productos agrícolas

B) En la Pesquería

- Durante “ElNiño” hay una caída de los ritmos fotosintéticos en el sistema de corrientes costeras. Esto impacta el suministro de casi todos los organismos marino: Anchoqueta, Sardina, Jurel, Mero cabria, Merluza
- La reducción de los recursos pesqueros es uno de los efectos más notorios.
- Invasión de especies de agua caliente.

3.7.3.4 En la vida y la salud

A) Cambio en modo de vida

- Desempleo
- Aislamiento
- Modos alternativos de transporte (aéreo y acuático): Transbordos
- Migración para proveerse medio de vida
- Pobreza

B) Educación

- Programa escolar afectado
- Necesidad de incluir temas sobre prevención de desastres

C) Enfermedades

- Desnutrición
- Malaria
- Cólera
- Diarrea
- Dengue
- Infecciones respiratoria y de la Piel

D) Accidentes y muertes

- Transporte (terrestre y aéreo)
- Electrocutación
- Ahogamientos

3.7.3.5 Impactos Positivos

- En la costa norte del Perú el bosque seco se ve favorecido por la reforestación natural.
- Germinación de especies forestales
- Expansión del área forestal.

Figura 3.6.
Ejemplo del efecto de “El Niño” en el Ecosistema Terrestre



3.7.4 Vulnerabilidad ante el fenómeno de “El Niño”

La Ciudad de Piura es altamente vulnerable al Fenómeno El Niño debido a:

- Falta de un sistema de drenaje pluvial apropiado.
- Ubicación de sectores urbanos en zonas bajas.
- Suelos constituidos por arenas mal gradadas (inundables) y napa freática alta.
- Mal estado de pistas y veredas.
- Cercanía a los ríos Chira y Piura

El Ministerio del Ambiente del Perú ha puesto a disposición el Mapa de Zonas con Probabilidad de Ocurrencia de Peligros Asociados al Fenómeno El Niño. Este documento indica las regiones y zonas en donde hay mayores probabilidades de desastres naturales a causa de este fenómeno climático, que se espera, ocurra en este año. Piura entre otras ciudades tiene mayores probabilidades de sufrir inundaciones.

Asimismo, esta publicación informa que un número de viviendas, colegios y hospitales de las regiones en peligro pueden ser afectados por consecuencia de estos desastres naturales. Ver anexos (Mapa 3)

CAPITULO IV

Hidrología e hidráulica del diseño

4.1 Norma OS060

Esta norma establece los criterios generales de diseño que permiten la elaboración de proyectos de Drenaje Pluvial Urbano que comprenden la recolección, transporte y evacuación de las aguas pluviales que se precipitan sobre zonas urbanas.

Con fines prácticos la presente tesis solo menciona esta norma, y hace un llamado en su empleo como material de consulta.

4.2 Método racional. [19]

La fórmula tiene la siguiente expresión:

$$Q = \frac{CiA}{360}$$

Q Caudal máximo que escurre superficialmente, m³/s

C Coeficiente adimensional de escorrentía superficial

i Intensidad media de lluvia, previsible para un periodo de retorno seleccionado que corresponde a un período de duración igual al tiempo de concentración en la sección de drenaje que se estudia, mm/h

A Área contribuyente, Ha

4.2.1 Suposiciones del método.

1- El caudal máximo en cualquier punto es directamente proporcional a la intensidad media de lluvia durante el tiempo de concentración de dicho punto.

2- El período de retorno del caudal máximo es el mismo que el período de retorno de la intensidad media.

3.- El tiempo de concentración es el trayecto desde el punto más alejado del área contribuyente hasta el punto en consideración. Esta asunción se refiere al punto más alejado en tiempo, no necesariamente distancia.

4- El área contribuyente puede ser el área total de drenaje aguas arriba del punto de diseño o algún sector de dicha área, tal como únicamente la porción impermeable directamente conectada del área de drenaje.

5- El coeficiente de escorrentía “C”, permanece constante para todas las tormentas en una cuenca hidrológica.

La fórmula racional puede dar un valor mayor de caudal máximo para una sub-área, mayor que para el área total, si dicha sub-área tiene un coeficiente mayor de escorrentía y un menor tiempo de concentración.

Como resultado, la fórmula deberá ser evaluada de dos formas:

- (a) Usando el área total de drenaje
- (b) Usando únicamente la porción con mayor coeficiente de escorrentía.

Eligiéndose el área que produzca el mayor caudal máximo con la formula de este método.

4.2.2 Limitaciones del método

Entre las limitaciones destacadas por algunos autores acerca del Método Racional se pueden referir que:

- **Proporciona solamente un caudal pico**, no el hidrograma de creciente para el diseño.
- **Supone que la lluvia es uniforme en el tiempo** (intensidad constante) lo cual es sólo cierto cuando la duración de la lluvia es muy corta.
- El Método Racional también **supone que la lluvia es uniforme en toda el área de la cuenca en estudio**, lo cual es parcialmente válido si la extensión de ésta es muy pequeña.
- **Asume que la escorrentía es directamente proporcional a la precipitación** (si duplica la precipitación, la escorrentía se duplica también). En la realidad, esto no es cierto, pues la escorrentía depende también de muchos otros factores, tales como precipitaciones antecedentes, condiciones de humedad antecedente del suelo, etc.
- **Ignora los efectos de almacenamiento o retención temporal** del agua escurrida en la superficie, cauces, conductos y otros elementos (naturales y artificiales).
- **Asume que el período de retorno de la precipitación y el de la escorrentía son los mismos**, lo que sería cierto en áreas impermeables, en donde las condiciones de humedad antecedente del suelo no influyen de forma significativa en la Escorrentía Superficial.

Pese a estas limitaciones, el Método Racional se usa prácticamente en todos los proyectos de drenaje vial, urbano o agrícola, siempre teniendo en cuenta que producirá resultados aceptables en áreas pequeñas y con alto porcentaje de impermeabilidad, por ello es recomendable que **su uso se limite a Cuencas con extensiones inferiores a las 200 Ha.**

4.2.3 Valores del coeficiente de escorrentía “C”

La siguiente tabla muestra los valores típicos del coeficiente de escorrentilla para cada tipo de material.

Tabla 4.1. Valores de “C”

Características de la superficie	“C”
Calles, Pavimento asfáltico	0.70 a 0.95
Pavimento de concreto	0.80 a 0.95
Pavimento de adoquines	0.70 a 0.85
Veredas	0.70 a 0.85
Techos y azoteas	0.75 a 0.95
Césped, suelo arenoso:	
Plano (0 – 2% de pendiente)	0.05 a 0.10
Promedio (2 – 7% de pendiente)	0.10 a 0.15
Pronunciado (> 7% de pendiente)	0.15 a 0.20
Césped, suelo arcilloso:	
Plano (0 – 2% de pendiente)	0.13 a 0.17
Promedio (2 – 7% de pendiente)	0.18 a 0.22
Pronunciado (> 7% dependiente)	0.25 a 0.35
Praderas	0.20

4.3 Parámetros de diseño

4.3.1 Período de duración de la tormenta de diseño

El período de duración de la lluvia de diseño es igual al tiempo de concentración para el área de drenaje en consideración:

$$d = tc$$

d = Período de duración de diseño de la lluvia

tc = Tiempo de concentración para el punto a considerar

4.3.2 Tiempo de concentración sobre la superficie t_{cs}

Para estimar el tiempo de concentración sobre la superficie, se puede utilizar las siguientes fórmulas:

Tabla 4.2. Formas para el cálculo del tiempo de concentración t_{sc} .

MÉTODO	FORMULA PARA t_{cs} (minutos)	OBSERVACIONES
<i>Kirpich</i> (1940)	$t_{cs}=0.01947 (L/ S^{1/2})^{0.77}.$ <p>L Longitud del cauce, m S Pendiente media de la cuenca, m/m</p>	Desarrollada a partir de información del SCS (<i>SoilConservationService</i>) en siete cuencas rurales de Tennessee, con canales bien definidos y pendientes de 3 a 10%; para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_{cs} por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar t_{cs} por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas
<i>California Culverts Practice</i> (1942)	$t_{cs}=0.0195*(L^3/H)^{0.385}$ <p>L Longitud del curso de agua más largo, m H Diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, m</p>	Esencialmente es la ecuación de <i>Kirpich</i> ; desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.
<i>Izzard</i> (1946)	$t_{cs}=525*(0.000276*i+c)*L^{0.35}$ $S^{0.33} *i^{0.667}$ <p>i Intensidad de lluvia, mm/h c Coeficiente de retorno L Longitud de la trayectoria de flujo, m S Pendiente de la trayectoria de flujo, m/m</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of <i>Public Roads</i> para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de un proceso iterativo; el producto de i por L debe ser ≤ 3800

<p><i>Federal Aviation Administration</i> (1970)</p>	$t_{cs} = 0.7035 * (1.1 - C) * L^{0.50} / S^{0.333}$ <p><i>C</i> Coeficiente de escorrentía del método racional <i>L</i> Longitud del flujo superficial, m <i>S</i> Pendiente de la superficie de flujo, m/m</p>	<p>Desarrollada con información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engineers; el método tiene como finalidad ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos, pero ha sido frecuentemente usado para flujo superficial en cuencas urbanas.</p>
<p><i>Ecuaciones de onda cinemática Morgali y Linsley</i> (1965), <i>Aron y Erboge</i> (1973)</p>	$t_{cs} = 7 * L^{0.6} * n^{0.8} / i^{0.4} * S^{0.3}$ <p><i>L</i> Longitud del flujo superficial, m <i>n</i> Factor de rugosidad de Manning <i>i</i> Intensidad de lluvia, mm/h <i>S</i> Pendiente promedio del terreno, m/m</p>	<p>Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir del análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial; el método requiere iteraciones debido a que tanto la intensidad de lluvia como <i>t_{cs}</i> son desconocidos.</p>
<p><i>Ecuación de retardo SCS</i> (1973)</p>	$t_{cs} = 0.0136 * L^{0.8} * (100 / CN - 9)^{0.7} / S^{0.5}$ <p><i>L</i> Longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), m <i>CN</i> Número de curva SCS <i>S</i> Pendiente promedio de la cuenca, m/m</p>	<p>Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 ha; se ha encontrado que generalmente es buena, cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone: $t_{cs} = 1.67 * t_r$, donde es el tiempo de retardo de la cuenca.</p>
<p>*Utilizada para el análisis y diseño en mención</p>		

4.3.3 Ecuación de las curvas IDF

El procedimiento para generar las curvas IDF es el siguiente:

1. A partir de las bandas de registro de los fluviógrafos, se seleccionan para cada año los valores extremos de intensidades (mm/h) asociados a diferentes duraciones.

Tabla 4.3. Valores máximos de intensidad estación Miraflores. Fuente IHHS

Fecha	i10	i15	i30	i60	i120	i180	i360	i720	i1440
1,972	24.3	24.3	24.3	24.3	19.2	14.4	9.7	5.4	2.7
1,973	34.5	34.5	23.6	12.7	10.1	7.1	4.0	2.3	1.5
1,974	4.8	4.8	3.6	2.3	1.3	0.9	0.4	0.2	0.1
1,975	4.2	4.2	4.2	3.6	2.7	1.9	1.0	0.5	0.3
1,976	18.1	18.1	18.1	13.8	7.3	5.2	3.0	1.5	0.8
1,977	11.2	11.2	10.2	8.6	4.8	3.4	2.3	1.2	0.6
1,978	21.4	21.4	21.4	14.6	9.4	7.9	4.6	2.6	1.3
1,979	12.1	10.8	6.5	4.0	2.1	1.4	0.7	0.4	0.2
1,980	17.3	17.3	15.7	13.3	7.5	6.4	4.8	2.4	1.2
1,981	11.8	11.8	11.8	8.0	6.4	5.4	2.8	1.4	0.7

2. Se ajustan, para cada duración, los valores de intensidad de precipitación a una función de distribución de probabilidad (Gamma o Pearson III, Log-Normal, Gumbel, etc).

Tabla 4.4. Valores de intensidad ajustados a log-normal II.

Fecha	i10	i15	i30	i60	i120	i180	i360	i720	i1440
Parámetros	10	15	30	60	120	180	360	720	1440
media	2.83	2.74	2.58	2.29	1.84	1.56	1.06	0.40	(0.13)
desviación	0.81	0.84	0.88	0.92	1.01	1.08	1.11	1.17	1.07
asimetría	1.3E-04	8.4E-04	1.1E-05	8.8E-04	2.4E-07	1.5E-07	-2.6E-07	6.0E-08	8.1E-08
a	(0.23)	0.31	0.41	0.23	0.23	0.15	0.02	0.04	(0.03)

$$y = \ln(x - a)$$

$$z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y}$$

Donde:

μ_y : media

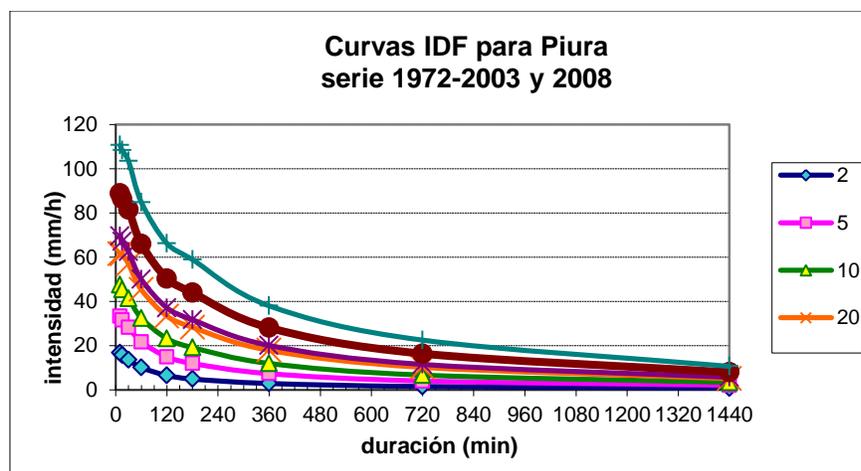
σ_y : desviación estandar

a: coeficiente

3. Se efectúan pruebas de bondad de ajuste (chi-cuadrado o kolmogorovSmirnov), con la finalidad de determinar cuál de las distribuciones probabilísticas consideradas se ajustan mejor a la serie histórica de datos. Ello permite seleccionar la distribución con la cual se efectuará las proyecciones de intensidades máximas para diferentes periodos de retorno.

4. Se selecciona la distribución pirobalística de mejor ajuste y se procede a estimar, para cada duración, los valores de las intensidades máximas correspondientes a periodos de retorno (T= 2, 5, 10, 25, 50,100 y 200 años).
5. Se procede a graficar las intensidades obtenidas en el paso anterior versus las duraciones y periodos de retorno correspondientes.

Figura 4.1
Gráficas de curvas IDF. Fuente IHHS



6. Las distintas curvas IDF pueden quedar descritas estadísticamente mediante la siguiente ecuación compacta.

$$i = \frac{c}{(t + f)^e}$$

Donde:

i: intensidad (mm/h)

t: la duración (h)

c,f,e: constantes que dependen del lugar y el periodo de retorno

4.3.4 Tormentas de diseño. (Método del bloque alterno)

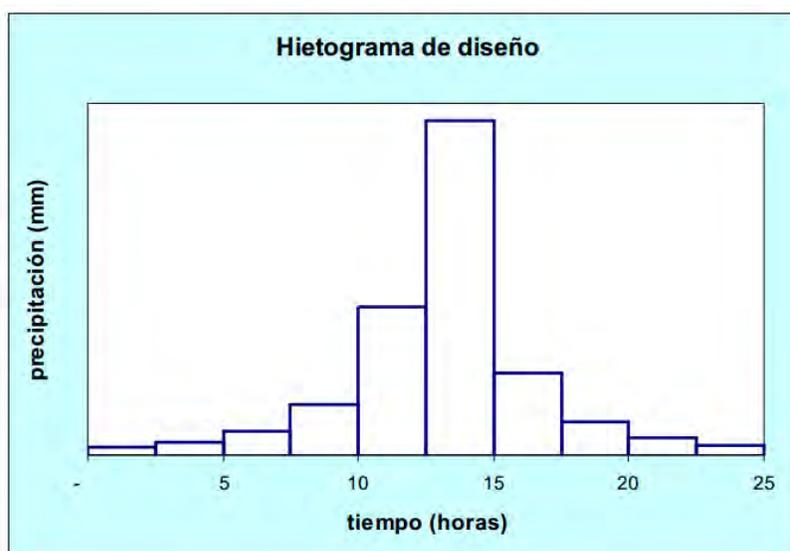
El método del bloque alterno es una forma simple para desarrollar un hietograma de diseño utilizando una curva-duración-frecuencia. El hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación en n intervalos de tiempo sucesivos de duración Δt , sobre una duración total de $T_d = n \cdot \Delta t$.

Después de seleccionar el periodo de retorno de diseño, la intensidad es leída en una curva IDF para cada una de las duraciones $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t, 4\Delta t, \dots$ y la profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración. Tomando diferencias

entre valores sucesivos de profundidad de precipitación, se encuentra la cantidad de precipitación que debe añadirse por cada unidad adicional de tiempo Δt .

Estos incrementos o bloques se reordenan en una secuencia temporal de modo que la intensidad máxima ocurra en el centro de la duración requerida T_d y que los demás bloques queden en orden descendente alternativamente hacia la derecha y hacia la izquierda del bloque central para formar el hietograma de diseño.

Figura 4.2.
Ejemplo de hietograma de diseño.



Este mismo procedimiento se emplea para la elaboración del hidrograma de diseño (series temporales), en el cual se grafica intensidades (mm/h) vs tiempo (h).

4.3.5 Zanjas de infiltración [20]

Las zanjas de infiltración son obras longitudinales, con una profundidad recomendada del orden de 1 a 3 m, que reciben el agua en toda su longitud, interceptando el flujo superficial de una tormenta y evacuándolo mediante infiltración al subsuelo.

El funcionamiento hidráulico de estas obras puede resumirse en tres etapas. La primera es el ingreso del agua proveniente de la tormenta a la zanja, la que se puede efectuar a través de la superficie o desde redes de conductos. Una vez que ingresa a la zanja, el agua se almacena temporalmente en su interior, para posteriormente ser evacuada a través del suelo mediante infiltración.

4.3.5.1 Diseño de zanjas de infiltración

a) Volumen afluente acumulado. Se recomienda determinar el volumen a infiltrar acumulado para una lluvia obtenida con el periodo de retorno de diseño como aquel generado

por las intensidades medias, de acuerdo a la curva IDF correspondiente. Es decir, el volumen acumulado de agua lluvia (en m³) para un tiempo t (horas), se calcula como:

$$V_{afl}(t) = 0,001 C I_t A t = 0.001 C A P T t$$

Donde C es el coeficiente de escorrentía superficial del área total aportante A (metros cuadrados), I_t es la intensidad de la lluvia (mm/hora) de período de retorno de diseño y duración t y t es el tiempo acumulado en horas. PT corresponde a la precipitación, en mm, de duración t y periodo de retorno T en el lugar. El valor de V_{afl} en función de t se denomina “curva de recarga”.

b) Volumen infiltrado. El volumen infiltrado V_{inf} (m³) se puede determinar a partir de la siguiente ecuación:

$$V_{inf}(t) = 0.001 C_s f A_{perc} t$$

Donde f es la capacidad de infiltración del suelo en condiciones de saturación (mm/hora), A_{perc} es el área total de percolación de la zanja en metros cuadrados y t es el tiempo de percolación en horas.

Además si no se dispone de un elemento decantador del material fino antes del ingreso a la zanja, o si el agua no es limpia, se recomienda que el fondo de la zanja se considere impermeable para efectos de la percolación, ya que puede taparse rápidamente por la acumulación de sedimentos. En estas condiciones, se asume que el agua percola hacia el suelo sólo a través de los lados de la zanja, razón por la cual se recomienda el diseño de obras angostas y profundas. El área de percolación se puede determinar a partir de la expresión:

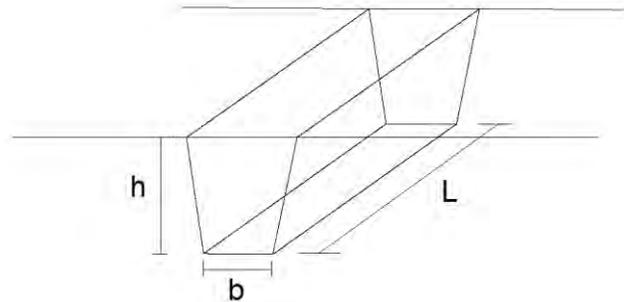
$$A_{perc} = 2h(L+b)$$

si no hay elemento decantador y

$$A_{perc} = 2h(L+b) + 0.5Lb$$

si las aguas son limpias o si hay elemento decantador, donde L es la longitud de la zanja, b es su ancho y h la altura de la zanja rellena con piedras, como se ilustra en el esquema de la Figura N°. El valor de h se determina de acuerdo a las condiciones locales, considerando que el fondo debe ubicarse por lo menos 1,2 m sobre el nivel máximo de la napa o de capas impermeables más profundas.

Figura 4.3.
Parámetros que definen la geometría de una zanja de infiltración. L longitud, b ancho, h altura máxima de agua.



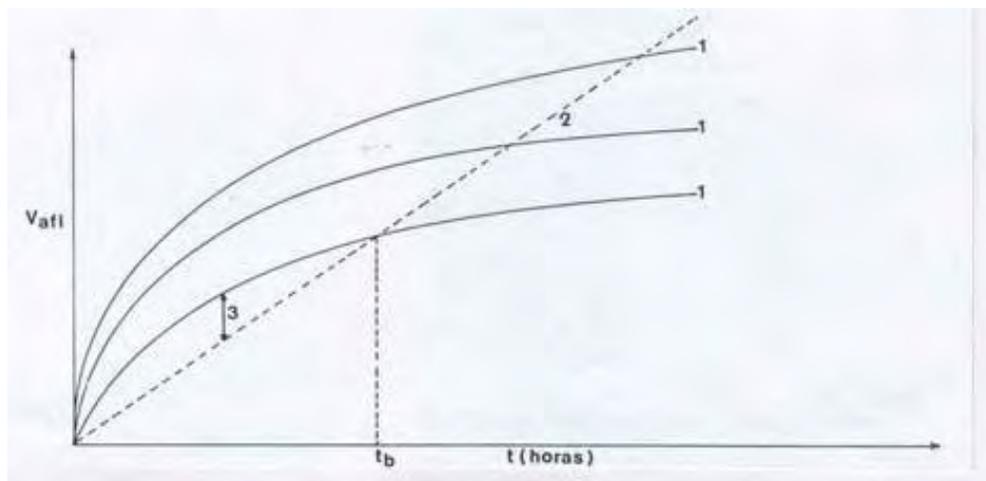
c) Volumen de almacenamiento. Existen varios métodos de diseño, basados en criterios similares a los de otras obras de infiltración, los que varían en cuanto a las estimaciones de los volúmenes de diseño y las tasas de infiltración. El volumen necesario de almacenamiento en la zanja (V_{alm}) se puede determinar gráficamente como la máxima diferencia entre el volumen acumulado afluente (V_{afl}) y el volumen acumulado infiltrado (V_{inf}), ambos en función del tiempo como se muestra en la Figura N°.

El volumen total de la zanja está dado por: $V_{zanja} = L b h$

Para mejorar la estabilidad, se rellena de material pétreo de porosidad p , luego el volumen de la zanja está relacionado con el volumen de almacenamiento necesario mediante la expresión:

$$V_{alm} = p V_{zanja} = p L b h$$

Figura 4.4
Estimación del volumen de almacenamiento. 1. Curva de volumen de afluente para diferentes periodos de retorno, 2. Curva de volumen infiltrado, 3. Volumen de almacenamiento igual a la máxima diferencia entre ambas curvas.



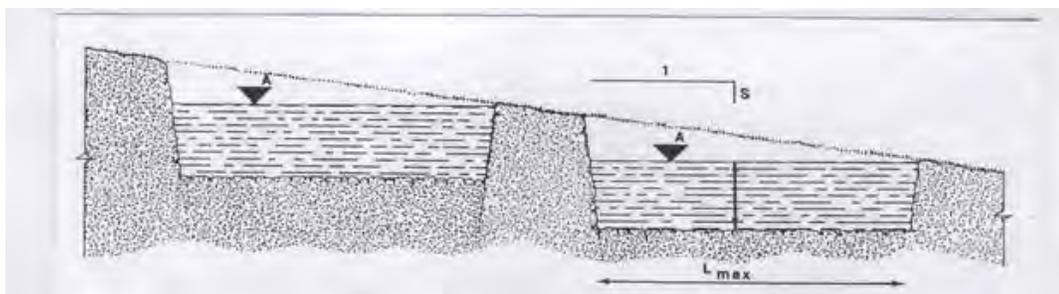
Debido a que el volumen infiltrado, empleado para estimar el volumen de almacenamiento, también depende de la dimensión de la zanja, se debe proceder por aproximaciones sucesivas, empleando como variables de diseño el valor del largo de la zanja L , suponiendo valores conocidos de b y h ya que pueden estar condicionadas por restricciones constructivas y del terreno.

d) Tiempo total de infiltración. Se debe estimar el tiempo total de infiltración para la lluvia de diseño como el tiempo para el cual el volumen acumulado aportado por la lluvia es igual al volumen acumulado infiltrado, es decir el tiempo para el cual las curvas de recarga e infiltración se cruzan en el gráfico de la Figura 4.4 . Es recomendable que el tiempo total de infiltración sea inferior a 24 horas para la lluvia de diseño.

e) Pendiente de fondo. El fondo de la zanja debe ser horizontal. Si el terreno presenta una pendiente a lo largo de la zanja, la altura de ésta es la del extremo de menor profundidad.

Figura 4.5

A.- Nivel máximo del agua, S.- Pendiente del terreno, H.- Profundidad de la zanja, L_{max}- Longitud máxima.



En estos casos es conveniente dividir la zanja a lo largo en tramos de longitud máxima dada por:

$$L_{max}H/2S$$

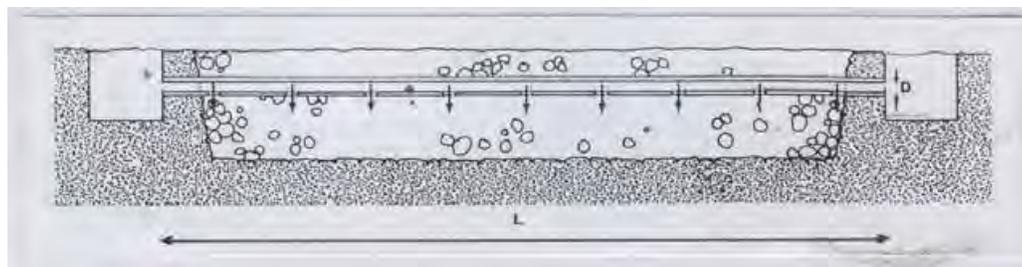
Donde H es la profundidad de la zanja y S la pendiente del terreno en tanto por uno.

f) Material de relleno de la zanja. Para mejorar las condiciones de estabilidad de las paredes de la zanja, es necesario rellenoarla con un material pétreo. El material agregado para la zanja consiste en un agregado limpio, tipo ripio, sin polvo ni material fino, con un diámetro uniforme variable entre 3,5 cm y 7,5 cm. También pueden usarse bolones. Por los supuestos de diseño, la porosidad del agregado se puede suponer que es igual a un 30%. El agregado debería estar completamente rodeado por un filtro geotextil.

g) Geotextil. Entre el fondo y las paredes de la excavación y el relleno se coloca un geotextil, cubriendo el relleno una vez colocado en su parte superior. Se recomienda emplear geotextiles de materiales sintéticos, no tejidos, de permeabilidad al menos igual a 10 veces la permeabilidad del suelo. Los paños laterales se deben traslapar por lo menos en 40 cm.

h) Tuberías de reparto de flujo. Si la zanja es alimentada desde un extremo, es necesario instalar una tubería de reparto del agua a lo largo de la zanja, por su parte superior, inmediatamente bajo la cubierta y sobre el geotextil. Esta tubería debe ser recta, horizontal y estar conectada tanto a una cámara de entrada como a una de salida en cada extremo, para facilitar su limpieza.

Figura 4.6
Tubería de reparto. D.- Diámetro, L.- Longitud.



El gasto de diseño de esta tubería puede estimarse como el aportado por una tormenta corta, de duración 5 a 10 minutos sobre el área aportante, de manera de tomar en cuenta la parte más intensa de la lluvia, que es la que genera los mayores caudales a ser distribuidos en la zanja:

$$Q = C I_{5min}^2 A$$

Donde C es el coeficiente de escurrimiento de la zona, A al área en m² de la superficie que drena hacia la zanja y I_{5min}^2 la intensidad de la lluvia del periodo de retorno de diseño y cinco minutos de duración en el sector. Estos valores son independientes del tiempo de concentración de la cuenca aportante y tienen por objeto considerar la parte más intensa de la lluvia de diseño.

El tamaño, o diámetro de la tubería, se puede calcular considerando que todo el gasto que entra se reparte a lo largo de la zanja de longitud L, con una pérdida de carga no superior a un diámetro y un factor de fricción de 0,02. En estas condiciones el diámetro es por lo menos:

$$D = 0.286 L^{1/3} Q^{1/3}$$

con L y D en metros y Q en m³/s. Para la tubería se pueden emplear tubos de hormigón de cemento del tipo alcantarillado colocados sin emboquillar, tubos de PVC perforados, o tubos de drenaje envueltos en geotextil. En cualquier caso la tubería debe ser de diámetro uniforme y recta, con una longitud máxima entre cámaras no mayor que 50 metros y de un diámetro mínimo de 0,20 m.

4.4 Resultados del diseño

Se tomarán como resultados de consulta y comparación los valores del diseño del Instituto de hidráulica de la Universidad de Piura "IHHS".

Cabe señalar también que las intensidades aquí presentadas fueron calculadas de curvas IDF, cuya data para los años 82, 85, 86, 99 y 96 no se conocía en ese momento, además la información que se tenía abarca el periodo 1972-2008. El coeficiente de escorrentía “c” empleado en el cálculo de los caudales fue de 0.75.

A continuación se presentan las tablas resumen, las mismas que deben apoyarse para su completo entendimiento en el Plano N° 1 adjunto en los anexos.

Tabla 4.5. Caudales para un Tr= 25 años

Calle principal	De	A	Area (m2)	i (mm/h)	Q (m3/s)	Q (l/s)
Av. Panamericana	Av. Country	Calle G	761.4	67.1	0.01	11
	Calle G	Calle D	3,802.5	67.1	0.05	53
	CERT	Calle D	3,494.3	67.1	0.05	49
Calle G	Av. Panamericana	Calle 2	1,930.5	67.1	0.03	27
	Calle 2	Calle 3	7,060.9	67.1	0.10	99
Calle D	Av. Panamericana	Calle 2	8,243.8	67.1	0.12	115
	Calle 2	Calle 4	11,777.6	67.1	0.16	165
Calle 2	Calle G	Calle F	1,555.3	67.1	0.02	22
	Calle B	Calle C	3,112.2	67.1	0.04	44
	Calle C	Calle D	3,491.0	67.1	0.05	49
	Calle D	Calle E	8,109.6	67.1	0.11	113
	Calle E	Calle F	3,398.2	67.1	0.05	48
Calle F	Calle 2	Calle 3	9,510.1	67.1	0.13	133
	Calle 3	Calle 5	23,203.3	67.1	0.32	324
	Calle 5	Los Ceibos	28,676.5	67.1	0.40	401
Av. Country	Av. Panamericana	Calle 3	2,911.7	67.1	0.04	41
	Calle 3	Calle 5	4,128.9	67.1	0.06	58
	Calle 5	Los Ceibos	5,248.1	67.1	0.07	73
Calle 5	Av. Country	Calle F	4,157.7	67.1	0.06	58
Calle B	Calle 2	Calle 4	3,154.4	67.1	0.04	44
	Calle 4	Los Ceibos	4,266.7	67.1	0.06	60
Calle C	Calle 2	Calle 4	6,089.6	67.1	0.09	85
Calle 4	Calle B	Calle C	2,325.1	67.1	0.03	33
	Calle C	Calle D	9,387.1	67.1	0.13	131
	Calle D	Calle E	21,904.8	67.1	0.31	306
Calle E	Calle 2	Calle 3	12,093.0	67.1	0.17	169
	Calle 3	Calle 4	13,545.4	67.1	0.19	189
	Calle 4	Los Ceibos	37,535.8	67.1	0.52	525
Calle 3	Av. Country	Calle G	1,220.3	67.1	0.02	17
	Calle G	Calle F	9,943.0	67.1	0.14	139
	Calle E	Calle F	2,487.1	67.1	0.03	35
Los Ceibos	Calle B	Calle E	7,659.7	67.1	0.11	107
	Calle E	Calle F	49,603.3	67.1	0.69	693
	Calle F	dren	79,590.6	67.1	1.11	1113
	Av. Country	dren	1,931.4	67.1	0.03	27

Resumen

Área total	75801	m ²
I (25 años)	67.10	mm/h
Q (25 años)	1.06	m ³ /s
Cap. dren	1.1	m ³ /s
%Exceso	-	

Tabla 4.6. Caudales para un evento de Fenómeno de el Niño

Calle principal	De	A	Area (m ²)	i (mm/h)	Q (m ³ /s)	Q (l/s)
Av. Panamericana	Av. Country	Calle G	761.4	86.3	0.01	14
	Calle G	Calle D	3,802.5	86.3	0.07	68
	CERT	Calle D	3,494.3	86.3	0.06	63
Calle G	Av. Panamericana	Calle 2	1,930.5	86.3	0.03	35
	Calle 2	Calle 3	7,060.9	86.3	0.13	127
Calle D	Av. Panamericana	Calle 2	8,243.8	86.3	0.15	148
	Calle 2	Calle 4	11,777.6	86.3	0.21	212
Calle 2	Calle G	Calle F	1,555.3	86.3	0.03	28
	Calle B	Calle C	3,112.2	86.3	0.06	56
	Calle C	Calle D	3,491.0	86.3	0.06	63
	Calle D	Calle E	8,109.6	86.3	0.15	146
	Calle E	Calle F	3,398.2	86.3	0.06	61
Calle F	Calle 2	Calle 3	9,510.1	86.3	0.17	171
	Calle 3	Calle 5	23,203.3	86.3	0.42	417
	Calle 5	Los Ceibos	28,676.5	86.3	0.52	516
Av. Country	Av. Panamericana	Calle 3	2,911.7	86.3	0.05	52
	Calle 3	Calle 5	4,128.9	86.3	0.07	74
	Calle 5	Los Ceibos	5,248.1	86.3	0.09	94
Calle 5	Av. Country	Calle F	4,157.7	86.3	0.07	75
Calle B	Calle 2	Calle 4	3,154.4	86.3	0.06	57
	Calle 4	Los Ceibos	4,266.7	86.3	0.08	77
Calle C	Calle 2	Calle 4	6,089.6	86.3	0.11	109
Calle 4	Calle B	Calle C	2,325.1	86.3	0.04	42
	Calle C	Calle D	9,387.1	86.3	0.17	169
	Calle D	Calle E	21,904.8	86.3	0.39	394
Calle E	Calle 2	Calle 3	12,093.0	86.3	0.22	217
	Calle 3	Calle 4	13,545.4	86.3	0.24	244
	Calle 4	Los Ceibos	37,535.8	86.3	0.67	675
Calle 3	Av. Country	Calle G	1,220.3	86.3	0.02	22
	Calle G	Calle F	9,943.0	86.3	0.18	179
	Calle E	Calle F	2,487.1	86.3	0.04	45
Los Ceibos	Calle B	Calle E	7,659.7	86.3	0.14	138
	Calle E	Calle F	49,603.3	86.3	0.89	892
	Calle F	dren	79,590.6	86.3	1.43	1431
	Av. Country	dren	1,931.4	86.3	0.03	35

Resumen

I (50 años)	86.34	mm/h
Q (50 años)	1.36	m ³ /s
Capacidad dren	1.1	m ³ /s
%Exceso	19%	
Área exceso	14,648	m ²
zanjas	1,550.00	m ² /cu
4 zanjás	6,200	
1 zanja dren 70 m	4,300	

*El diseño original demandaba la construcción de 4 zanjás de infiltración como se muestra en el Plano N° 1; sin embargo y tras una inspección de campo se pudo observar que solo se ha construido una de ellas.

ZANJA DE INFILTRACIÓN

Tr = 50 años

Zanjás de parques

H (m)= 2.0

Área aportante 1,550 m²

L (m)= 29.0

f (inf) mm/h= 30

B (m)= 2.5

A percola (m²)= 198.5

Cs= 0.75

V zanja (m³)= 145.0

Tabla 4.7 Volúmenes para zanja de infiltración (parque)

Duración (')	i(mm/h)	P(mm)	V afuente	V infiltración	V almacenamiento
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	88.8	14.8	14.8	0.7	14.1
15	86.3	21.6	21.6	1.1	20.5
30	81.5	40.7	40.8	2.2	38.6
60	66.0	66.0	66.1	4.5	61.7
120	50.3	100.7	100.9	8.9	91.9
180	43.9	131.8	132.1	13.4	118.7
360	28.1	168.6	168.9	26.8	142.1
720	16.4	196.8	197.2	53.6	143.6
1440	8.0	190.8	191.2	107.2	84.0

Zanja de dren

	H (m)= 2.0
Área aportante 4,300 m ²	L (m)= 80.0
f (inf) mm/h= 30	B (m)= 2.5
	A percola (m ²)= 530
C _s = 0.75	V zanja (m ³)= 400

Tabla 4.8. Volúmenes para Zanja de infiltración (dren)

Duración (')	i(mm/h)	P(mm)	V afluente	V infiltración	V almacenamiento
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	88.8	14.8	41.1	2.0	39.1
15	86.3	21.6	60.0	3.0	57.0
30	81.5	40.7	113.2	6.0	107.3
60	66.0	66.0	183.5	11.9	171.6
120	50.3	100.7	279.8	23.9	256.0
180	43.9	131.8	366.3	35.8	330.6
360	28.1	168.6	468.7	71.6	397.1
720	16.4	196.8	546.9	143.1	403.8
1440	8.0	190.8	530.4	286.2	244.2

CAPITULO V CONSIDERACIÓN DEL ANÁLISIS

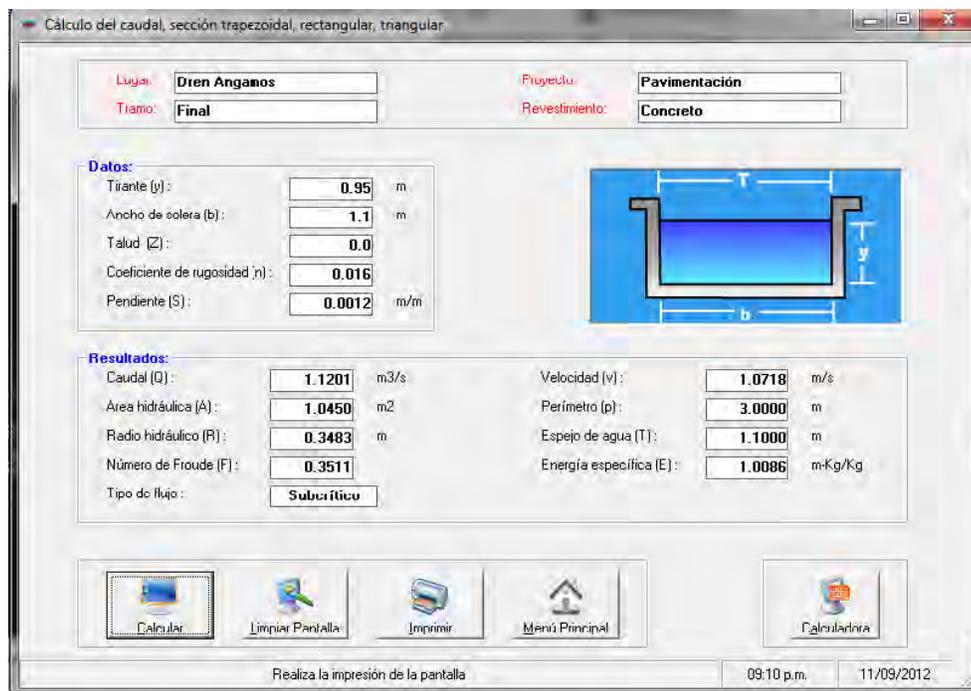
5.1 Sistema de captación

La urbanización Angamos tiene todas sus calles pavimentadas con bloquetas, esta pavimentación tiene las características topográficas necesarias para drenar toda el agua de la urbanización.

5.2 Sistema de evacuación

Se cuenta con el dren de evacuación de aguas pluviales que entrega su flujo al dren de la Av. Country y éste a la vía canal de la Av. Los Cocos, y finalmente a la Av. Sullana. Su capacidad máxima ha sido calculada en 1.1 m³/s, empleando el programa Hcanales.

Figura 5.1.
Capacidad del dren Angamos (Tramo final).



5.3 Parámetros del análisis

5.3.1 Período de retorno

Según la Norma OS. 060, el diseño de este drenaje urbano debe ser proyecto para un periodo de retorno de 25 años. Sin embargo y considerando la posibilidad de fenómeno de “El Niño” como el ocurrido en 1988 con intensidades de hasta 96 mm/h (fuente IHSS); se analizará para un periodo de hasta 50 años; lo cual no representa ningún costo adicional, sin embargo al efectuarse la construcción esto si sería materia de evaluación.

5.3.2 Ecuación de la curva I-D-F

Se han tomado las ecuaciones calculadas por el IHSS (periodo 1972-2008). Además y a manera de demostración (no se presentaran los resultados) se simulara para nuevas ecuaciones de curvas IDF (periodo 1972-2011), cabe señalar que estas curvas cuentan con toda la información para este periodo; sin embargo y debido a que uno de los objetivos de esta tesis es la comparación de los resultados usaremos las ecuaciones del periodo 1972-2008, ya que son estas con las que se hizo el diseño en mención.

Curvas IDF periodo 1972-2008

$$i_{25} = \frac{13942.73}{t + 143.07^{1.055}}$$

$$i_{50} = \frac{30864.45}{t + 181.89^{1.114}}$$

Curvas IDF periodo 1972-2011

$$i_{25} = \frac{2169.8}{t + 41.32^{0.821}}$$

$$i_{50} = \frac{2649}{t + 39.16^{0.796}}$$

i_{Tr} : Intensidad en mm/h para Tr = periodo de retorno en años

t : tiempo transcurrido de lluvia en minutos

5.4 Pluviómetro

5.4.1 Intervalo de tiempo de la lluvia

Utilizando la ecuación California CulvertsPractice (1942), se calcula el tiempo de concentración el mismo que nos permite obtener el máximo valor de intensidad y que utilizaremos como el tiempo de registro de datos de intensidad.

Datos:

Referencia	Distancia	Cota inicial	Cota final
Av. Panamericana-calleG-calle2-CalleF-Los Ceibos	393.5	31.2	29.2

$$t_{cs} = 0.0195 \frac{393^3}{2}^{0.385}$$

$$t_{cs}=14.8$$

consideramos como $t_{cs}=15$ minutos

5.4.2 Series temporales

Por el método del bloque alterno y utilizando las ecuaciones antes mencionadas se obtiene la tabulación: horas vs intensidades efectivas. Se considera un tiempo de duración de la lluvia de 24 horas.

5.5 Subcuencas

5.5.1 Áreas

Se han tomado directamente del plano en Autocad las áreas contribuyentes calculadas con el método trapezoidal y proporcionado por el IHHS.

5.5.2 Ancho

Empleando el concepto de cuenca para cada una de las subcuencas; se ha calculado el ancho promedio para cada una empleando las siguientes formulas:

$$W = \frac{A}{L}$$

$$L = \frac{K_c * \bar{A}}{1.1284} \left(1 + \frac{1.1284^2}{K_c} \right)$$

$$K_c = 0.2821 * \frac{P}{\bar{A}}$$

Dónde:

W: ancho de la subcuenca

A: área de la subcuenca

L: Largo mayor del cause

P: perímetro de la subcuenca

Kc: coeficiente dimensional que permite ver la redondez de la subcuenca (mientras más cercano a la unidad mayor propensa a inundaciones).

5.5.2 Pendiente

Dado que todas las subcuencas son relativamente pequeñas y a que la zona no posee una topografía tan accidentada; se tomará una pendiente constante y de valor 0.5%. Cabe señalar que dicho valor ha sido calculado por el IHSS en su diseño; además es el valor sugerido para drenaje urbano en algunos textos de consulta.

5.5.3 Área impermeable

Se ha tomado en cuenta la pavimentación y la zona urbanizada restando tanto las áreas verdes (parques, jardines, etc.), así como las zonas sin pavimentación (patios traseros, solares y terrenos sin construir); todo ello directamente del plano en Autocad y reforzándolo la veracidad de estos valores con una inspección ocular de la zona.

5.5.4 Coeficiente n (impermeable)

De las tablas presentadas en el manual del SWMM, obtenemos como valor constante para todas las subcuencas de 0.012.

5.5.5 Coeficiente n (permeable)

De las tablas presentadas en el manual del SWMM, obtenemos como valor constante para todas las subcuencas de 0.13.

5.5.6 Almacenamiento en depresión del área impermeable

De las tablas presentadas en el manual del SWMM, obtenemos como valor constante para todas las subcuencas de 1.25 mm.

5.5.7 Almacenamiento en depresión del área permeable

De las tablas presentadas en el manual del SWMM, obtenemos como valor constante para todas las subcuencas de 2.5 mm.

5.5.8 Área impermeable sin almacenamiento

Empelando el mismo método del cálculo de las áreas impermeables y considerando la similitud del terreo de las subcuencas tomamos como valor promedio 10%.

5.5.9 Modelo de infiltración

Se ha empleado la ecuación de *Green.Ampt*, los valores se han obtenido de las tablas que aparecen en los manuales del SWMM, considerando que el suelo es arena.

No se ha utilizado la ecuación de *Horton* porque no todo el tiempo existe una capa de agua presente sobre la superficie de las cuencas.

5.6. Conductos

5.6.1 Forma

La sección de cada conducto queda descrita por la geometría de la sección de la calle que representa, es por ello que se escoge la forma irregular.

5.6.2 Coeficiente de Manning

Según las tablas del manual SWMM, el valor que corresponde para un canal abierto revestido de hormigón es de 0.014.

5.7 Nudos

La ubicación de los nudo queda definida por la intercepción de todas y cada una de las calle de la urbanización. La cota de fondo empleada será la cota superficial de los buzones, si no hubiera cota, se calculará, aproximando en el plano de Autocad.

5.8 Vertederos

Se ha considerado verteros lateral al flujo ($C_w=1.83$).

El primero para pasar el caudal de toda la urbanización al dren. Asumimos un caudal final máximo de 1.2 m³/s y calculamos la diferencia de alturas h entre la altura del vertedero y la altura de la cresta.

$$1.2 = 1.83 * 15 * h^{5/2}$$

$$h = 0.285. \quad \text{Tomamos como valor } h = 0.3\text{m}$$

5.9 Descargas

Se han considerado dos descargas, la primera en la superficie de la calle country, como consecuencia del escurrimiento del caudal (no todo el Q de la calle country entra a la calle los ceibos); la segunda ubicada en la entrada al dren Angamos, como destino final del flujo.

Capítulo VI

Análisis del sistema de drenaje de la Urb. Angamos en SWMM

6.1 Metodología

1. Dibujará en el mapa del SWMM las subcuencas (áreas tributarias) y la red de drenaje, importando directamente de Autocad el plano de la Urbanización Angamos.
2. Ingresaran los datos de las propiedades de los componentes hidrológicos e hidráulicos de la red, así como de las opciones de simulación
3. “Correr” la simulación para las diferentes series de tiempo calculadas de las ecuaciones de las curvas IDF.

6.2 Datos hidráulicos

6.2.1 Nudos

Tabla 6.1. Propiedades de los nudos del sistema

Nudo	Cota
1	31.276
2	31.082
3	30.615
4	30.819
5	30.206
6	30.082
7	29.997
8	30.017
9	29.462
10	29.978
11	29.329
12	29.226
13	30.079
14	29.374
15	29.3

16	30.336
17	29.35
18	30.569
19	29.408
20	30.787
21	29.411
22	29.395
23	29.228
24	29.198
25	29.101
26	29.656
27	29.09
28	29.056
29	29.043

6.2.2 Conductos

Tabla 6.2. Propiedades de los conductos del sistema

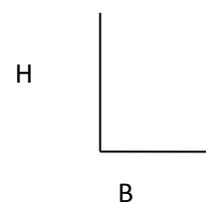
Conducto	Nudo. I	Nudo. F	Longitud	FORMA
1	N.1	N.2	45	SEC1
2	N.2	N.3	138	SEC3
3	N.4	N.3	95	SEC8
4	N.1	N.5	183	SEC7
5	N.5	N.6	47	SEC7
6	N.6	N.7	48	SEC5
7	N.2	N.8	47	SEC1
8	N.8	N.9	127	SEC1
9	N.9	N.10	44	SEC2
10	N.10	N.11	115	SEC3
11	N.11	N.12	45	SEC3
12	N.13	N.10	49	SEC1
13	N.13	N.14	103	SEC7
14	N.14	N.15	41	SEC7
15	N.16	N.13	44	SEC12
16	N.16	N.17	135	SEC1
17	N.18	N.17	44	SEC11
18	N.18	N.19	124	SEC9
19	N.20	N.18	38	SEC11
20	N.20	N.21	103	SEC12
21	N.21	N.22	45	SEC10

22	N.22	N.23	132	SEC5
23	N.23	N.24	44	SEC5
24	N.24	N.25	41	SEC5
25	N.26	N.25	35	SEC5
26	N.7	N.26	35	SEC5
27	N.26	N.27	41	RECT-OPEN
28	N.27	N.28	20	RECT-CLOSE
29	N.6	N.12	109	SEC7
30	N.5	N.9	47	SEC1
31	N.9	N.11	52	SEC1
32	N.12	N.24	44	SEC3
33	N.14	N.11	48	SEC1
34	N.15	N.23	45	SEC1
35	N.17	N.15	44	SEC9
36	N.19	N.17	44	SEC8
37	N.21	N.19	44	SEC4
38	N.29	V.1	33	RECT-CLOSE
39	N.7	V.2	10	SEC5
40	N.3	N.16	48	SEC1

Tabla 6.3. Geometría de la sección de los conductos

Sección	B	H
SEC1	6	0.3
SEC2	6.1	0.3
SEC3	6.4	0.3
SEC4	6.5	0.3
SEC5	6.7	0.3
SEC6	7	0.3
SEC7	7.5	0.3
SEC8	8	0.3
SEC9	8.2	0.3
SEC10	11	0.3
SEC11	11.8	0.3
SEC12	11.9	0.3
SEC13	12	0.3
RECT-OPEN	0.6	1.8
RECT-CLOSE*	1.1	1

* Canal cerrado



6.2.3 Vertedero

Tabla 6.4. Propiedades de los vertederos del sistema

Nombre	Tipo	Altura (m)	Longitud (m)	Coef. Descarga
Reg1	Descarga lateral	0.3	15	1.83

6.2.4 Descarga

Tabla 6.5. Propiedades de las descargas del sistema

Descarga	Cota
V.1	29.00
V.2	29.95

6.3 Datos de hidrología

6.3.1 Subcuencas

Tabla 6.6. Propiedades de las subcuencas del sistema

Cuenca	Descarga	Área (ha)	Perímetro (m)	Kc	L (m)	Ancho (m)	Pendiente %
1	N.22	0.358	314.5	1.5	129.6	27.6	0.5
2	N.21	0.099	136.9	1.2	47.7	20.8	0.5
3	N.21	0.243	282.5	1.6	121.2	20.0	0.5
4	N.15	0.048	109.4	1.4	43.7	11.0	0.5
5	N.21	0.048	105.4	1.4	41.1	11.6	0.5
6	N.20	0.293	270.6	1.4	108.2	27.1	0.5
7	N.20	0.087	160.0	1.5	66.9	13.1	0.5
8	N.18	0.203	259.6	1.6	111.6	18.2	0.5
9	N.19	0.047	107.5	1.4	42.6	11.1	0.5
10	N.18	0.209	267.4	1.7	115.6	18.1	0.5
11	N.18	0.080	119.9	1.2	40.0	19.9	0.5
12	N.16	0.227	313.5	1.9	140.6	16.1	0.5
13	N.17	0.048	105.5	1.4	41.1	11.6	0.5
14	N.16	0.239	291.4	1.7	126.8	18.9	0.5
15	N.16	0.080	121.1	1.2	41.1	19.4	0.5
16	N.13	0.248	303.4	1.7	133.0	18.7	0.5
17	N.20	0.177	217.7	1.5	89.0	19.9	0.5
18	N.20	0.026	77.6	1.4	30.2	8.6	0.5
19	N.4	0.319	245.9	1.2	85.7	37.2	0.5

20	N.3	0.051	113.2	1.4	45.4	11.2	0.5
21	N.23	0.090	125.1	1.2	40.0	22.6	0.5
22	N.14	0.147	195.1	1.4	79.0	18.6	0.5
23	N.14	0.048	111.1	1.4	44.7	10.8	0.5
24	N.11	0.157	187.8	1.3	72.1	21.8	0.5
25	N.14	0.058	116.6	1.4	45.4	12.8	0.5
26	N.13	0.198	226.5	1.4	91.7	21.6	0.5
27	N.13	0.061	118.8	1.4	46.1	13.3	0.5
28	N.10	0.223	244.8	1.5	100.2	22.2	0.5
29	N.16	0.267	297.1	1.6	127.6	20.9	0.5
30	N.3	0.045	110.7	1.5	45.3	10.0	0.5
31	N.2	0.478	326.2	1.3	124.8	38.3	0.5
32	N.2	0.046	109.7	1.4	44.4	10.4	0.5
33	N.7	0.369	293.4	1.4	114.5	32.2	0.5
34	N.12	0.047	106.3	1.4	42.1	11.1	0.5
35	N.6	0.205	237.6	1.5	97.9	20.9	0.5
36	N.6	0.077	147.4	1.5	61.2	12.5	0.5
37	N.6	0.190	232.9	1.5	96.8	19.7	0.5
38	N.11	0.042	102.9	1.4	41.2	10.3	0.5
39	N.5	0.167	214.4	1.5	88.3	18.9	0.5
40	N.5	0.066	122.0	1.3	47.1	13.9	0.5
41	N.9	0.066	125.9	1.4	49.7	13.3	0.5
42	N.10	0.205	251.2	1.6	106.3	19.3	0.5
43	N.8	0.051	107.1	1.3	41.3	12.2	0.5
44	N.8	0.231	270.5	1.6	115.1	20.1	0.5
45	N.5	0.043	104.4	1.4	41.9	10.4	0.5
46	N.8	0.321	372.8	1.9	167.2	19.2	0.5
47	N.1	0.125	145.0	1.2	44.5	28.0	0.5
48	N.1	0.434	415.9	1.8	184.5	23.5	0.5
Total=		7.586	Promedio=			18.1	0.5

6.3.1.2 Infiltración

Figura 6.1.
Propiedades del modelo de infiltración

Editor de Infiltración

Modelo de Infiltración: GREEN_AMPT

Propiedad	Valor
Altura de succión	61
Conductividad	30
Déficit inicial	0.33

Valor medio de la capacidad de succión po capilaridad del suelo a lo largo del frente mojado (en mm o in)

Aceptar Cancelar Ayuda

6.3.2 Pluviómetro

Figura 6.2
Propiedades del pluviómetro

Pluviómetro Lluvia1

Propiedad	Valor
Nombre	Lluvia1
Coordenada X	7550.724
Coordenada Y	5381.540
Descripción	
Marca	
Formato de lluvia	INTENSITY
Intervalo de lluvia	0.10
Factor de corrección de nevadas	1.0
Origen de datos	TIMESERIES
SERIE TEMPORAL:	
- Nombre de la Serie	TSC-25
ARCHIVO:	
- Nombre del Fichero	*
- ID Estación	*
- Unidades de lluvia	MM

Nombre asignado por el usuario al pluviómetro

6.3.2.1 Series temporales

Tabla 6.7. Serie temporal para un Tr= 25 años

Minutos	HORAS	I (mm/h)	P.ac	P.inc	P.ord	I.e
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15.00	0.25	66.77	16.69	16.69	0.06	0.25
30.00	0.50	60.68	30.34	13.65	0.07	0.27
45.00	0.75	55.58	41.69	11.35	0.07	0.28
60.00	1.00	51.26	51.26	9.57	0.08	0.30
75.00	1.25	47.55	59.43	8.17	0.08	0.32
90.00	1.50	44.33	66.49	7.05	0.09	0.34
105.00	1.75	41.50	72.63	6.14	0.09	0.37
120.00	2.00	39.01	78.02	5.39	0.10	0.39
135.00	2.25	36.79	82.78	4.76	0.11	0.42
150.00	2.50	34.81	87.02	4.24	0.11	0.45
165.00	2.75	33.02	90.81	3.79	0.12	0.48
180.00	3.00	31.41	94.22	3.41	0.13	0.52
195.00	3.25	29.94	97.30	3.08	0.14	0.56
210.00	3.50	28.60	100.10	2.79	0.15	0.60
225.00	3.75	27.37	102.64	2.54	0.16	0.64
240.00	4.00	26.24	104.97	2.32	0.17	0.69
255.00	4.25	25.20	107.10	2.13	0.19	0.74
270.00	4.50	24.24	109.06	1.96	0.20	0.80
285.00	4.75	23.34	110.86	1.81	0.22	0.87
300.00	5.00	22.51	112.54	1.67	0.23	0.94
315.00	5.25	21.73	114.08	1.55	0.25	1.02
330.00	5.50	21.00	115.52	1.44	0.28	1.10
345.00	5.75	20.32	116.86	1.34	0.30	1.20
360.00	6.00	19.68	118.11	1.25	0.33	1.31
375.00	6.25	19.08	119.27	1.17	0.36	1.43
390.00	6.50	18.52	120.37	1.09	0.39	1.56
405.00	6.75	17.98	121.39	1.02	0.43	1.71
420.00	7.00	17.48	122.35	0.96	0.47	1.89
435.00	7.25	17.00	123.25	0.90	0.52	2.08
450.00	7.50	16.55	124.10	0.85	0.58	2.31
465.00	7.75	16.12	124.90	0.80	0.64	2.56
480.00	8.00	15.71	125.66	0.76	0.72	2.86
495.00	8.25	15.32	126.38	0.72	0.80	3.21
510.00	8.50	14.95	127.05	0.68	0.90	3.61
525.00	8.75	14.59	127.69	0.64	1.02	4.09
540.00	9.00	14.26	128.30	0.61	1.17	4.66

555.00	9.25	13.93	128.88	0.58	1.34	5.35
570.00	9.50	13.62	129.42	0.55	1.55	6.19
585.00	9.75	13.33	129.95	0.52	1.81	7.23
600.00	10.00	13.04	130.44	0.50	2.13	8.53
615.00	10.25	12.77	130.91	0.47	2.54	10.18
630.00	10.50	12.51	131.36	0.45	3.08	12.32
645.00	10.75	12.26	131.79	0.43	3.79	15.17
660.00	11.00	12.02	132.20	0.41	4.76	19.06
675.00	11.25	11.79	132.59	0.39	6.14	24.57
690.00	11.50	11.56	132.96	0.37	8.17	32.70
705.00	11.75	11.35	133.32	0.36	11.35	45.39
720.00	12.00	11.14	133.66	0.34	16.69	66.77
735.00	12.25	10.94	133.99	0.33	13.65	54.59
750.00	12.50	10.74	134.30	0.31	9.57	38.29
765.00	12.75	10.56	134.60	0.30	7.05	28.21
780.00	13.00	10.38	134.89	0.29	5.39	21.56
795.00	13.25	10.20	135.16	0.28	4.24	16.95
810.00	13.50	10.03	135.43	0.26	3.41	13.64
825.00	13.75	9.87	135.68	0.25	2.79	11.17
840.00	14.00	9.71	135.93	0.24	2.32	9.30
855.00	14.25	9.56	136.16	0.23	1.96	7.84
870.00	14.50	9.41	136.38	0.23	1.67	6.68
885.00	14.75	9.26	136.60	0.22	1.44	5.75
900.00	15.00	9.12	136.81	0.21	1.25	4.99
915.00	15.25	8.98	137.01	0.20	1.09	4.37
930.00	15.50	8.85	137.20	0.19	0.96	3.84
945.00	15.75	8.72	137.39	0.19	0.85	3.40
960.00	16.00	8.60	137.57	0.18	0.76	3.03
975.00	16.25	8.48	137.74	0.17	0.68	2.71
990.00	16.50	8.36	137.91	0.17	0.61	2.43
1005.00	16.75	8.24	138.07	0.16	0.55	2.19
1020.00	17.00	8.13	138.22	0.15	0.50	1.98
1035.00	17.25	8.02	138.37	0.15	0.45	1.80
1050.00	17.50	7.92	138.52	0.14	0.41	1.64
1065.00	17.75	7.81	138.66	0.14	0.37	1.49
1080.00	18.00	7.71	138.79	0.13	0.34	1.37
1095.00	18.25	7.61	138.92	0.13	0.31	1.25
1110.00	18.50	7.52	139.05	0.13	0.29	1.15
1125.00	18.75	7.42	139.17	0.12	0.26	1.06
1140.00	19.00	7.33	139.28	0.12	0.24	0.98
1155.00	19.25	7.24	139.40	0.11	0.23	0.90

1170.00	19.50	7.15	139.50	0.11	0.21	0.83
1185.00	19.75	7.07	139.61	0.11	0.19	0.77
1200.00	20.00	6.99	139.71	0.10	0.18	0.72
1215.00	20.25	6.90	139.81	0.10	0.17	0.67
1230.00	20.50	6.82	139.91	0.10	0.15	0.62
1245.00	20.75	6.75	140.00	0.09	0.14	0.58
1260.00	21.00	6.67	140.09	0.09	0.13	0.54
1275.00	21.25	6.60	140.17	0.09	0.13	0.50
1290.00	21.50	6.52	140.26	0.08	0.12	0.47
1305.00	21.75	6.45	140.34	0.08	0.11	0.44
1320.00	22.00	6.38	140.42	0.08	0.10	0.41
1335.00	22.25	6.31	140.49	0.08	0.10	0.38
1350.00	22.50	6.25	140.56	0.07	0.09	0.36
1365.00	22.75	6.18	140.64	0.07	0.08	0.33
1380.00	23.00	6.12	140.70	0.07	0.08	0.31
1395.00	23.25	6.05	140.77	0.07	0.07	0.29
1410.00	23.50	5.99	140.83	0.06	0.07	0.27
1425.00	23.75	5.93	140.90	0.06	0.06	0.26
1440.00	24.00	5.87	140.96	0.06	0.06	0.24

Figura 6.3
Series de tiempo para Tr= 25 Años

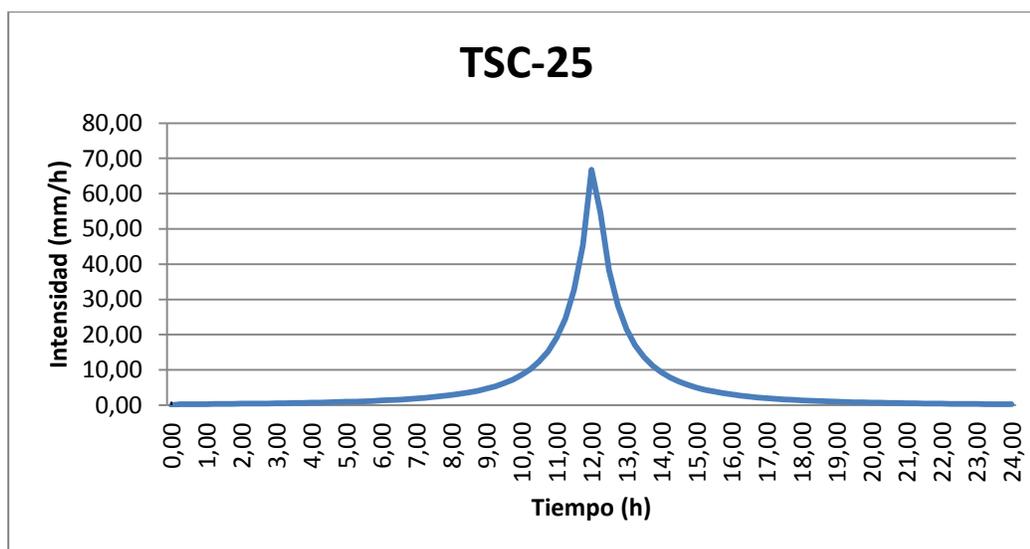


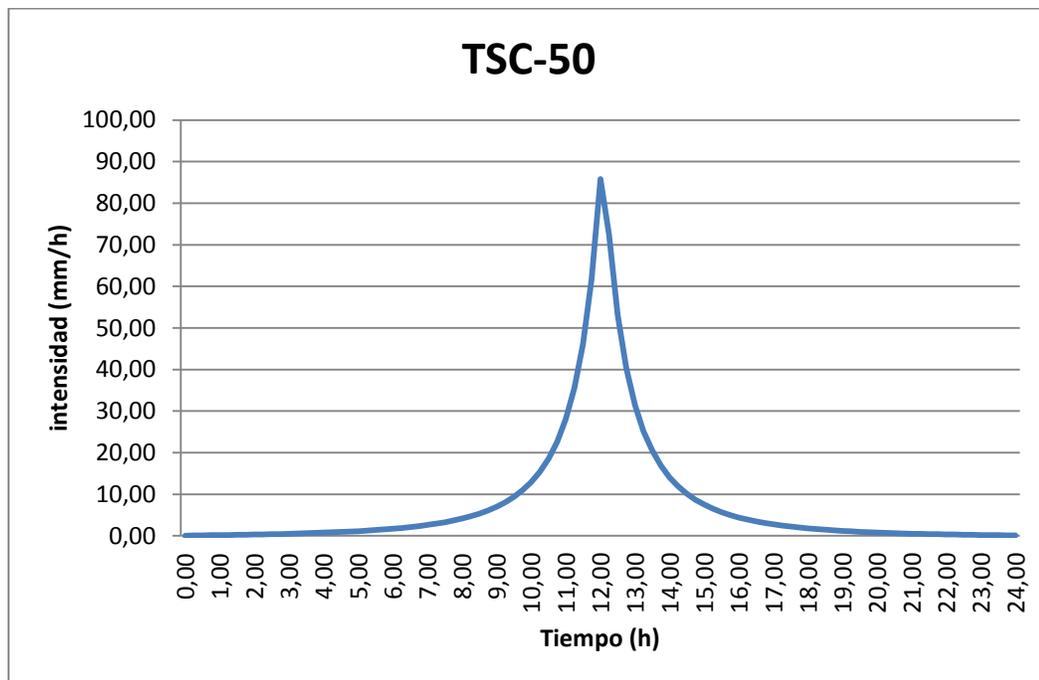
Tabla 6.8. Serie temporal para un Tr= 50 años

Minutos	HORAS	I (mm/h)	P.ac	P.inc	P.ord	I.e
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15.00	0.25	85.84	21.46	21.46	0.03	0.11
30.00	0.50	79.10	39.55	18.09	0.03	0.13
45.00	0.75	73.30	54.97	15.42	0.04	0.15
60.00	1.00	68.25	68.25	13.28	0.04	0.18
75.00	1.25	63.83	79.78	11.53	0.05	0.21
90.00	1.50	59.92	89.87	10.09	0.06	0.24
105.00	1.75	56.44	98.76	8.89	0.07	0.27
120.00	2.00	53.32	106.64	7.88	0.08	0.31
135.00	2.25	50.52	113.67	7.02	0.09	0.35
150.00	2.50	47.98	119.95	6.29	0.10	0.39
165.00	2.75	45.68	125.61	5.66	0.11	0.44
180.00	3.00	43.57	130.72	5.11	0.12	0.49
195.00	3.25	41.64	135.34	4.63	0.14	0.55
210.00	3.50	39.87	139.55	4.21	0.15	0.61
225.00	3.75	38.24	143.39	3.84	0.17	0.68
240.00	4.00	36.73	146.91	3.51	0.19	0.75
255.00	4.25	35.33	150.13	3.22	0.21	0.83
270.00	4.50	34.02	153.10	2.96	0.23	0.92
285.00	4.75	32.81	155.83	2.73	0.25	1.02
300.00	5.00	31.67	158.35	2.52	0.28	1.13
315.00	5.25	30.61	160.69	2.34	0.31	1.25
330.00	5.50	29.61	162.85	2.17	0.35	1.38
345.00	5.75	28.67	164.87	2.01	0.38	1.53
360.00	6.00	27.79	166.74	1.87	0.42	1.70
375.00	6.25	26.96	168.48	1.74	0.47	1.89
390.00	6.50	26.17	170.11	1.63	0.52	2.10
405.00	6.75	25.43	171.63	1.52	0.58	2.34
420.00	7.00	24.72	173.05	1.42	0.65	2.61
435.00	7.25	24.05	174.38	1.33	0.73	2.92
450.00	7.50	23.42	175.63	1.25	0.82	3.27
465.00	7.75	22.81	176.81	1.17	0.92	3.68
480.00	8.00	22.24	177.91	1.10	1.04	4.14
495.00	8.25	21.69	178.94	1.04	1.17	4.69
510.00	8.50	21.17	179.92	0.98	1.33	5.33
525.00	8.75	20.67	180.84	0.92	1.52	6.08
540.00	9.00	20.19	181.70	0.87	1.74	6.98
555.00	9.25	19.73	182.52	0.82	2.01	8.05
570.00	9.50	19.29	183.29	0.77	2.34	9.34

585.00	9.75	18.87	184.02	0.73	2.73	10.93
600.00	10.00	18.47	184.71	0.69	3.22	12.89
615.00	10.25	18.08	185.36	0.65	3.84	15.36
630.00	10.50	17.71	185.98	0.62	4.63	18.52
645.00	10.75	17.35	186.57	0.58	5.66	22.62
660.00	11.00	17.01	187.12	0.55	7.02	28.09
675.00	11.25	16.68	187.64	0.52	8.89	35.56
690.00	11.50	16.36	188.14	0.50	11.53	46.13
705.00	11.75	16.05	188.61	0.47	15.42	61.69
720.00	12.00	15.75	189.06	0.45	21.46	85.84
735.00	12.25	15.47	189.48	0.42	18.09	72.36
750.00	12.50	15.19	189.89	0.40	13.28	53.12
765.00	12.75	14.92	190.27	0.38	10.09	40.37
780.00	13.00	14.66	190.63	0.36	7.88	31.52
795.00	13.25	14.41	190.98	0.35	6.29	25.15
810.00	13.50	14.17	191.31	0.33	5.11	20.43
825.00	13.75	13.94	191.62	0.31	4.21	16.84
840.00	14.00	13.71	191.92	0.30	3.51	14.06
855.00	14.25	13.49	192.20	0.28	2.96	11.86
870.00	14.50	13.27	192.46	0.27	2.52	10.10
885.00	14.75	13.07	192.72	0.25	2.17	8.66
900.00	15.00	12.86	192.96	0.24	1.87	7.49
915.00	15.25	12.67	193.19	0.23	1.63	6.51
930.00	15.50	12.48	193.41	0.22	1.42	5.69
945.00	15.75	12.29	193.62	0.21	1.25	5.00
960.00	16.00	12.11	193.81	0.20	1.10	4.41
975.00	16.25	11.94	194.00	0.19	0.98	3.90
990.00	16.50	11.77	194.18	0.18	0.87	3.47
1005.00	16.75	11.60	194.35	0.17	0.77	3.09
1020.00	17.00	11.44	194.51	0.16	0.69	2.76
1035.00	17.25	11.28	194.66	0.15	0.62	2.47
1050.00	17.50	11.13	194.80	0.14	0.55	2.21
1065.00	17.75	10.98	194.94	0.14	0.50	1.99
1080.00	18.00	10.84	195.07	0.13	0.45	1.79
1095.00	18.25	10.70	195.19	0.12	0.40	1.61
1110.00	18.50	10.56	195.31	0.12	0.36	1.45
1125.00	18.75	10.42	195.42	0.11	0.33	1.31
1140.00	19.00	10.29	195.52	0.10	0.30	1.19
1155.00	19.25	10.16	195.62	0.10	0.27	1.07
1170.00	19.50	10.04	195.72	0.09	0.24	0.97
1185.00	19.75	9.91	195.80	0.09	0.22	0.87

1200.00	20.00	9.79	195.88	0.08	0.20	0.79
1215.00	20.25	9.68	195.96	0.08	0.18	0.71
1230.00	20.50	9.56	196.04	0.07	0.16	0.64
1245.00	20.75	9.45	196.10	0.07	0.14	0.58
1260.00	21.00	9.34	196.17	0.06	0.13	0.52
1275.00	21.25	9.23	196.23	0.06	0.12	0.47
1290.00	21.50	9.13	196.28	0.06	0.10	0.42
1305.00	21.75	9.03	196.34	0.05	0.09	0.37
1320.00	22.00	8.93	196.38	0.05	0.08	0.33
1335.00	22.25	8.83	196.43	0.04	0.07	0.29
1350.00	22.50	8.73	196.47	0.04	0.06	0.26
1365.00	22.75	8.64	196.51	0.04	0.06	0.22
1380.00	23.00	8.55	196.54	0.04	0.05	0.19
1395.00	23.25	8.45	196.58	0.03	0.04	0.17
1410.00	23.50	8.37	196.61	0.03	0.04	0.14
1425.00	23.75	8.28	196.63	0.03	0.03	0.12
1440.00	24.00	8.19	196.66	0.02	0.02	0.09

Figura 6.4
Series de tiempo para $T_r= 50$ Años



6.4 Opciones de simulación

Figura 6.5
Opciones generales de simulación

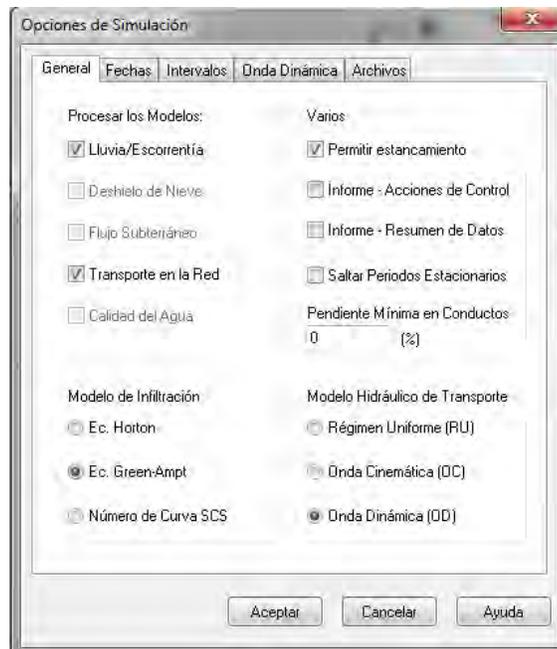


Figura 6.6
Opciones de fechas de la simulación

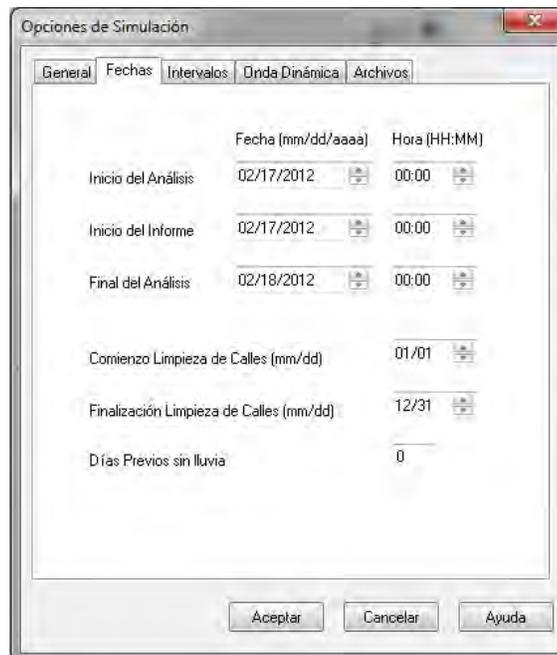


Figura 6.7
Opciones de intervalos de tiempos de la simulación

Opciones de Simulación

General Fechas Intervalos Onda Dinámica Archivos

	Días	Hora:Min:Seg
Informe	0	00:10:00
Escorrentía: Tiempo Seco	0	01:00:00
Escorrentía: Tiempo de Lluvia	0	00:15:00
Transporte	10	Segundos

Aceptar Cancelar Ayuda

Figura 6.8
Opciones de Onda Dinámica

Opciones de Simulación

General Fechas Intervalos Onda Dinámica Archivos

Términos Inerciales

Mantener Suavizar Ignorar

Definición de Flujo Supercrítico

Pendiente N^o Froude Ambos

Ecuaciones para Tubería Forzada

Hazen-Williams Darcy-Weisbach

Intervalo variable

Usar Factor de Ajuste (%) 75

Alargamiento de Conductos Sección Mínima en Conexiones
 (Use 0 si no desea alargamiento) (Use 0 para sección mínima)

Intervalo (segundos) 0 Metros Cuadrados 0

Aceptar Cancelar Ayuda

Capítulo VII

Comparación y análisis de resultados

7.1 Tablas comparativas

Tabla 7.1. Caudales IHHS-SWMM, para un Tr= 25 años

Calle principal	De	A	Q (l/s)-IHHS	Q (l/s)-SWMM	Δ Q (l/s)
Av. Panamericana	Av. Country	Calle G	11	35.85	-25
	Calle G	Calle D	53	34.74	18
	CERT	Calle D	49	51.55	-3
Calle G	Av. Panamericana	Calle 2	27	84.28	-57
	Calle 2	Calle 3	99	122.38	-23
Calle D	Av. Panamericana	Calle 2	115	99.62	15
	Calle 2	Calle 4	165	98.83	66
Calle 2	Calle G	Calle F	22	56.04	-34
	Calle B	Calle C	44	36.96	7
	Calle C	Calle D	49	55.69	-7
	Calle D	Calle E	113	175.85	-63
	Calle E	Calle F	48	72.53	-25
Calle F	Calle 2	Calle 3	133	177.01	-44
	Calle 3	Calle 5	324	420.75	-97
	Calle 5	Los Ceibos	401	502.09	-101
Av. Country	Av. Panamericana	Calle 3	41	51.33	-10
	Calle 3	Calle 5	58	32.27	26
	Calle 5	Los Ceibos	73	20.02	53
Calle 5	Av. Country	Calle F	58	87.92	-30
Calle B	Calle 2	Calle 4	44	57.36	-13
	Calle 4	Los Ceibos	60	77.09	-17
Calle C	Calle 2	Calle 4	85	51.42	34
Calle 4	Calle B	Calle C	33	37.96	-5
	Calle C	Calle D	131	92.7	38
	Calle D	Calle E	306	187.05	119
Calle E	Calle 2	Calle 3	169	162.73	6
	Calle 3	Calle 4	189	151.19	38
	Calle 4	Los Ceibos	525	339.17	186
Calle 3	Av. Country	Calle G	17	63.19	-46
	Calle G	Calle F	139	194.1	-55
	Calle E	Calle F	35	40.75	-6
Los Ceibos	Calle B	Calle E	107	130.34	-23
	Calle E	Calle F	693	477.72	215
	Calle F	dren	1113	1029.41	84
	Av. Country		27	12.57	14
DESCARGA AL DREN ANGAMOS			1140	1041.98	98

Tabla 7.2. Caudales IHHS-SWMM, para un Tr = 50 años

Calle principal	De	A	Q (l/s)-IHHS	Q (l/s)-SWMM	Δ Q (l/s)
Av. Panamericana	Av. Country	Calle G	14	48.73	-35
	Calle G	Calle D	68	47.14	21
	CERT	Calle D	63	69.88	-7
Calle G	Av. Panamericana	Calle 2	35	114.34	-80
	Calle 2	Calle 3	127	166.45	-40
Calle D	Av. Panamericana	Calle 2	148	135.67	13
	Calle 2	Calle 4	212	136.16	76
Calle 2	Calle G	Calle F	28	76.22	-48
	Calle B	Calle C	56	49.74	6
	Calle C	Calle D	63	77.06	-14
	Calle D	Calle E	146	242.43	-97
Calle F	Calle E	Calle F	61	102.11	-41
	Calle 2	Calle 3	171	251.04	-80
	Calle 3	Calle 5	417	576.73	-160
Av. Country	Calle 5	Los Ceibos	516	691.61	-176
	Av. Panamericana	Calle 3	52	69.88	-18
	Calle 3	Calle 5	74	43.76	30
Calle 5	Calle 5	Los Ceibos	94	29.14	65
	Av. Country	Calle F	75	116.91	-42
Calle B	Calle 2	Calle 4	57	77.19	-20
	Calle 4	Los Ceibos	77	113.51	-37
Calle C	Calle 2	Calle 4	109	71.14	38
Calle 4	Calle B	Calle C	42	50.19	-8
	Calle C	Calle D	169	108.76	60
	Calle D	Calle E	394	236.98	157
Calle E	Calle 2	Calle 3	217	229.17	-12
	Calle 3	Calle 4	244	229.69	14
	Calle 4	Los Ceibos	675	463.09	212
Calle 3	Av. Country	Calle G	22	85.68	-64
	Calle G	Calle F	179	264.57	-86
	Calle E	Calle F	45	55.91	-11
Los Ceibos	Calle B	Calle E	138	184.51	-47
	Calle E	Calle F	892	659.29	233
	Calle F	dren	1431	1415.35	16
	Av. Country		35	18.14	17
DESCARGA AL DREN ANGAMOS			1466	1433.49	32

7.2 Análisis de resultados

a) Los Q max de evacuación (a la entrada del dren) obtenidos en SWMM, son ligeramente menores a los calculados con el método racional.

- Para $T_r=25$ años
SWMM $\rightarrow Q_{\max}=1041.98$ l/s
M. Racional $\rightarrow Q_{\max}=1140$ l/s
- Para $T_r=50$ años
SWMM $\rightarrow Q_{\max}=1433.49$ l/s
M. Racional $\rightarrow Q_{\max}=1466$ l/s

Estos resultados, además de la diferencia de caudales Q (l/s) obtenidos para cada calle es debido a que SWMM cubre algunas de las limitaciones que tiene el método racional, como por ejemplo:

- **Proporcionar solamente un caudal pico**, no el hidrograma de creciente para el diseño.
- **Suponer que la lluvia es uniforme en el tiempo** (intensidad constante) lo cual es sólo cierto cuando la duración de la lluvia es muy corta.
- **Ignora los efectos de almacenamiento o retención temporal** del agua escurrida en la superficie, cauces, conductos y otros elementos (naturales y artificiales).
- **Minimizar los efectos de la infiltración en las subcuencas.**

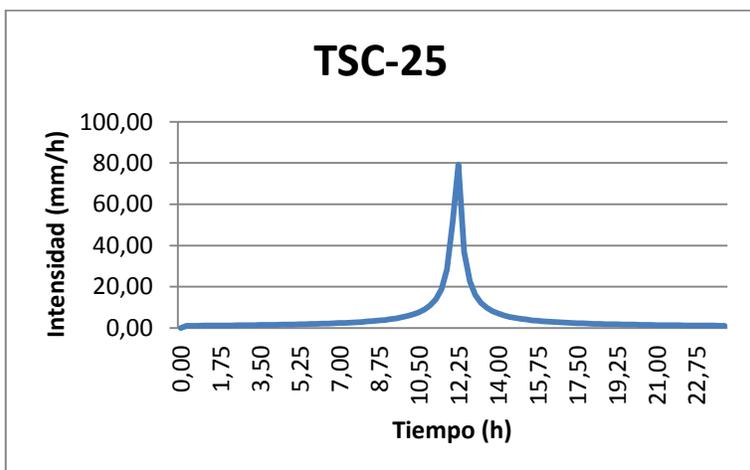
b) La variación de los caudales también depende de las consideraciones que se han hecho al tomar las áreas contribuyentes y el nodo de descarga de la misma. Se ha considerado como situación más crítica la descarga en el nodo con cota más alta a lo largo de la calle y más próximo a la subcuenca.

c) El coeficiente de escorrentía del sistema calculado en SWMM es mayor al empleado en el diseño hecho por el IHSS. A pesar de esto los Q max son menores en SWMM.

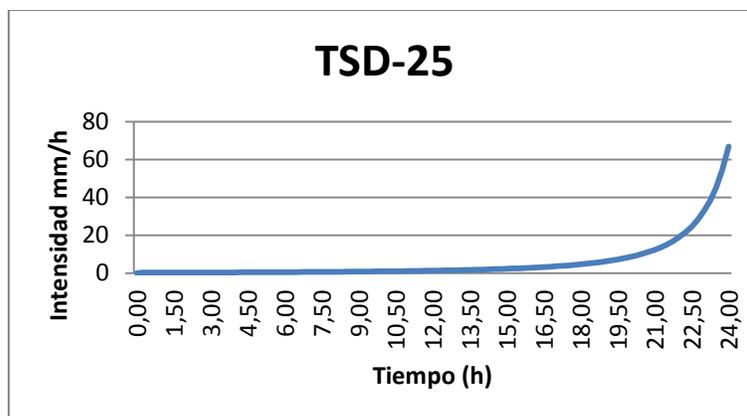
- Para $T_r=25$ años
SWMM $\rightarrow C_{\text{prom}} = 0.797$
M. Racional $\rightarrow C_{\text{prom}} = 0.75$
- Para $T_r=50$ años
SWMM $\rightarrow C_{\text{prom}} = 0.771$
M. Racional $\rightarrow C_{\text{prom}} = 0.75$

d) Al considerar el desarrollo de las series temporales ($T_r=25$ y 50 años), con el método del bloque alterno (intensidades más grandes a la mitad de la duración del evento) se establece la

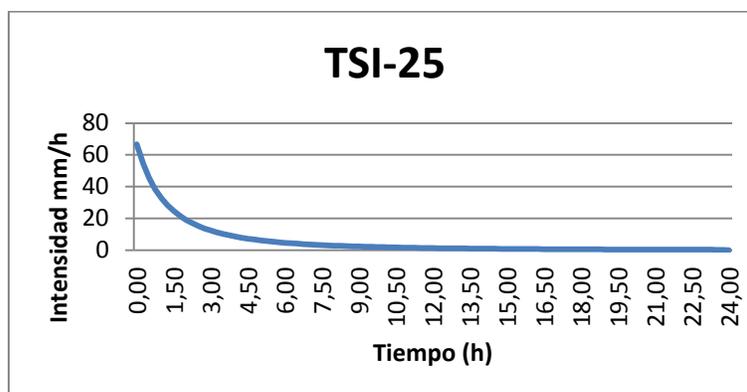
situación más crítica de la tormenta. Los caudales máximos disminuyen considerablemente si se considera las intensidades más grandes al inicio de la tormenta o al finalizar la misma. A continuación se presenta el ejemplo para la Serie con $Tr= 25$ años:



RESUMEN	Volumen	Altura
Escorrentía Superficial	ha·m	mm
Precipitación Total 1.069	140.917	
Pérdidas Infiltración 0.237	31.261	
Escorrentía Superficial	0.825	108.676
Almacen. Final en Sup. 0.008	1.037	
C= 0.771		
Q max= 1041 l/s		



RESUMEN	Volumen	Altura
Escorrentía Superficial	ha·m	mm
Precipitación Total	0.985	129.829
Pérdidas Infiltración	0.217	28.554
Escorrentía Superficial	0.702	92.543
Almacen. Final en Sup.	0.064	8.402
C= 0.71		
Qmax= 830 l/s		



RESUMEN	Volumen	Altura
Escorrentía Superficial	ha·m	mm
Precipitación Total	1.069	140.917
Pérdidas Infiltración	0.268	35.290
Escorrentía Superficial	0.796	104.852
Almacen. Final en Sup.	0.008	1.028
C= 0.744		
Qmax= 829 l/s		

Capítulo VIII

Conclusiones y recomendaciones

8.1 Conclusiones

- El proceso inadecuado de urbanización es perjudicial a los intereses públicos y representa un perjuicio extremadamente alto para toda la sociedad a lo largo del tiempo. La sociedad paga más por la canalización, contra una solución de amortiguamiento, y aún así aumentan las inundaciones para la población que viven aguas abajo.
- De los resultados obtenidos en SWMM, podemos concluir que la Urb. Angamos no sufriría inundación (debido a las lluvias) de sus calles; para intensidades de hasta 67 mm/h (Tr= 25 años). Sin embargo para un evento de fenómeno de “El niño” similar al de 1988, es decir con intensidades máximas entre los 86 y 96 mm/h (Tr = 50 años), la capacidad del dren de descarga quedaría superado en un 23% y las calle “Los Ceibos” y “F” se verían inundadas.
- La construcción de zanjas de infiltración en las zonas de cotas menores (en este caso en la descarga al dren) no es recomendable debido a que aquí se depositarían los sedimentos de todo el recorrido del agua; además las zanjas no cumplen su función si los caudales que pasan por ellas son muy elevados considerando sus dimensiones. Es por ello que la construcción de estas zanjas es recomendable en las zonas de cotas más altas donde los caudales no es excesivo y no existe la presencia de muchos sedimentos.
- Como se puede observar en los resultados, el SWMM proporciona una serie de herramientas interactivas y recursos que hacen de su uso una muy buena opción para el análisis de proyectos de drenaje urbano; con lo cual queda demostrado el objetivo central de esta tesis.
- De la comparación y análisis de los resultados podemos concluir que el SWMM ofrece valores más refinados que el Método Racional; esto debido a que cubre algunas de sus limitaciones. Sin embargo se debe tener en cuenta que SWMM es sensible a los datos de ingreso y puede dar resultados erróneos si no se toman las consideraciones adecuadas.

8.2 Recomendaciones

- Es necesario tener presente que modelar un gran número de parámetros como la presencia de aguas subterráneas o la acumulación inicial de contaminantes, puede resultar innecesario; para este tipo de análisis en específico
- Se plantea como alternativa de solución ante la posible inundación de la Urb. Angamos, frente a un fenómeno de “El niño” la construcción de zanjas de infiltración, previo diseño y análisis para los nuevos caudales obtenidos con SWMM, y cuya construcción debería ser en las zonas con cotas más altas.
- Tomando en cuenta el mapa de las zonas inundables de la ciudad de Piura, se debería analizar las mismas, empleando el modelo descrito en esta tesis.
- Sería erróneo afirmar que en Ingeniería Hidráulica los modelos numéricos han remplazado a los físicos o que lo harán totalmente en el corto plazo. Más correcto sería decir que ambos son complementarios y que en el futuro debería buscarse la modelación híbrida físico-matemática, en la cual se emplea cada tipo de modelo donde los resultados que pueda ofrecer maximicen la relación beneficio-costos.

Bibliografía

1. Hidrología Urbana: <http://civilgeeks.com/2011/12/15/hidrologia-urbana/>
2. Dr. Ing Bonifacio Fernández L. Maestría: “Drenaje Pluvial Urbano”. Universidad de Piura 2010.
3. Carlos E. M Tucci. Gestión de Inundaciones Urbanas. 2006.
4. José Alfredo Vásquez Ojeda, M.Eng. Modelación Numérica en Hidráulica. 2003.
5. Fernando Javier Chávez Aguilar. Tesis PUCP: “Simulación y Optimización de un Sistema de Alcantarillado Urbano”. 2006.
6. Ing. Efraín Antonio Domínguez Calle. Introducción a la Modelación Matemática.: <http://mathmodelling.google.com>
7. Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos de la Universidad Politécnica de Valencia. SWMM.5.0 vE. Manual del Usuario 2005. <http://www.instagua.upv.es/swmm/>
8. Biblioteca de consulta http://es.wikipedia.org/wiki/Departamento_de_Piura
9. Censo Nacional 2007 XI de Población y VI de Vivienda <http://censos.inei.gob.pe/censos2007/>
10. Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI). Estadísticas de Centros Poblados 1993. Características Socio-Demográficas y de vivienda. [http://www.inei.gob.pe/BancoCuadros/Banca20.asp?bco=14&dep=20&pro=01&dis=01&cat=03&ccpp=0005&tit=Departamento:PIURA\\$Provincia:\\$Distrito:PIURA](http://www.inei.gob.pe/BancoCuadros/Banca20.asp?bco=14&dep=20&pro=01&dis=01&cat=03&ccpp=0005&tit=Departamento:PIURA$Provincia:$Distrito:PIURA)
11. Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI). Atlas de Peligros Naturales en el Perú 2010. <http://www.indeci.gob.pe/contenido.php?item=ODU>
12. Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI). Fenómeno el Niño en el Perú. http://www.indeci.gob.pe/compend_estad/1997/6.1_fenom.pdf
13. Ronald WoodmanPollitt. Instituto Geofísico del Perú (IGP). El Fenómeno el Niño en el Perú. https://docs.google.com/viewer?a=v&q=cache:j44i0TlXodkJ:geo.igp.gob.pe/fenomeno_nino.pdf+Instituto+Geof%C3%ADsico+del+Per%C3%BA+IGP:+El+Fen%C3%B3meno+El+Ni%C3%B1o+y+el+Clima+en+el+Per%C3%BA&hl=es&gl=pe&pid=bl&srcid=ADGEESgl5B8wXpP5MK1GaePSSkNr82zkcxRXgWKLs6FM6SsmB6src3aZrLCc

[LJeh020aHQb82Jc23Z6gdh6No3ZkMZFzo1MZdCUmhOil4y79x-
uma06VTAEJiTAveH42U19FcXliltjb&sig=AHIEtbRouC89TUS5rhCUHV9L52THI-
aIVA.](http://www.senamhi.gob.pe/?p=1500&idNota=02_120229_31)

14. Servicio Nacional Meteorológico e Hidrológico (SENAMHI).
http://www.senamhi.gob.pe/?p=1500&idNota=02_120229_31
15. Rodolfo Rodríguez. Programa Máster en Ingeniería Civil de la Universidad de Piura. El Niño-Oscilación Sur (ENOS). 2008
16. Ministerio del Ambiente (MINAM). Mapa de Zonas con Probabilidad de Ocurrencia de Peligros Asociados al Fenómeno el Niño. 2012.
http://geoservidor.minam.gob.pe/geoservidor/Archivos/Mapa/Mapa_Probabilidad_peligros_ni%C3%B1o.pdf
17. Dr. Ing. Arturo Rocha Felices. La Costa Norte Peruana y su Vulnerabilidad frente al fenómeno de El Niño. 2006
18. Norma OS060 “Drenaje Pluvial Urbano”. Normas Legales 2006.
19. M.Sc. Ing. Marina Farías de Reyes. Hidrología Aplicada-Universidad de Piura.
20. Dr. Ing. Bonifacio Fernández L. Técnicas Alternativas para Soluciones de Aguas Lluvias en Sectores Urbanos. Guía de Diseño. Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile. 1996.
21. H. Canales Máximo Villón. Manual del Usuario
22. Hidrología Aplicada. Ven Te Chow, Editor: McGraw-Hill, 1993
23. Expediente Técnico Obra.” Rehabilitación y construcción de pistas y veredas, cambio de redes y conexiones domiciliarias de agua potable y alcantarillado en la urbanización Angamos I Etapa del distrito de Piura provincia de Piura-Piura”

Anexos

A. Mapas

Mapa1: Precipitaciones

Mapa 2: Geodinámica Interna.

Mapa 3. Zona de Riesgos (MINAM)

B. Resumen de Resultados

B.1 Informe de la simulación en SWMM para un Tr= 25 años

STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.0 vE (Build 5.0.01vE)

Traducido por el Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos

Universidad Politécnica de Valencia

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

Opciones de Análisis

Unidades de Caudal..... LPS

Modelos utilizados:

Lluvia/Esorrentía..... SI

Deshielo de Nieve..... NO

Flujo Subterráneo..... NO

Cálculo Hidráulico..... SI

Permitir Estancamiento. SI
 Calidad del Agua..... NO
 Método de Infiltración..... GREEN_AMPT
 Método de Cálculo Hidráulico.... DYNWAVE
 Fecha de Comienzo..... AUG-24-2012 00:00:00
 Fecha de Finalización..... AUG-25-2012 00:00:00
 Días Previos sin Lluvia..... 0.0
 Report Time Step..... 00:15:00
 Intervalo para Tiempo de Lluvia. 00:05:00
 Intervalo para Tiempo Seco..... 01:00:00
 Intervalo de Cálculo Hidráulico. 30.00 s

Errores de Continuidad

*****	Volumen	Altura
Escorrentía Superficial	ha·m	mm
*****	-----	-----
Precipitación Total.....	1.069	140.917
Pérdidas Evaporación.....	0.000	0.000
Pérdidas Infiltración....	0.237	31.261
Escorrentía Superficial...	0.825	108.676
Almacen. Final en Sup. ...	0.008	1.037
% Error Continuidad.....	-0.041	

***** Volumen Volumen

Cálculo Hidráulico	ha·m	10 ³ m ³
*****	-----	-----
Aporte Tiempo Seco.....	0.000	0.000
Aporte Tiempo Lluvia.....	0.824	8.244
Aporte Ag. Subterranea...	0.000	0.000
Aportes dep. Lluvia.....	0.000	0.000
Aportes Externos.....	0.000	0.000
Descargas Externas.....	0.820	8.204
Descargas Internas.....	0.000	0.000
Perdidas Almacenamiento...	0.000	0.000
Vol. Almacenado Inicial...	0.000	0.001
Vol. Almacenado Final....	0.004	0.043
% Error Continuidad.....	-0.017	

Incremento de Tiempo de Elementos Críticos

Línea Cd.24 (14.51%)

Línea Cd.32 (1.96%)

Máximos Índices de Inestabilidad

Todas las líneas son estables.

Resumen de Intervalo de Cálculo Hidráulico

Intervalo de Cálculo Mínimo : 17.15 seg
 Intervalo de Cálculo Medio : 28.77 seg
 Intervalo de Cálculo Máximo : 30.00 seg
 Porcentaje en Reg. Permanente : 0.00
 N° medio iteraciones por instante: 2.00

Resumen de Escorrentía en Subcuencas

Subcuenca	Precip	Aporte	EvapInfil	Escor.	Escor.	Escor.	Coef.	Punta Escor.
	Total	Total	Total	Total	Total	Total		
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	10 ⁶ ltr	LPS
C.1	140.917	0.000	0.000	24.904	114.919	0.411	57.118	0.816
C.2	140.917	0.000	0.000	24.568	115.387	0.114	16.505	0.819
C.3	140.917	0.000	0.000	24.874	114.960	0.279	38.934	0.816
C.4	140.917	0.000	0.000	24.549	115.413	0.055	8.018	0.819
C.5	140.917	0.000	0.000	24.538	115.428	0.055	8.027	0.819
C.6	140.917	0.000	0.000	24.823	115.030	0.337	47.277	0.816
C.7	140.917	0.000	0.000	24.656	115.269	0.100	14.361	0.818
C.8	140.917	0.000	0.000	24.836	115.012	0.233	32.695	0.816
C.9	140.917	0.000	0.000	49.460	90.780	0.043	6.705	0.644
C.10	140.917	0.000	0.000	50.470	89.690	0.187	27.000	0.636
C.11	140.917	0.000	0.000	49.424	90.818	0.073	11.461	0.644
C.12	140.917	0.000	0.000	50.745	89.387	0.203	28.701	0.634

C.13	140.917	0.000	0.000	24.538	115.428	0.055	8.027	0.819
C.14	140.917	0.000	0.000	24.892	114.935	0.275	38.196	0.816
C.15	140.917	0.000	0.000	24.538	115.429	0.092	13.378	0.819
C.16	140.917	0.000	0.000	24.915	114.904	0.285	39.510	0.815
C.17	140.917	0.000	0.000	24.748	115.136	0.204	28.857	0.817
C.18	140.917	0.000	0.000	24.490	115.504	0.030	4.368	0.820
C.19	140.917	0.000	0.000	24.734	115.154	0.367	52.100	0.817
C.20	140.917	0.000	0.000	24.558	115.401	0.059	8.511	0.819
C.21	140.917	0.000	0.000	24.531	115.438	0.104	15.061	0.819
C.22	140.917	0.000	0.000	24.585	115.363	0.170	24.460	0.819
C.23	140.917	0.000	0.000	24.553	115.408	0.055	8.015	0.819
C.24	140.917	0.000	0.000	24.676	115.234	0.181	25.836	0.818
C.25	140.917	0.000	0.000	87.531	53.102	0.031	5.594	0.377
C.26	140.917	0.000	0.000	89.139	51.452	0.102	16.098	0.365
C.27	140.917	0.000	0.000	87.555	53.078	0.032	5.866	0.377
C.28	140.917	0.000	0.000	89.390	51.197	0.114	17.789	0.363
C.29	140.917	0.000	0.000	24.897	114.929	0.307	42.642	0.816
C.30	140.917	0.000	0.000	24.555	115.404	0.052	7.512	0.819
C.31	140.917	0.000	0.000	24.886	114.944	0.549	76.456	0.816
C.32	140.917	0.000	0.000	24.552	115.409	0.053	7.682	0.819
C.33	140.917	0.000	0.000	24.848	114.996	0.424	59.336	0.816
C.34	140.917	0.000	0.000	24.543	115.422	0.054	7.856	0.819
C.35	140.917	0.000	0.000	24.786	115.085	0.236	33.256	0.817
C.36	140.917	0.000	0.000	24.633	115.299	0.089	12.744	0.818
C.37	140.917	0.000	0.000	24.779	115.094	0.219	30.850	0.817

C.38	140.917	0.000	0.000	24.536	115.432	0.048	7.025	0.819
C.39	140.917	0.000	0.000	24.745	115.139	0.192	27.236	0.817
C.40	140.917	0.000	0.000	24.567	115.388	0.076	11.004	0.819
C.41	140.917	0.000	0.000	24.577	115.374	0.076	10.992	0.819
C.42	140.917	0.000	0.000	24.816	115.040	0.236	33.111	0.816
C.43	140.917	0.000	0.000	24.540	115.425	0.059	8.527	0.819
C.44	140.917	0.000	0.000	24.849	114.994	0.266	37.139	0.816
C.45	140.917	0.000	0.000	24.538	115.428	0.050	7.191	0.819
C.46	140.917	0.000	0.000	25.034	114.738	0.368	50.284	0.814
C.47	140.917	0.000	0.000	24.554	115.406	0.144	20.870	0.819
C.48	140.917	0.000	0.000	25.092	114.660	0.498	67.439	0.814

Sistema	140.917	0.000	0.000	31.261	108.676	8.245	1167.497
---------	---------	-------	-------	--------	---------	-------	----------

0.771

Resumen de Nivel en Nudos

Nudo	Tipo	Nivel	Nivel	Altura	Instante	días	hr:min
		Medio	Máximo	Máxima	Nivel Máx.		
		Metros	Metros	Metros			
N.1	JUNCTION	0.00	0.02	31.29	0	12:15	
N.2	JUNCTION	0.00	0.02	31.10	0	12:15	
N.3	JUNCTION	0.01	0.03	30.65	0	12:17	

N.4	JUNCTION	0.00	0.02	30.84	0	12:15
N.5	JUNCTION	0.00	0.02	30.22	0	12:16
N.6	JUNCTION	0.00	0.02	30.11	0	12:15
N.7	JUNCTION	0.00	0.01	30.00	0	12:17
N.8	JUNCTION	0.01	0.04	30.06	0	12:15
N.9	JUNCTION	0.01	0.06	29.52	0	12:17
N.10	JUNCTION	0.01	0.04	30.02	0	12:17
N.11	JUNCTION	0.02	0.10	29.43	0	12:22
N.12	JUNCTION	0.04	0.19	29.42	0	12:23
N.13	JUNCTION	0.01	0.03	30.11	0	12:16
N.14	JUNCTION	0.01	0.06	29.43	0	12:23
N.15	JUNCTION	0.02	0.13	29.43	0	12:23
N.16	JUNCTION	0.01	0.03	30.36	0	12:16
N.17	JUNCTION	0.01	0.08	29.43	0	12:23
N.18	JUNCTION	0.00	0.01	30.58	0	12:15
N.19	JUNCTION	0.01	0.04	29.45	0	12:18
N.20	JUNCTION	0.00	0.01	30.80	0	12:15
N.21	JUNCTION	0.01	0.05	29.46	0	12:17
N.22	JUNCTION	0.01	0.05	29.45	0	12:18
N.23	JUNCTION	0.03	0.19	29.42	0	12:23
N.24	JUNCTION	0.05	0.21	29.41	0	12:23
N.25	JUNCTION	0.03	0.14	29.32	0	12:23
N.26	JUNCTION	0.00	0.01	29.66	0	12:18
V.2	OUTFALL	0.00	0.00	29.95	0	12:17
N.27	OUTFALL	0.00	0.00	29.14	0	00:00

Resumen de Aportes en Nudos

Nudo	Tipo	Aporte	Aporte	Instante	Volumen	Volumen
		Lateral	Total	de Aporte	Aporte	Aporte
		Máximo	Máximo	Máximo	Lateral	Total
		LPS	LPS	días hr:min	10 ⁶ ltr	10 ⁶ ltr
N.1	JUNCTION	88.30	88.30	0 12:15	0.642	0.642
N.2	JUNCTION	84.13	119.83	0 12:15	0.603	0.867
N.3	JUNCTION	16.02	102.09	0 12:15	0.111	0.731
N.4	JUNCTION	52.09	52.09	0 12:15	0.367	0.367
N.5	JUNCTION	45.43	96.56	0 12:15	0.318	0.694
N.6	JUNCTION	76.84	108.91	0 12:15	0.543	0.778
N.7	JUNCTION	0.00	20.02	0 12:16	0.000	0.140
N.8	JUNCTION	95.94	179.93	0 12:15	0.693	1.307
N.9	JUNCTION	10.99	196.23	0 12:15	0.076	1.431
N.10	JUNCTION	50.81	178.26	0 12:15	0.350	1.283
N.11	JUNCTION	32.86	432.43	0 12:17	0.229	3.397
N.12	JUNCTION	7.85	510.44	0 12:19	0.054	4.084
N.13	JUNCTION	61.43	236.26	0 12:15	0.419	1.698
N.14	JUNCTION	38.06	199.21	0 12:16	0.256	1.429
N.15	JUNCTION	8.02	341.95	0 12:20	0.055	2.435
N.16	JUNCTION	122.91	276.24	0 12:15	0.877	2.000

N.17	JUNCTION	8.03	197.73	0	12:17	0.055	1.409
N.18	JUNCTION	71.15	108.05	0	12:15	0.494	0.756
N.19	JUNCTION	6.70	95.66	0	12:16	0.043	0.635
N.20	JUNCTION	94.85	94.85	0	12:15	0.671	0.671
N.21	JUNCTION	63.46	120.73	0	12:15	0.449	0.857
N.22	JUNCTION	57.11	133.04	0	12:15	0.411	1.038
N.23	JUNCTION	15.06	478.47	0	12:21	0.104	3.573
N.24	JUNCTION	59.33	1029.36	0	12:23	0.424	8.072
N.25	JUNCTION	0.00	1040.99	0	12:23	0.000	8.162
N.26	JUNCTION	0.00	12.64	0	12:17	0.000	0.096
V.2	OUTFALL	0.00	7.32	0	12:17	0.000	0.044
N.27	OUTFALL	0.00	1041.00	0	12:24	0.000	8.160

Resumen de Sobrecarga en Nudos

No hay ningún nudo en carga.

Resumen de Inundación en Nudos

No hay inundación en ningún nudo.

Resumen de Vertidos

Frec.	Caudal	Caudal	Volumen	
	Vertido	Medio	Máximo	Total
Nudo de Vertido	% Porc.	LPS	LPS	10 ⁶ ltr
V.2	72.57	0.91	7.32	0.044
N.27	92.01	129.52	1041.00	8.160
Sistema	82.29	130.43	1047.40	8.204

Resumen de Caudal en Líneas

Línea	Tipo	Caudal	Instante	Veloc.	Caudal	Nivel	
		Máximo	Caudal Máx	Máxima	Máx/	Máx/	
		LPS	días hr:min	m/sec	Lleno	Lleno	
Cd.1	CANAL	35.85	0 12:15	0.32	0.01	0.06	
Cd.2	CANAL	34.74	0 12:15	0.22	0.01	0.08	
Cd.3	CANAL	51.55	0 12:15	0.23	0.02	0.09	
Cd.4	CANAL	51.33	0 12:15	0.38	0.01	0.06	
Cd.5	CANAL	32.27	0 12:16	0.21	0.01	0.07	
Cd.6	CANAL	20.02	0 12:16	0.20	0.01	0.05	
Cd.7	CANAL	84.28	0 12:15	0.49	0.01	0.10	

Cd.8	CANAL	122.38	0	12:16	0.42	0.03	0.16
Cd.9	CANAL	56.04	0	12:16	0.23	0.03	0.14
Cd.10	CANAL	177.01	0	12:17	0.40	0.04	0.24
Cd.11	CANAL	420.75	0	12:20	0.46	0.15	0.49
Cd.12	CANAL	72.53	0	12:16	0.31	0.03	0.13
Cd.13	CANAL	162.73	0	12:16	0.50	0.03	0.15
Cd.14	CANAL	151.19	0	12:14	0.24	0.05	0.31
Cd.15	CANAL	175.85	0	12:16	0.46	0.02	0.11
Cd.16	CANAL	98.83	0	12:16	0.34	0.02	0.19
Cd.17	CANAL	55.69	0	12:15	0.22	0.01	0.07
Cd.18	CANAL	51.42	0	12:15	0.24	0.01	0.09
Cd.19	CANAL	36.96	0	12:15	0.24	0.00	0.04
Cd.20	CANAL	57.36	0	12:15	0.17	0.00	0.10
Cd.21	CANAL	77.09	0	12:17	0.14	0.04	0.17
Cd.22	CANAL	130.34	0	12:18	0.16	0.06	0.41
Cd.23	CANAL	477.72	0	12:24	0.35	0.30	0.67
Cd.24	CANAL	1029.41	0	12:23	0.87	0.90	0.59
Cd.25	CANAL	12.57	0	12:18	0.03	0.00	0.24
Cd.26	CANAL	12.64	0	12:17	0.27	0.00	0.02
Cd.29	CANAL	87.92	0	12:15	0.11	0.01	0.36
Cd.30	CANAL	63.19	0	12:16	0.27	0.01	0.13
Cd.31	CANAL	194.10	0	12:17	0.41	0.07	0.27
Cd.32	CANAL	502.09	0	12:21	0.39	0.34	0.68
Cd.33	CANAL	40.75	0	12:28	0.13	0.02	0.27
Cd.34	CANAL	339.17	0	12:23	0.35	0.16	0.53

Cd.35	CANAL	37.96	0	12:17	0.14	0.08	0.14
Cd.36	CANAL	92.70	0	12:19	0.20	0.03	0.20
Cd.37	CANAL	187.05	0	12:23	0.22	0.07	0.35
Cd.39	CANAL	7.32	0	12:17	0.18	0.00	0.02
Cd.40	CANAL	99.62	0	12:17	0.55	0.02	0.10
Reg1	WEIR	1041.00	0	12:24			0.47

Resumen de Tipo de Flujo

Conducto	Longitud Ajustada	Fracción de Tiempo en Tipo de Flujo								Número Froude Medio	Variación Caudal
		/Real	Seco (Caudal 0)	Sub- Todo Ini.	Super Final	Crítico Crít.	Crítico Ini.	Crítico Final	Crítico Medio		
Cd.1	1.00	0.05	0.11	0.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.47	0.0000	
Cd.2	1.00	0.01	0.04	0.00	0.95	0.00	0.00	0.00	0.28	0.0000	
Cd.3	1.00	0.01	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.29	0.0000	
Cd.4	1.00	0.01	0.14	0.00	0.84	0.00	0.00	0.00	0.55	0.0000	
Cd.5	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.33	0.0000	
Cd.6	1.00	0.15	0.00	0.00	0.85	0.00	0.00	0.00	0.30	0.0000	
Cd.7	1.00	0.01	0.04	0.00	0.95	0.00	0.00	0.00	0.62	0.0000	
Cd.8	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.42	0.0000	
Cd.9	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.24	0.0000	
Cd.10	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.33	0.0000	
Cd.11	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.31	0.0001	

Cd.12	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.33	0.0000
Cd.13	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.58	0.0000
Cd.14	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.20	0.0000
Cd.15	1.00	0.01	0.09	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.54	0.0000
Cd.16	1.00	0.01	0.09	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.35	0.0000
Cd.17	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.33	0.0000
Cd.18	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.34	0.0000
Cd.19	1.00	0.01	0.04	0.00	0.95	0.00	0.00	0.00	0.44	0.0000
Cd.20	1.00	0.01	0.04	0.00	0.95	0.00	0.00	0.00	0.22	0.0000
Cd.21	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.15	0.0000
Cd.22	1.00	0.01	0.02	0.00	0.96	0.00	0.00	0.00	0.14	0.0000
Cd.23	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.13	0.0002
Cd.24	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.33	0.0006
Cd.25	1.00	0.01	0.11	0.00	0.88	0.00	0.00	0.00	0.05	0.0000
Cd.26	1.00	0.12	0.07	0.00	0.78	0.03	0.00	0.00	0.62	0.0000
Cd.29	1.00	0.01	0.14	0.00	0.85	0.00	0.00	0.00	0.08	0.0000
Cd.30	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.33	0.0000
Cd.31	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.32	0.0000
Cd.32	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.17	0.0002
Cd.33	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.13	0.0000
Cd.34	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.27	0.0001
Cd.35	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.09	0.0001
Cd.36	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.21	0.0000
Cd.37	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.23	0.0000
Cd.39	1.00	0.19	0.00	0.00	0.81	0.00	0.00	0.00	0.40	0.0000

Cd.40 1.00 0.01 0.00 0.00 0.96 0.03 0.00 0.00 0.67 0.0000

Resumen de Sobrecarga de Conductos

Ningún conducto ha entrado en carga.

Instante de inicio del análisis: MonJan 07 01:09:34 2013

Instante de finalización del análisis: MonJan 07 01:09:35 2013

Tiempo total transcurrido: 00:00:01

B.2 Informe de la simulación en SWMM para un Tr= 50 años

STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.0 vE (Build 5.0.018vE)

Traducido por el Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos

Universidad Politécnica de Valencia

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

Opciones de Análisis

Unidades de Caudal..... LPS

Modelos utilizados:

Lluvia/Escoorrentía..... SI

Deshielo de Nieve..... NO

Flujo Subterráneo..... NO

Cálculo Hidráulico..... SI

Permitir Estancamiento. SI

Calidad del Agua..... NO

Método de Infiltración..... GREEN_AMPT

Método de Cálculo Hidráulico.... DYNWAVE

Fecha de Comienzo..... AUG-24-2012 00:00:00

Fecha de Finalización..... AUG-25-2012 00:00:00

Días Previos sin Lluvia..... 0.0

Report Time Step..... 00:15:00

Intervalo para Tiempo de Lluvia. 00:05:00

Intervalo para Tiempo Seco 01:00:00

Intervalo de Cálculo Hidráulico. 30.00 s

Errores de Continuidad

*****	Volumen	Altura
Escorrentía Superficial	ha·mmm	
*****	-----	-----
Precipitación Total.....	1.492	196.660
Pérdidas Evaporación.....	0.000	0.000
Pérdidas Infiltración....	0.296	38.994
Escorrentía Superficial...	1.189	156.751
Almacen. Final en Sup. ...	0.007	0.983
% Error Continuidad.....	-0.035	
*****	Volumen	Volumen
Cálculo Hidráulico	ha·m	10 ³ m ³
*****	-----	-----
Aporte Tiempo Seco.....	0.000	0.000
Aporte Tiempo Lluvia.....	1.189	11.892
Aporte Ag. Subterranea...	0.000	0.000
Aportes dep. Lluvia.....	0.000	0.000
Aportes Externos.....	0.000	0.000
Descargas Externas.....	1.186	11.856

Descargas Internas.....	0.000	0.000
Perdidas Almacenamiento...	0.000	0.000
Vol. Almacenado Inicial...	0.000	0.001
Vol. Almacenado Final....	0.004	0.036
% Error Continuidad.....	-0.001	

Incremento de Tiempo de Elementos Críticos

Línea Cd.24 (20.93%)

Línea Cd.32 (2.01%)

Máximos Índices de Inestabilidad

Todas las líneas son estables.

Resumen de Intervalo de Cálculo Hidráulico

Intervalo de Cálculo Mínimo : 15.35 seg

Intervalo de Cálculo Medio : 28.05 seg

Intervalo de Cálculo Máximo : 30.00 seg

Porcentaje en Reg. Permanente : 0.00

Nº medio iteraciones por instante : 2.00

Resumen de Escorrentía en Subcuencas

Precip	Aporte	EvapInfil	Escor.	Escor.	Escor.	Coef.		
	Total	Total	Total	Total	Total	Punta	Escor.	
Subcuenca	mm	mmmmmmmm	10^6 ltr	LPS				
C.1	196.660	0.000	0.000	31.062	164.583	0.589	77.330	0.837
C.2	196.660	0.000	0.000	30.743	165.003	0.163	21.874	0.839
C.3	196.660	0.000	0.000	31.031	164.622	0.400	52.632	0.837
C.4	196.660	0.000	0.000	30.728	165.025	0.079	10.613	0.839
C.5	196.660	0.000	0.000	30.718	165.038	0.079	10.616	0.839
C.6	196.660	0.000	0.000	30.980	164.688	0.483	63.736	0.837
C.7	196.660	0.000	0.000	30.820	164.902	0.143	19.148	0.839
C.8	196.660	0.000	0.000	30.993	164.671	0.334	44.110	0.837
C.9	196.660	0.000	0.000	61.788	134.236	0.063	9.426	0.683
C.10	196.660	0.000	0.000	62.822	133.135	0.278	39.130	0.677
C.11	196.660	0.000	0.000	61.753	134.271	0.107	16.075	0.683
C.12	196.660	0.000	0.000	63.146	132.788	0.301	41.609	0.675
C.13	196.660	0.000	0.000	30.718	165.038	0.079	10.616	0.839
C.14	196.660	0.000	0.000	31.050	164.598	0.393	51.681	0.837
C.15	196.660	0.000	0.000	30.717	165.039	0.132	17.694	0.839
C.16	196.660	0.000	0.000	31.070	164.568	0.408	53.517	0.837
C.17	196.660	0.000	0.000	30.907	164.785	0.292	38.726	0.838

C.18	196.660	0.000	0.000	30.668	165.101	0.043	5.759	0.840
C.19	196.660	0.000	0.000	30.898	164.802	0.526	69.858	0.838
C.20	196.660	0.000	0.000	30.737	165.015	0.084	11.272	0.839
C.21	196.660	0.000	0.000	30.711	165.047	0.149	19.910	0.839
C.22	196.660	0.000	0.000	30.759	164.982	0.243	32.457	0.839
C.23	196.660	0.000	0.000	30.732	165.021	0.079	10.611	0.839
C.24	196.660	0.000	0.000	30.842	164.873	0.259	34.507	0.838
C.25	196.660	0.000	0.000	109.074	87.316	0.051	9.285	0.444
C.26	196.660	0.000	0.000	110.922	85.444	0.169	27.469	0.434
C.27	196.660	0.000	0.000	109.098	87.292	0.053	9.746	0.444
C.28	196.660	0.000	0.000	111.243	85.121	0.190	30.248	0.433
C.29	196.660	0.000	0.000	31.055	164.592	0.439	57.711	0.837
C.30	196.660	0.000	0.000	30.734	165.018	0.074	9.947	0.839
C.31	196.660	0.000	0.000	31.044	164.606	0.787	103.419	0.837
C.32	196.660	0.000	0.000	30.731	165.022	0.076	10.169	0.839
C.33	196.660	0.000	0.000	31.005	164.656	0.608	80.102	0.837
C.34	196.660	0.000	0.000	30.722	165.033	0.078	10.394	0.839
C.35	196.660	0.000	0.000	30.942	164.738	0.338	44.732	0.838
C.36	196.660	0.000	0.000	30.800	164.928	0.127	16.966	0.839
C.37	196.660	0.000	0.000	30.935	164.746	0.313	41.479	0.838
C.38	196.660	0.000	0.000	30.715	165.041	0.069	9.290	0.839
C.39	196.660	0.000	0.000	30.904	164.788	0.275	36.544	0.838
C.40	196.660	0.000	0.000	30.742	165.004	0.109	14.583	0.839
C.41	196.660	0.000	0.000	30.751	164.992	0.109	14.577	0.839
C.42	196.660	0.000	0.000	30.973	164.697	0.338	44.620	0.837

C.43	196.660	0.000	0.000	30.720	165.036	0.084	11.279	0.839
C.44	196.660	0.000	0.000	31.006	164.655	0.380	50.140	0.837
C.45	196.660	0.000	0.000	30.718	165.038	0.071	9.510	0.839
C.46	196.660	0.000	0.000	31.195	164.406	0.528	68.452	0.836
C.47	196.660	0.000	0.000	30.733	165.020	0.206	27.632	0.839
C.48	196.660	0.000	0.000	31.254	164.326	0.713	91.987	0.836

Sistema	196.660	0.000	0.000	38.994	156.751	11.893	1593.190	0.797
---------	---------	-------	-------	--------	---------	--------	----------	-------

Resumen de Nivel en Nudos

Nudo	Tipo	Nivel	Nivel	Altura	Instante	días hr:min
		Medio	Máximo	Máxima	Nivel Máx.	
		Metros	Metros	Metros		
N.1	JUNCTION	0.00	0.02	31.30	0	12:15
N.2	JUNCTION	0.00	0.02	31.10	0	12:15
N.3	JUNCTION	0.01	0.04	30.65	0	12:16
N.4	JUNCTION	0.01	0.03	30.85	0	12:15
N.5	JUNCTION	0.00	0.02	30.23	0	12:15
N.6	JUNCTION	0.01	0.03	30.11	0	12:15
N.7	JUNCTION	0.00	0.01	30.01	0	12:16
N.8	JUNCTION	0.01	0.05	30.06	0	12:15

N.9	JUNCTION	0.01	0.07	29.53	0	12:16
N.10	JUNCTION	0.01	0.05	30.03	0	12:16
N.11	JUNCTION	0.03	0.14	29.47	0	12:20
N.12	JUNCTION	0.05	0.23	29.46	0	12:21
N.13	JUNCTION	0.01	0.04	30.12	0	12:16
N.14	JUNCTION	0.01	0.09	29.47	0	12:20
N.15	JUNCTION	0.03	0.16	29.46	0	12:21
N.16	JUNCTION	0.01	0.04	30.37	0	12:15
N.17	JUNCTION	0.02	0.12	29.47	0	12:21
N.18	JUNCTION	0.00	0.02	30.59	0	12:15
N.19	JUNCTION	0.01	0.06	29.47	0	12:22
N.20	JUNCTION	0.00	0.01	30.80	0	12:15
N.21	JUNCTION	0.01	0.06	29.47	0	12:24
N.22	JUNCTION	0.01	0.07	29.46	0	12:24
N.23	JUNCTION	0.05	0.23	29.46	0	12:22
N.24	JUNCTION	0.06	0.25	29.45	0	12:21
N.25	JUNCTION	0.04	0.17	29.35	0	12:22
N.26	JUNCTION	0.00	0.01	29.66	0	12:17
V.2	OUTFALL	0.00	0.01	29.96	0	12:16
N.27	OUTFALL	0.00	0.00	29.14	0	00:00

Resumen de Aportes en Nudos

Nudo	Tipo	Aporte Lateral	Aporte Total	Instante de Aporte	Volumen Aporte Lateral	Volumen Aporte Total
		Máximo LPS	Máximo LPS	Máximo días hr:min	10 ⁶ ltr	10 ⁶ ltr
N.1	JUNCTION	119.52	119.52	0 12:14	0.920	0.919
N.2	JUNCTION	113.51	162.09	0 12:14	0.863	1.242
N.3	JUNCTION	21.22	137.67	0 12:15	0.158	1.046
N.4	JUNCTION	69.82	69.82	0 12:14	0.526	0.526
N.5	JUNCTION	60.61	130.30	0 12:14	0.455	0.994
N.6	JUNCTION	103.12	146.73	0 12:14	0.778	1.114
N.7	JUNCTION	0.00	29.14	0 12:15	0.000	0.204
N.8	JUNCTION	129.77	243.85	0 12:14	0.992	1.871
N.9	JUNCTION	14.57	266.43	0 12:15	0.109	2.050
N.10	JUNCTION	74.77	252.31	0 12:15	0.527	1.877
N.11	JUNCTION	43.78	589.94	0 12:16	0.328	4.860
N.12	JUNCTION	10.39	698.70	0 12:18	0.078	5.842
N.13	JUNCTION	90.61	332.32	0 12:15	0.631	2.474
N.14	JUNCTION	52.33	280.22	0 12:15	0.372	2.083
N.15	JUNCTION	10.61	464.85	0 12:18	0.079	3.577
N.16	JUNCTION	168.56	379.93	0 12:15	1.266	2.881

N.17	JUNCTION	10.61	245.06	0	12:15	0.079	2.023
N.18	JUNCTION	99.23	148.93	0	12:14	0.720	1.096
N.19	JUNCTION	9.42	128.68	0	12:11	0.063	0.908
N.20	JUNCTION	127.30	127.30	0	12:14	0.961	0.961
N.21	JUNCTION	85.08	162.20	0	12:14	0.643	1.226
N.22	JUNCTION	77.27	184.78	0	12:18	0.589	1.496
N.23	JUNCTION	19.91	656.07	0	12:23	0.149	5.218
N.24	JUNCTION	80.05	1415.12	0	12:21	0.608	11.660
N.25	JUNCTION	0.00	1432.38	0	12:22	0.000	11.791
N.26	JUNCTION	0.00	18.20	0	12:16	0.000	0.137
V.2	OUTFALL	0.00	10.88	0	12:16	0.000	0.067
N.27	OUTFALL	0.00	1432.39	0	12:22	0.000	11.789

Resumen de Sobrecarga en Nudos

No hay ningún nudo en carga.

Resumen de Inundación en Nudos

No hay inundación en ningún nudo.

Resumen de Vertidos

Frec.	Caudal	Caudal	Volumen	
	Vertido	Medio	Máximo	Total
Nudo de Vertido	% Porc.	LPS	LPS	10 ⁶ ltr

V.2	71.79	1.52	10.88	0.067
N.27	89.06	208.30	1432.39	11.789

Sistema	80.43	209.83	1442.14	11.856
---------	-------	--------	---------	--------

Resumen de Caudal en Líneas

Línea	Tipo	Caudal	Instante	Veloc.	Caudal	Nivel	
		Máximo	Caudal Máx	Máxima	Máx/	Máx/	
		LPS	días hr:min	m/sec	Lleno	Lleno	

Cd.1	CANAL	48.73	0 12:15	0.36	0.01	0.07	
Cd.2	CANAL	47.14	0 12:15	0.24	0.01	0.10	
Cd.3	CANAL	69.46	0 12:15	0.26	0.02	0.11	
Cd.4	CANAL	69.88	0 12:15	0.43	0.01	0.07	
Cd.5	CANAL	43.76	0 12:15	0.24	0.01	0.08	
Cd.6	CANAL	29.14	0 12:15	0.24	0.01	0.06	
Cd.7	CANAL	114.34	0 12:15	0.56	0.01	0.11	
Cd.8	CANAL	166.45	0 12:15	0.47	0.05	0.20	

Cd.9	CANAL	76.22	0	12:15	0.25	0.05	0.16
Cd.10	CANAL	251.04	0	12:16	0.43	0.06	0.32
Cd.11	CANAL	576.73	0	12:19	0.49	0.21	0.61
Cd.12	CANAL	102.11	0	12:16	0.35	0.04	0.16
Cd.13	CANAL	229.17	0	12:16	0.50	0.04	0.22
Cd.14	CANAL	229.69	0	12:17	0.25	0.08	0.43
Cd.15	CANAL	242.43	0	12:15	0.52	0.03	0.13
Cd.16	CANAL	136.16	0	12:15	0.33	0.03	0.25
Cd.17	CANAL	77.06	0	12:15	0.25	0.01	0.09
Cd.18	CANAL	71.14	0	12:15	0.26	0.01	0.13
Cd.19	CANAL	49.74	0	12:15	0.26	0.01	0.05
Cd.20	CANAL	77.19	0	12:15	0.19	0.01	0.12
Cd.21	CANAL	113.51	0	12:19	0.16	0.06	0.22
Cd.22	CANAL	184.51	0	12:27	0.19	0.09	0.49
Cd.23	CANAL	659.29	0	12:25	0.42	0.42	0.79
Cd.24	CANAL	1415.35	0	12:22	1.01	1.23	0.70
Cd.25	CANAL	18.14	0	12:17	0.03	0.00	0.30
Cd.26	CANAL	18.20	0	12:16	0.31	0.00	0.03
Cd.29	CANAL	116.91	0	12:15	0.13	0.02	0.43
Cd.30	CANAL	85.68	0	12:15	0.31	0.01	0.15
Cd.31	CANAL	264.57	0	12:16	0.43	0.10	0.35
Cd.32	CANAL	691.61	0	12:20	0.45	0.47	0.80
Cd.33	CANAL	55.91	0	12:39	0.13	0.03	0.38
Cd.34	CANAL	463.09	0	12:21	0.40	0.21	0.65
Cd.35	CANAL	50.19	0	12:11	0.15	0.10	0.21

Cd.36	CANAL	108.76	0	12:08	0.20	0.04	0.30
Cd.37	CANAL	236.98	0	12:28	0.22	0.09	0.47
Cd.39	CANAL	10.88	0	12:16	0.21	0.00	0.03
Cd.40	CANAL	135.67	0	12:16	0.62	0.03	0.12
Reg1	WEIR	1432.39	0	12:22			0.57

Resumen de Tipo de Flujo

Conducto	Longitud - Fracción de Tiempo en Tipo de Flujo - Número Variac								Media Caudal
	Ajustada /Real	Seco (Caudal 0) Todo	Sub- Ini.	Super Final	Crítico Crít.	Crítico Ini.	Froude Final	Medio	

Cd.1	1.00	0.14	0.02	0.00	0.83	0.00	0.00	0.00	0.48	0.0000
Cd.2	1.00	0.02	0.12	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	0.28	0.0000
Cd.3	1.00	0.02	0.02	0.00	0.95	0.00	0.00	0.00	0.30	0.0000
Cd.4	1.00	0.01	0.15	0.00	0.83	0.00	0.00	0.00	0.57	0.0000
Cd.5	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.34	0.0000
Cd.6	1.00	0.17	0.00	0.00	0.83	0.00	0.00	0.00	0.31	0.0000
Cd.7	1.00	0.12	0.02	0.00	0.86	0.00	0.00	0.00	0.60	0.0000
Cd.8	1.00	0.01	0.11	0.00	0.88	0.00	0.00	0.00	0.39	0.0000
Cd.9	1.00	0.01	0.11	0.00	0.88	0.00	0.00	0.00	0.23	0.0000
Cd.10	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.30	0.0000
Cd.11	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.32	0.0001
Cd.12	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.35	0.0000

Cd.13	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.60	0.0000
Cd.14	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.19	0.0001
Cd.15	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.58	0.0000
Cd.16	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.37	0.0000
Cd.17	1.00	0.01	0.10	0.00	0.88	0.00	0.00	0.00	0.30	0.0000
Cd.18	1.00	0.01	0.10	0.00	0.88	0.00	0.00	0.00	0.32	0.0000
Cd.19	1.00	0.12	0.06	0.00	0.82	0.00	0.00	0.00	0.41	0.0000
Cd.20	1.00	0.01	0.17	0.00	0.82	0.00	0.00	0.00	0.18	0.0000
Cd.21	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.15	0.0000
Cd.22	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.16	0.0001
Cd.23	1.00	0.02	0.00	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.15	0.0003
Cd.24	1.00	0.01	0.01	0.00	0.98	0.00	0.00	0.00	0.34	0.0008
Cd.25	1.00	0.01	0.12	0.00	0.87	0.00	0.00	0.00	0.04	0.0000
Cd.26	1.00	0.13	0.06	0.00	0.74	0.07	0.00	0.00	0.64	0.0000
Cd.29	1.00	0.01	0.15	0.00	0.83	0.00	0.00	0.00	0.08	0.0000
Cd.30	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.31	0.0000
Cd.31	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.32	0.0001
Cd.32	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.17	0.0003
Cd.33	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.12	0.0000
Cd.34	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.26	0.0001
Cd.35	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.10	0.0001
Cd.36	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.20	0.0000
Cd.37	1.00	0.01	0.00	0.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.23	0.0001
Cd.39	1.00	0.19	0.00	0.00	0.81	0.00	0.00	0.00	0.42	0.0000
Cd.40	1.00	0.01	0.01	0.00	0.92	0.05	0.00	0.00	0.65	0.0000

Resumen de Sobrecarga de Conductos

Conduit	Horas		Horas		
	----- Horas Lleno -----		Q > Q unif. Capacidad		
	Ambos Ext	Ext.Ini.	Ext.Fin.	Tubo Lleno	Limitada
Cd.24	0.01	0.01	0.01	0.59	0.01

Instante de inicio del análisis: SatJan 12 12:56:02 2013

Instante de finalización del análisis: SatJan 12 12:56:03 2013

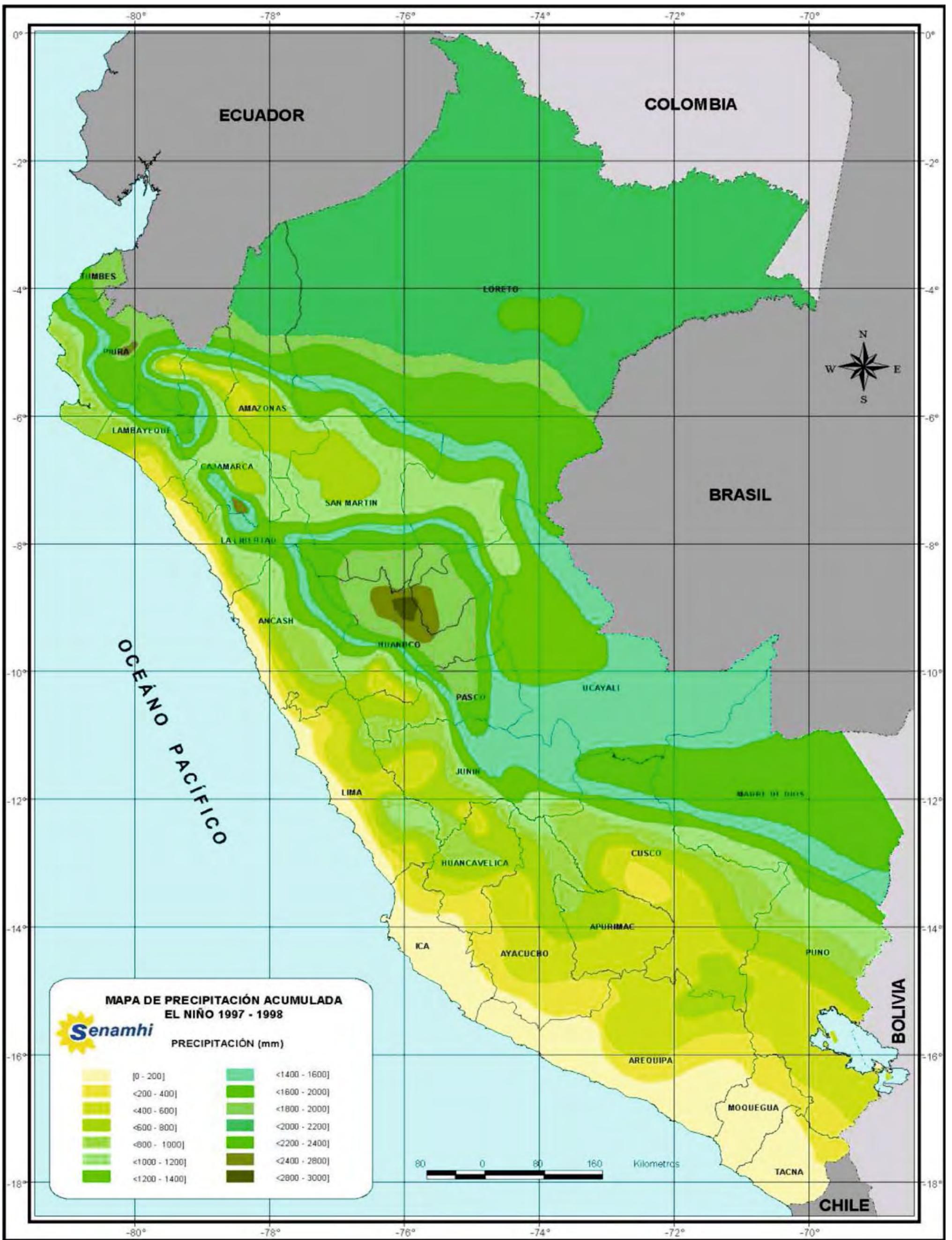
Tiempo total transcurrido: 00:00:01

C. Planos**Plano N° 1 Caudales – Diseño con Método Racional**

Plano N° 2 Caudales – Análisis en SWMM (Tr=25 años)

Plano N° 3 Caudales – Análisis en SWMM (Tr=50 años)

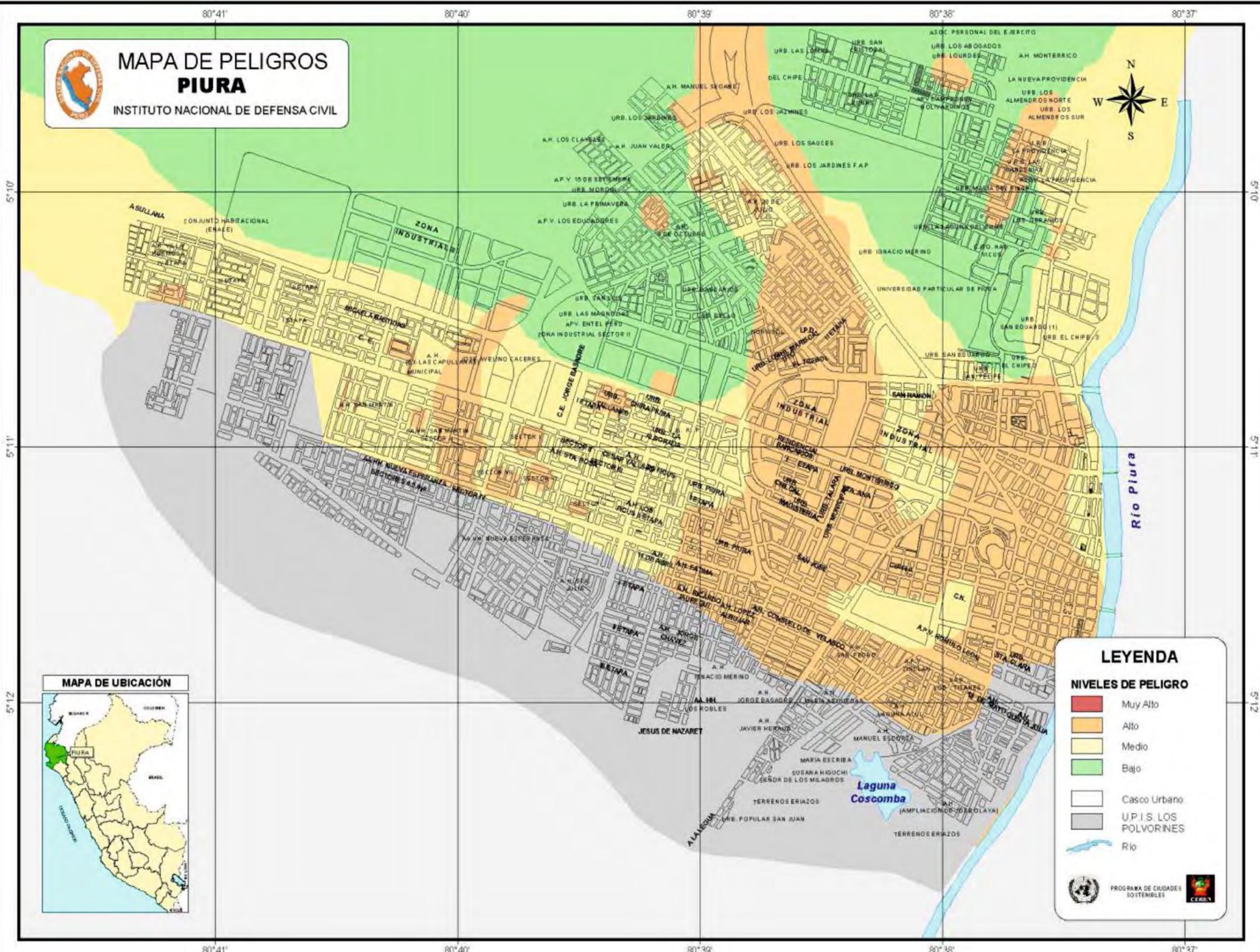
D. Fotos**Foto 1. Descarga. (Dren Angamos)****Foto 2. Ubicación de zanja de infiltración (no existente).**





MAPA DE PELIGROS PIURA

INSTITUTO NACIONAL DE DEFENSA CIVIL

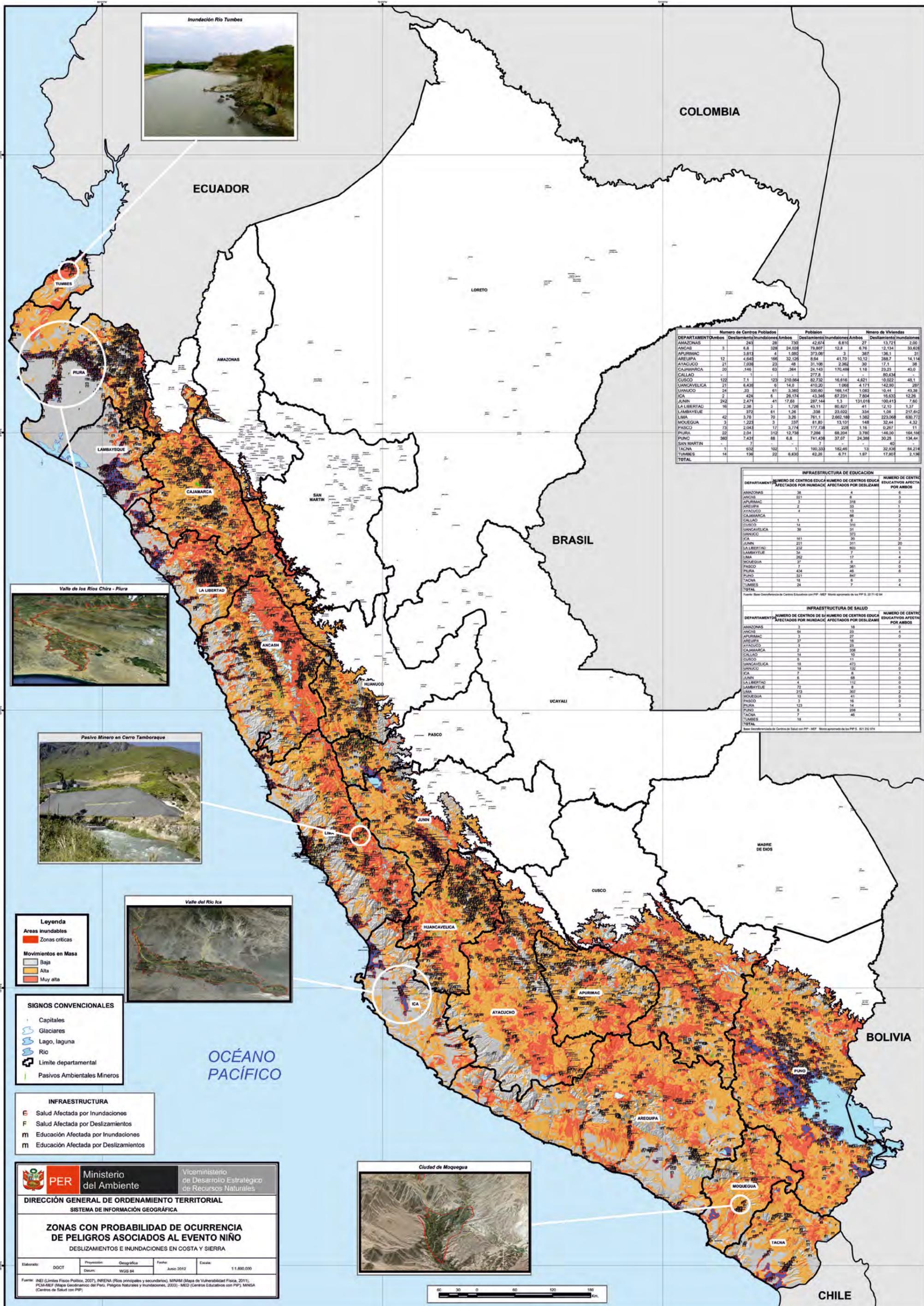


LEYENDA

NIVELES DE PELIGRO

- Muy Alto
- Alto
- Medio
- Bajo
- Casco Urbano
- U.P.I.S. LOS POLVORINES
- Río

PROGRAMA DE CIUDADES SOSTENIBLES



DEPARTAMENTO	Número de Centros Poblados		Población		Número de Viviendas	
	Desplazamiento	Inundaciones	Desplazamiento	Inundaciones	Desplazamiento	Inundaciones
AMAZONAS	243	28	730	42,674	6,810	27
ANCASH	3	6,8	328	24,028	78,807	12,8
APURIMAC	3,813	4	1,893	373,061	3	387
AREQUIPA	4,643	166	32,126	8,84	41,70	10,12
AYACUCHO	21	7,038	23	48	31,108	2,362
CAJAMARCA	20	146	83	384	24,143	170,488
CALLAO	-	-	-	-	277,8	-
CUSCO	122	7,1	123	210,864	82,732	16,818
HUANCAVELICA	21	6,438	6	14,0	410,20	1,068
HUANUCO	24	32	81	3,365	330,80	188,147
ICA	7	428	6	28,174	43,248	67,231
JUNIN	242	2,471	41	17,69	287,144	1,3
LA LIBERTAD	16	2,38	3	1,728	43,11	80,827
LAMBAYEQUE	372	81	1,28	238	23,022	334
LIMA	42	3,78	70	3,28	781,1	2,862,188
MOQUEGUA	3	1,223	3	337	81,80	13,101
PASCO	73	2,043	17	3,774	177,758	228
PIURA	22	2,04	312	12,788	7,286	88,204
PUNO	380	7,431	88	6,8	741,438	37,07
TACNA	-	7	-	-	-	-
TUMBES	14	138	22	8,632	62,28	8,71
TOTAL						

DEPARTAMENTO	INFRAESTRUCTURA DE EDUCACION		NUMERO DE CENTRO EDUCATIVOS AFECTA POR AMBOS
	NUMERO DE CENTROS EDUCACIONALES AFECTADOS POR INUNDACION	NUMERO DE CENTROS EDUCACIONALES AFECTADOS POR DESLIZAMIENTO	
AMAZONAS	38	4	6
ANCASH	211	4	3
APURIMAC	3	318	0
AREQUIPA	2	33	1
AYACUCHO	4	13	0
CAJAMARCA	1	66	2
CALLAO	1	6	0
CUSCO	14	316	2
HUANCAVELICA	38	373	0
HUANUCO	1	373	3
ICA	141	30	2
JUNIN	211	311	20
LA LIBERTAD	222	603	0
LAMBAYEQUE	34	7	1
LIMA	282	17	3
MOQUEGUA	37	6	2
PASCO	7	361	0
PIURA	424	46	6
PUNO	321	847	0
TACNA	18	7	0
TUMBES	24	6	4
TOTAL			

DEPARTAMENTO	INFRAESTRUCTURA DE SALUD		NUMERO DE CENTRO EDUCATIVOS AFECTA POR AMBOS
	NUMERO DE CENTROS DE SALUD AFECTADOS POR INUNDACION	NUMERO DE CENTROS DE SALUD AFECTADOS POR DESLIZAMIENTO	
AMAZONAS	3	18	0
ANCASH	211	23	4
APURIMAC	3	27	0
AREQUIPA	2	16	1
AYACUCHO	3	23	0
CAJAMARCA	37	338	6
CALLAO	0	11	0
CUSCO	14	19	0
HUANCAVELICA	18	473	2
HUANUCO	18	138	1
ICA	7	8	1
JUNIN	4	68	0
LA LIBERTAD	4	112	0
LAMBAYEQUE	72	8	0
LIMA	313	307	2
MOQUEGUA	13	41	0
PASCO	3	16	0
PIURA	173	14	3
PUNO	208	208	0
TACNA	7	46	0
TUMBES	18	7	1
TOTAL			

- Leyenda**
- Areas inundables
 - Zonas críticas
 - Movimientos en Masa
 - Baja
 - Alta
 - Muy alta

- SIGNOS CONVENCIONALES**
- Capitales
 - Glaciares
 - Lago, laguna
 - Rio
 - Limite departamental
 - Pasivos Ambientales Mineros

- INFRAESTRUCTURA**
- E Salud Afectada por Inundaciones
 - F Salud Afectada por Deslizamientos
 - m Educación Afectada por Inundaciones
 - M Educación Afectada por Deslizamientos

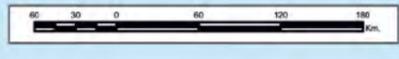
Ministerio del Ambiente
 Viceministerio de Desarrollo Estratégico de Recursos Naturales

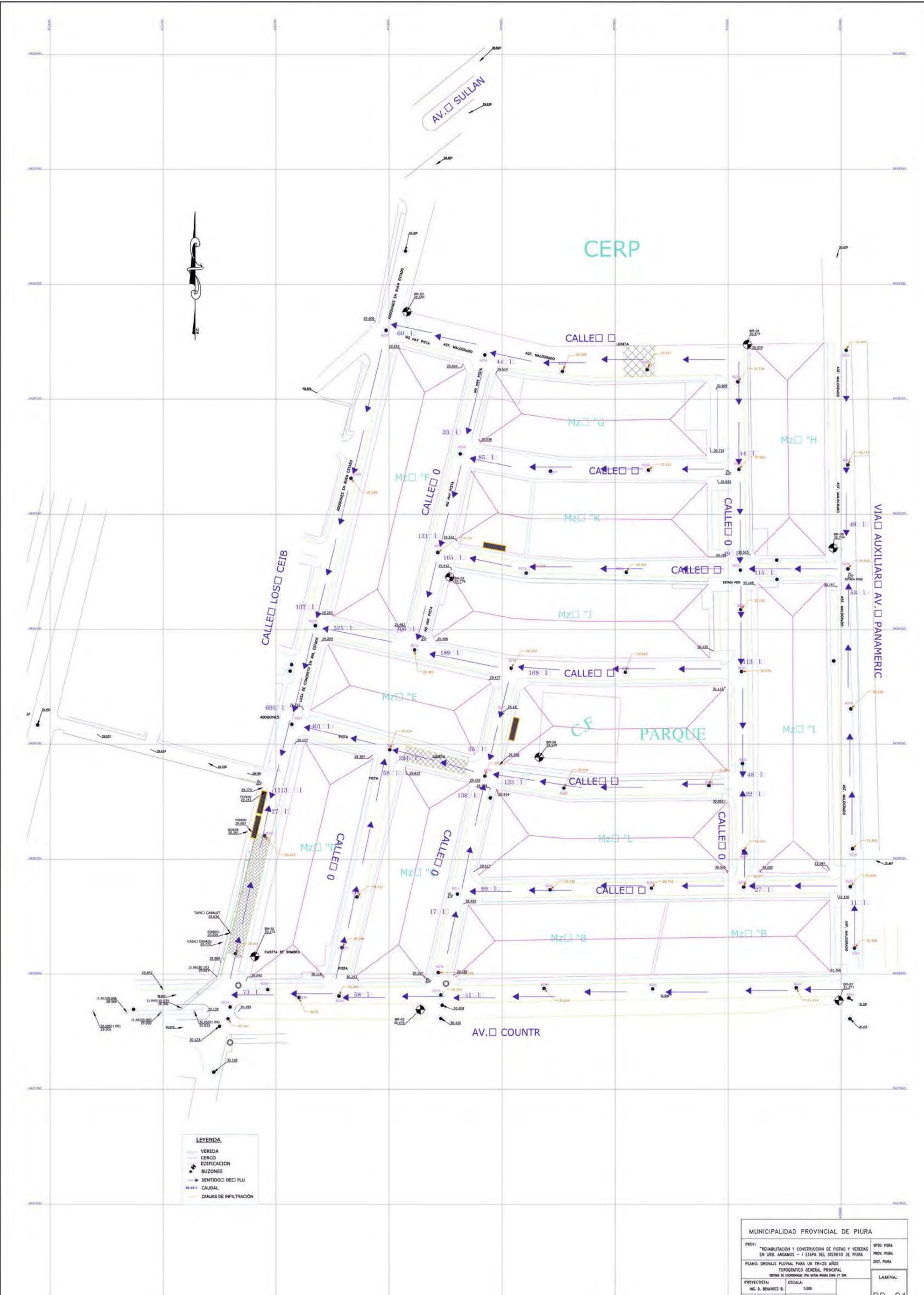
DIRECCIÓN GENERAL DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL
 SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA

ZONAS CON PROBABILIDAD DE OCURRENCIA DE PELIGROS ASOCIADOS AL EVENTO NIÑO
 DESLIZAMIENTOS E INUNDACIONES EN COSTA Y SIERRA

Elaborado:	DDCT	Proyección:	Geográfica	Fecha:	Junio 2012	Escala:	1:1.800.000
------------	------	-------------	------------	--------	------------	---------	-------------

Fuente: INE (Límites Fisico Político, 2007), INRENA (Ríos principales y secundarios), MINAM (Mapa de Vulnerabilidad Física, 2011), PCM-ANEP (Mapa Geoclimático del Perú, Peligros Naturales e Inundaciones, 2003) - MIED (Centros Educativos con PIP), MINSA (Centros de Salud con PIP)





LEYENDA

- VEREDA
- CERCO
- EDIFICACION
- BUZONES
- SENTIDO DE FLU
- CAUDAL
- ZANJAS DE INFILTRACION

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PIURA		
PROY: "REHABILITACION Y CONSTRUCCION DE PISTAS Y VEREDAS EN URB. ANGAMOS - I ETAPA DEL DISTRITO DE PIURA"	OPTO: PIURA	PROV: PIURA
PLANO: DRENAJE PLUVIAL PARA UN TR=25 AÑOS TOPOGRAFICO GENERAL PRINCIPAL	DIST: PIURA	
SISTEMA DE COORDENADAS UTM DATUM PUEBLO DORA 17 SUR		
PROYECTISTA: ING. D. BENAVIDES B.	ESCALA: 1:500	LAMINA: PD-01
FECHA: JUNIO 2010	TOPOGRAFIA: ING. JUAN ARANA	



AV. SULLAN

CERP

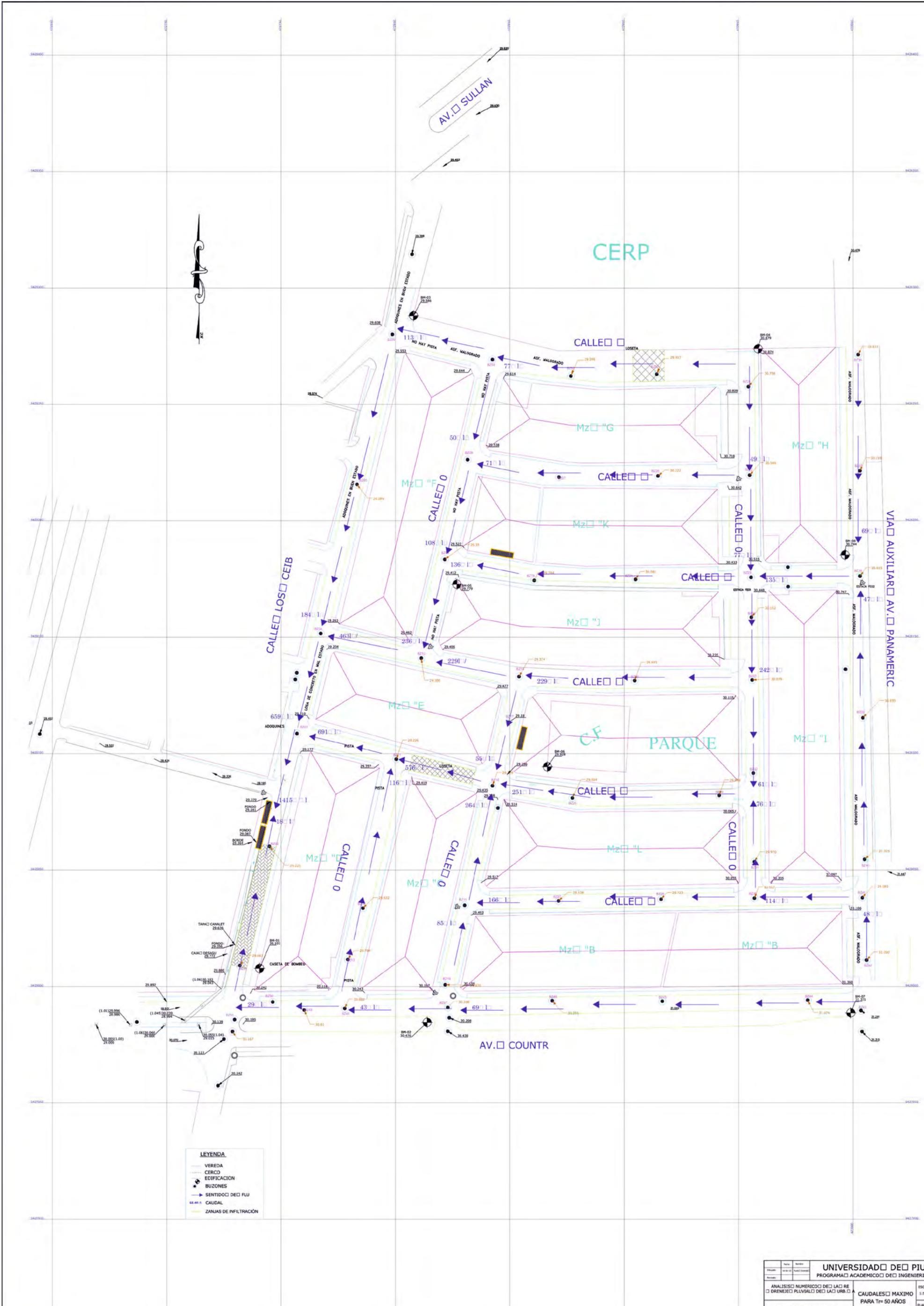
CALLE LOS CEIB

VIA AUXILIAR AV. PANAMERIC

AV. COUNTR

- LEYENDA**
- VEREDA
 - CERCO
 - EDIFICACION
 - BUZONES
 - SENTIDO DE FLU
 - CAUDAL
 - ZANIAS DE INFILTRACION

UNIVERSIDAD DE PIU	
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA	
ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL DE LA URB. A	CAUDALES MÁXIMO PARA T= 25 AÑOS
RUDY R. GRANDA A	ESCALA: 1:500 PLANO N° 02



LEYENDA

- VEREDA
- CERCO
- EDIFICACION
- BUZONES
- SENTIDO DE FLU
- 68.46 l/s CAUDAL
- ZANJAS DE INFILTRACION

UNIVERSIDAD DE PIU		ESCALA: 1:500
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA		PLANO N°: 03
ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL DE LA URB.	CAUDALES MÁXIMO PARA Tr= 50 AÑOS	
RUDY R. GRANDA A		