

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**MODELAMIENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA EL
ANÁLISIS DE INUNDACIONES EN LA CIUDAD DE PIURA
UTILIZANDO HEC-HMS Y HEC-RAS**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

Autor: **Rodrigo Eduardo Orellana Cabello**

Asesor: Eusebio Mercedes Ingol Blanco, PhD.

Lima, enero del 2021

RESUMEN

Las inundaciones son uno de los fenómenos naturales más catastróficos a las que el hombre ha tenido que enfrentarse. Desde tiempos atrás, las ciudades se establecieron en áreas cercanas a los márgenes de ríos con el fin de abastecerse de agua para consumo propio y para el desarrollo de sus actividades agrícolas o ganaderas. Sin embargo, el hecho de situarse cerca de un río, también los expone a enfrentar posibles desbordes y frecuentes inundaciones.

Piura es una de las regiones norteñas que sufre constantemente los efectos del Fenómeno El Niño (FEN) que, por lo general, se manifiesta con lluvias torrenciales y desborde de ríos que en conjunto generan inundaciones afectando seriamente a la población. El río Piura, el cual en la mayor parte del año presenta caudales insignificantes, aumenta su caudal considerablemente ante la presencia de este fenómeno llegando a sobrepasar el flujo normal promedio y produciendo inundaciones en áreas aledañas donde se localiza la ciudad, como las ocurridas en 1925, 1983, 1998 y 2017.

El presente estudio intenta determinar los hidrogramas de diseño y las áreas de inundación en la ciudad para diferentes períodos de retorno partiendo desde la recolección de información pluviométrica de las estaciones, completación de datos faltantes, el análisis estadístico para precipitaciones de 24 horas, el modelamiento hidrológico de precipitación-escorrentía utilizando el software HEC-HMS para obtener los hidrogramas y los caudales máximos instantáneos, el modelamiento hidráulico en el software HEC-RAS para la simulación de inundación, la delimitación de las áreas inundables y, finalmente, se proponen medidas para reducir el efecto de desborde del río.

Dentro de esta perspectiva, el trabajo se divide en cinco capítulos: El primer capítulo define el problema de investigación y los objetivos, el segundo capítulo aborda el marco teórico, en el tercero se presentan las características de la cuenca del río Piura, el cuarto capítulo describe la metodología llevada a cabo para alcanzar los objetivos propuestos y en el quinto capítulo se discuten los resultados.



*A mi hermana Adriana y a mis padres, Yonne y Ditto,
por su incansable paciencia, apoyo y comprensión
a lo largo del desarrollo de esta investigación*



AGRADECIMIENTOS

A mi asesor el Dr. Eusebio Ingol por brindarme inmensa motivación, valiosos conocimientos y oportunidades que trajo consigo el desarrollo de esta investigación.

A los profesionales del ANA, SENAMHI, PECHP y CRHCHP, quienes me proporcionaron información y sugerencias importantes para desarrollar esta tesis.

CONTENIDO

1. CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	2
1.3 JUSTIFICACIÓN	6
1.4 OBJETIVOS	7
1.4.1 <i>Objetivo general</i>	7
1.4.2 <i>Objetivos específicos</i>	7
1.5 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	7
2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	8
2.1 HIDROLOGÍA.....	8
2.2 EL CICLO HIDROLÓGICO.....	8
2.3 CUENCA HIDROGRÁFICA.....	9
2.4 PRECIPITACIÓN	9
2.5 TORMENTA	10
2.6 HIETOGRAMA DE PRECIPITACIÓN	10
2.7 LA ESTADÍSTICA EN EL ANÁLISIS HIDROLÓGICO	10
2.7.1 <i>Período de retorno</i>	11
2.8 FUNCIONES DE DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD	11
2.8.1 <i>Distribución de frecuencia Gumbel</i>	11
2.8.2 <i>Distribución Normal</i>	11
2.8.3 <i>Distribución Log Normal</i>	12
2.8.4 <i>Distribución Gamma de tres parámetros o Pearson Tipo III</i>	12
2.8.5 <i>Distribución Log Pearson Tipo III</i>	12
2.9 PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE	13
2.10 PRECIPITACIÓN PROMEDIO SOBRE UN ÁREA	13
2.10.1 <i>Método de las isoyetas</i>	13
2.11 CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA	14
2.12 TORMENTA DE DISEÑO	14
2.13 INFILTRACIÓN	15
2.14 MÉTODO DEL SERVICIO DE CONSERVACIÓN DE SUELOS	15
2.14.1 <i>Número de curva</i>	16
2.15 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	18
2.16 HIETOGRAMA DE CAUDAL.....	18
2.17 FENÓMENO EL NIÑO	18
2.18 INUNDACIONES	19
2.18.1 <i>Tipos de inundaciones</i>	19
2.18.2 <i>Inundaciones en el mundo</i>	21
2.18.3 <i>Inundaciones en el Perú</i>	21
2.19 ESTUDIOS RELACIONADOS AL RIESGO EN INUNDACIONES.....	21
2.20 PROCESOS DE MODELAMIENTO	23
2.20.1 <i>Modelamiento Hidrológico</i>	23
2.20.1.1 <i>Modelamiento hidrológico de cuencas con HEC-HMS</i>	23
2.20.2 <i>Modelamiento Hidráulico</i>	25
2.20.2.1 <i>Modelamiento hidráulico de ríos con HEC-RAS</i>	25
2.21 APLICACIÓN DE LA TECNOLOGÍA SIG EN EL MODELAMIENTO.....	27
3. CAPÍTULO III: CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO	28
3.1 ÁREA DE ESTUDIO.....	28
3.2 CUENCA DEL RÍO PIURA	28
3.2.1 <i>Ubicación política y geográfica</i>	28

3.2.2 Hidrografía.....	29
3.2.3 Climatología.....	30
3.2.4 Precipitación por zonas.....	30
3.3 PARÁMETROS MORFOMÉTRICOS.....	31
3.4 CAUDALES MÁXIMOS.....	32
4. CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA.....	34
4.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.....	36
4.1.1 Información Hidrometeorológica.....	36
4.1.2 Modelo Digital de Elevación para delimitar la cuenca.....	40
4.1.3 Información de suelos, cobertura vegetal y mapa temático de curva número (CN).....	40
4.1.4 Información topográfica.....	41
4.1.5 Información recopilada en la visita de campo.....	41
4.2 ANÁLISIS DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS 24 HORAS.....	42
4.2.1 Completación de datos con PISCO.....	43
4.2.2 Prueba de datos dudosos.....	43
4.2.3 Ajuste de series de precipitación a distintas funciones de probabilidad.....	46
4.2.4 Prueba de bondad de ajuste.....	46
4.2.5 Cálculo de precipitaciones máximas en 24 horas para distintos períodos de retorno.....	47
4.2.6 Diseño de tormentas mediante relaciones Intensidad-Duración-Frecuencia.....	47
4.3 PROCESAMIENTO GEOESPACIAL CON HEC-GEOHMS.....	48
4.3.1 Descripción del proceso.....	48
4.3.2 Procesamiento del terreno, flujo y corrientes.....	49
4.3.3 Configuración del proyecto.....	49
4.3.4 Procesamiento de la cuenca.....	50
4.3.5 Extracción de características de la cuenca.....	50
4.3.6 Parámetros HMS.....	51
4.3.7 Desarrollo de entradas para HMS.....	51
4.4 MODELAMIENTO HIDROLÓGICO HEC-GEOHMS.....	51
4.4.1 Descripción del Proyecto HMS.....	51
4.4.2 Configuración del Proyecto HMS.....	52
4.4.3 Parámetros HMS.....	53
4.4.4 Ingreso de datos a HEC-HMS.....	55
4.4.5 Calibración del modelo.....	55
4.5 PROCESAMIENTO GEOESPACIAL CON HEC-GEORAS.....	56
4.5.1 Descripción del proceso.....	56
4.5.2 Procesamiento de la geometría (RAS Geometry).....	56
4.5.3 Desarrollo de entradas para HEC-RAS.....	57
4.6 MODELAMIENTO HIDRÁULICO HEC-RAS.....	57
4.6.1 Descripción del tramo en estudio.....	57
4.6.2 Descripción del modelo.....	60
4.6.3 Configuración geométrica.....	60
4.6.3.1 Información topográfica.....	60
4.6.3.2 Seccionamiento hidráulico.....	61
4.6.3.3 Coeficientes de rugosidad de Manning.....	62
4.6.3.4 Coeficientes de contracción y expansión.....	63
4.6.3.5 Configuración de puentes.....	63
4.6.4 Condiciones iniciales.....	64
4.6.5 Condiciones de borde.....	64
4.6.6 Calibración del modelo.....	65
4.6.7 Simulación de escenarios.....	65
5. CAPÍTULO V: RESULTADOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	66

5.1 PRECIPITACIÓN MÁXIMA DE 24 HORAS COMPLETADA CON INFORMACIÓN PISCO	66
5.2 TORMENTAS DE DISEÑO PARA DISTINTOS TIEMPOS DE RETORNO	69
5.3 GENERACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS	70
5.4 ANÁLISIS DE ÁREAS DE INUNDACIÓN Y ZONAS DE RIESGO:	76
5.5 PROPUESTA DE ALTERNATIVAS PARA REDUCIR EL RIESGO A INUNDACIONES	87
CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	92
6.1 CONCLUSIONES	92
6.2 RECOMENDACIONES	95
BIBLIOGRAFÍA	97



LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Ciclo hidrológico del agua	8
Figura 2.2 Esquema simplificado de una cuenca hidrográfica	9
Figura 2.3 Histograma o hietograma de precipitación máxima anual.....	10
Figura 2.4 Mapa de isoyetas de la cuenca Chicama.....	14
Figura 2.5 Distribución de las tormentas del SCS para 24 horas	15
Figura 2.6 Variables en el método de abstracción de precipitación del SCS.....	16
Figura 2.7 Variación de la temperatura del mar durante El Niño Costero	19
Figura 2.8 Elementos del modelo de cuenca en HEC-HMS: Subbasin, Reach y Junctions.....	24
Figura 2.9 Representación de los términos en la Ecuación de Energía.....	26
Figura 2.10 Vista 3D de secciones transversales en HEC-RAS.....	27
Figura 2.11 Interfaz de HEC-GeoHMS y HEC-GeoRAS en ArcGIS	27
Figura 3.1 Mapa de ubicación política de la cuenca del río Piura	28
Figura 3.2 Hidrografía de la cuenca del río Piura	29
Figura 3.3 Caudales máximos instantáneos en la estación Sánchez Cerro	33
Figura 4.1 Diagrama de flujo de la metodología aplicada	35
Figura 4.2 Distribución espacial de estaciones hidrométricas y pluviométricas consideradas.....	39
Figura 4.3 MDE para delimitar la cuenca	40
Figura 4.4 Vista panorámica del tramo urbano inundado el 27 de marzo de 2017	42
Figura 4.5 Ajuste estadístico de precipitaciones observadas a distintas distribuciones de probabilidad en la estación Santo Domingo.....	46
Figura 4.6 Estación Sánchez Cerro como punto de control del proyecto HMS	49
Figura 4.7 Delimitación de subcuencas	50
Figura 4.8 Especificaciones de control HMS	52
Figura 4.9 Esquema del modelo de cuenca e interfaz en HEC-HMS	52
Figura 4.10 Proceso de calibración del modelo hidrológico	55
Figura 4.11 River centerline, banks, flow paths y cross sections	57
Figura 4.12 Infraestructura presente a lo largo del tramo modelado	58
Figura 4.13 Topografía en formato TIN.....	60
Figura 4.14 Seccionamiento hidráulico del tramo en estudio	61
Figura 4.15 Configuración del puente Avelino Cáceres	63
Figura 4.16 Configuración del puente Sánchez Cerro	64
Figura 5.1 Mapa de isoyetas para TR de 100 años.....	68
Figura 5.2 Hidrograma observado vs simulado del 27 de marzo de 2017.....	71
Figura 5.3 Hidrogramas de avenida para TR = 100 años.....	74
Figura 5.4 Nivel de agua alcanzado en los puentes Cáceres y Sánchez Cerro en el evento histórico	76
Figura 5.5 Perfil longitudinal de superficie de agua del río Piura alcanzado en la simulación del día 27 de marzo de 2017.....	77
Figura 5.6 (A) Profundidad del flujo en m y (B) velocidad de flujo en m/s simulado para el evento del 27 de marzo de 2017.....	78
Figura 5.7 Perfil longitudinal de cota de agua para distintos escenarios.....	81
Figura 5.8 Mapa de inundación para el escenario 3	82
Figura 5.9 Mapa de velocidades para el escenario 3	83
Figura 5.10 Vista transversal de la altura de diques ante una avenida con TR de 100 años.....	88
Figura 5.11 Efecto de los embalses en los hidrogramas de avenidas	89
Figura 5.12 Confluencia de las subcuencas W880 Y W770	90

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Clasificación hidrológica de los suelos	17
Tabla 2.2 Contenidos y usos de los mapas de riesgo y amenaza por inundación.....	22
Tabla 3.1 Ubicación geográfica de la cuenca del río Piura	29
Tabla 3.2 Parámetros morfométricos de la cuenca.....	32
Tabla 4.1 Estaciones pluviométricas empleadas para el análisis de precipitaciones	36
Tabla 4.2 Precipitación máxima diaria anual observada (mm) en estaciones de la cuenca del río Piura ..	37
Tabla 4.3 Precipitación diaria (mm) para la calibración y validación del modelo hidrológico.	38
Tabla 4.4 Estaciones hidrométricas para la calibración del modelo hidrológico.....	38
Tabla 4.5 Precipitación máxima diaria estación Santo Domingo	44
Tabla 4.6 Parámetros estadísticos para prueba de datos dudosos	45
Tabla 4.7 Umbral máximo y mínimo de precipitaciones en la estación Santo Domingo.....	45
Tabla 4.8 Prueba de bondad de ajuste estación Santo Domingo	46
Tabla 4.9 Número de Curva antes de la calibración	53
Tabla 4.10 Tiempos de concentración para las subcuencas (tc) para distintos métodos.....	54
Tabla 4.11 Parámetros de Muskingum antes de la calibración.....	54
Tabla 4.12 Precipitaciones diarias (mm) en subcuencas para calibración	56
Tabla 4.13 Protección ribereña en el tramo modelado	59
Tabla 4.14 Coeficientes de Manning en el tramo de estudio	62
Tabla 5.1 Series de precipitación máxima de 24 horas (mm) para el periodo 1981-2016	66
Tabla 5.2 Precipitación máxima de 24hrs para diferentes periodos de retorno (mm)	67
Tabla 5.3 Comparación de la precipitación estimada con las distribuciones Gumbel y Pearson III	68
Tabla 5.4 Precipitación de 24 horas (mm) en el centroide de las subcuencas.....	69
Tabla 5.5 Tormenta de diseño para TR=100 años	69
Tabla 5.6 Comparación entre caudales observados y simulados en la calibración	71
Tabla 5.7 Número de curva calibrado	72
Tabla 5.8 Parámetros de Muskingum calibrados	73
Tabla 5.9 Resultados de la validación del modelo hidrológico	73
Tabla 5.10 Caudales máximos instantáneos simulados para diferentes TR en la estación Sánchez Cerro	75
Tabla 5.11 Tirantes y velocidad de flujo en distintos sitios urbanos para el 27 de marzo de 2017	79
Tabla 5.12 Tirantes y velocidades de flujo para diferentes escenarios.....	84
Tabla 5.13 Estimación de la peligrosidad de la inundación para diferentes escenarios.....	86

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación (1) Función de distribución de probabilidad Gumbel	11
Ecuación (2) Función de distribución de probabilidad Normal.....	11
Ecuación (3) Función de densidad de probabilidad Log Normal	12
Ecuación (4) Función de densidad de probabilidad Pearson Tipo III.....	12
Ecuación (5) Función de densidad de probabilidad Log Pearson Tipo III	13
Ecuación (6) Prueba de Kolmogórov-Smirnov.....	13
Ecuación (7) Intensidad de precipitación.....	14
Ecuación (8) Ecuación para las abstracciones de la SCS	16
Ecuación (9) Precipitación efectiva de la SCS.....	16
Ecuación (10) Relación entre la abstracción inicial I_a y la retención potencial S	16
Ecuación (11) Relación entre la precipitación efectiva y la retención potencial	17
Ecuación (12) Retención potencial en función del número de curva	17
Ecuación (13) Ecuación de la energía	25
Ecuación (14) Ecuación de continuidad	26
Ecuación (15) Ecuación de momento	26
Ecuación (16) Coeficiente de compacidad	31
Ecuación (17) Factor de forma	31
Ecuación (18) Rectángulo equivalente con el área.....	32
Ecuación (19) Rectángulo equivalente con el perímetro	32
Ecuación (20) Umbral de datos dudosos altos	44
Ecuación (21) Precipitación máxima aceptada	44
Ecuación (22) Umbral máximo de datos dudosos bajos	44
Ecuación (23) Precipitación mínima aceptada	44
Ecuación (24) Ecuación de Dick Peschke.....	47
Ecuación (25) Relación intensidad-duración-frecuencia.....	48

CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1 Introducción

En la actualidad la ciudad de Piura está sometida a eventuales episodios de inundación que se originan debido a la ocurrencia de precipitaciones extremas a lo largo de toda la cuenca del río Piura. Estas inundaciones no solo afectan directamente a la población urbana, sino también a las comunidades y agricultores que se sitúan aguas arriba y aguas abajo de la ciudad, generando daño a la integridad de las personas, así como grandes pérdidas económicas en rehabilitación y reconstrucción de infraestructura.

Luego de suscitarse el Fenómeno El Niño Costero en el 2017, ha quedado demostrada una vez más la alta vulnerabilidad frente a inundaciones en la que se encuentra la cuenca del río Piura, sobre todo en su parte Media y Baja, evidenciándose principalmente que los diques y las obras para el control de inundaciones fueron enormemente superados por los caudales registrados.

El propósito del presente estudio es desarrollar un modelamiento hidrológico de la cuenca del río Piura y un modelamiento hidráulico en el tramo urbano de la ciudad de Piura que permitan, en función de los hidrogramas de avenida para diferentes periodos de retorno, determinar las áreas susceptibles a inundación que se generarían de no tomar las medidas de control necesarias. De igual manera, busca servir como sustento técnico que ayude en la toma de decisiones que se plantean con el fin de minimizar los riesgos de este fenómeno.

Por un lado, la investigación se ha basado en la recopilación y procesamiento de datos pluviométricos e hidrométricos proporcionados por parte del SENAMHI, el SNIRH, el PECHP y el CRHCHP. Por otro lado, se vio conveniente realizar una inspección in situ para complementar los resultados, así como para recabar mayor información a través de entrevistas con algunos profesionales de las entidades arriba mencionadas.

Bajo esta perspectiva, el trabajo se compone de los **aspectos generales**, donde se definen los objetivos y metodología; del **marco teórico**, donde se recopila información bibliográfica y se definen conceptos claves; de las **características de la zona de estudio**, donde se recaba información acerca de la cuenca del río Piura; de la **metodología** detallada que se llevó a cabo; de los **resultados y discusión de resultados**; y las **conclusiones** finales del estudio.

1.2 El Problema de Investigación

Desde tiempos atrás, las ciudades se establecieron en áreas cercanas a los ríos con el fin de contar con una fuente de abastecimiento de agua para consumo propio y para el desarrollo de sus actividades agrícolas o ganaderas. Sin embargo, el hecho de situarse cerca de las márgenes de los ríos los expone a riesgos altos de inundaciones en épocas de avenidas, fundamentalmente.

Las inundaciones son consideradas como uno de los desastres más destructivos y devastadores a los que el hombre tiene que enfrentarse. Sucede que más de un tercio de todos los desastres naturales ocurridos desde 1960 a 1999 se atribuyeron a las inundaciones, causando un tercio de las pérdidas económicas y más de la mitad de las fatalidades a nivel global (Government of Germany, 2002). Específicamente, en la última década del siglo XX, las inundaciones han provocado la muerte de cerca de 100,000 personas y han afectado a más de 1,400 millones personas (Jonkman, 2005). La gravedad de este fenómeno natural se ve influenciada por la presencia del fenómeno climático océano-atmosférico ENSO¹. El análisis precedente indica que, a escala mundial, las inundaciones son significativamente más duraderas en presencia del Niño y la Niña en comparación a años neutrales. Asimismo, a escala de cuencas fluviales individuales, existe relación entre El Niño con la duración y frecuencia de las inundaciones, con correlaciones más fuertes para la duración que para la frecuencia (Ward et al, 2016).

En 2017, el Perú se vio gravemente afectado por el Fenómeno El Niño Costero², desencadenado por temperaturas oceánicas inusualmente altas a lo largo de la costa norte. El fenómeno produjo fuerte lluvias, causando desbordamientos de ríos e inundaciones en las áreas circundantes principalmente en el norte del Perú, siendo Piura la región más afectada. Las pérdidas económicas superaron los 3.1 mil millones USD (León y Kraul, 2017), mientras que el número de personas damnificadas y afectadas sobrepasó los 1.7 millones a nivel nacional (INDECI, 2017).

Debido a la estacionalidad de las lluvias en el Perú, las temporadas se definen en épocas de avenida y épocas de estiaje. Las inundaciones ocurren tanto en la costa, sierra y selva, siendo la mayoría de estas originadas durante las épocas de avenida. Los registros indican que se produjeron cerca de 5 mil emergencias por inundación para el periodo 2003-2018, lo que supone un promedio de 300 inundaciones al año en todo el territorio (INDECI, 2019); que, si bien representan una estadística considerable, los efectos más devastadores por lluvias e inundaciones ocurren en presencia del Fenómeno El Niño (FEN³); tal como sucedió en 1925, 1983, 1998 y 2017 en donde la región norte fue la más afectada (Takahashi y Martínez, 2017).

¹ ENSO: El Niño South Oscillation o El Niño-Oscilación Sur. Puede producir un FEN Global.

² Tiene diferente origen al de un FEN Global.

³ FEN: Fenómeno original descrito a fines del siglo XIX como el evento climático anómalo de meses de duración con altas temperaturas del mar y lluvias intensas en la costa norte del Perú (Takahashi, 2017).

Las investigaciones históricas recopiladas indican que en los últimos cinco siglos han ocurrido 120 Fenómenos El Niño asociados a ENSO (Quinn et al, 1987). Por otro lado, Rocha (2017) señala que los fenómenos caracterizados por la magnitud intrínseca de los cambios del clima, expresado en duración de semanas y lluvias que superen ampliamente el promedio histórico, se constituyen como Meganiños. Se han registrado 11 eventos de esta magnitud en los últimos cinco siglos, entre los cuales el primero del que se tiene registros se dio en 1578, y el último⁴ en 1998, evento caracterizado por la OMM⁵ como el fenómeno meteorológico más violento vivido hasta el momento. Esta situación confirma que la aparición de los FEN es estocástica y no hay un ciclo o periodicidad definida por lo que se debe estar prevenido ante su retorno.

El río Piura es irregular con régimen intermitente; no obstante, los desbordes han estado siempre presentes. A lo largo de su evolución, el sistema fluvial sufrió significantes cambios, tanto por influencia natural como por actividad antropogénica, de los cuales el más importante viene a ser el cambio del lugar de desembocadura. En el pasado el río transitaba de manera anastomósica por la llanura baja del Valle; es decir, las aguas transitaban a través de varios cauces con dirección al oeste que luego convergían en la ciudad de Sechura y finalmente desembocaba en el mar (Czech Geological Survey, 2010). Sin embargo, durante las inundaciones del siglo XIX, el tramo bajo se movía hacia la parte central del desierto. Hasta antes de 1891 el río era devuelto de manera artificial a su lecho originario (Huertas, 1999) pero a causa de las grandes y variables crecidas del río en ese año y, posiblemente, de otros factores como las avenidas y ausencia de descargas en años anteriores, el lecho principal cambió de recorrido de manera definitiva con dirección hacia el sureste desembocando en el lago San Ramón⁶ (Rocha, 2014). Con el fin de asegurar las áreas de riego del Valle del Bajo Piura es que se construyeron diques de tamaño mediano que fueron encauzando poco a poco al río. Aunque fue recién en la segunda etapa del Proyecto Especial Chira Piura (1981-1989) que se ejecutaron los actuales diques de encauzamiento, así como la construcción de la presa derivadora Los Ejidos (Alvarado y Ettmer, 2008).

A causa del FEN de 1983 se registraron 2273 mm de lluvia acumulada en la ciudad de Piura en la estación Miraflores, un valor que sobrepasó enormemente la media anual que hasta ese entonces se tenía registrado. Asimismo, se produjo el desborde y erosión de las márgenes del río en el tramo urbano de la ciudad que aún no contaba con protección ribereña sino con diques provisionales de materiales sueltos, así como la destrucción del aliviadero fijo de la presa Los Ejidos que se encontraba casi concluida. Posteriormente, se realizaron varios estudios hidrológicos que concluyeron en que el caudal máximo instantáneo registrado de 3,200 m³/s fue de tal magnitud imposible de repetirse, por lo que se adoptó este valor para la reconstrucción y

⁴ Rocha estudió el periodo de 1532 a 2016, por lo que no precisa al FEN del 2017 como Meganiño.

⁵ OMM: Organización Meteorológica Mundial

⁶ En los últimos 130 años el lecho original fue únicamente ocupado durante el FEN de 1983, producto de la rotura de un tramo del dique derecho (Czech Geological Survey, 2010)

rehabilitación de la presa. Además, con un cauce hidráulicamente formado, se inició la ejecución del sistema de defensa contra inundaciones en el tramo que el río cruza el área urbana, mediante el revestimiento de los taludes con concreto (Velasco, 2002).

En comparación al FEN de 1983, en el FEN de 1998 se registraron 1849 mm de lluvia acumulada que inundó grandes extensiones de la ciudad sin condiciones de drenaje natural e insuficiente capacidad de los drenes existentes. Los caudales registrados presentaron un crecimiento paulatino desde 1,485 m³/s a inicios de enero hasta un pico máximo de 4,424 m³/s a mediados de marzo, los cuales no llegaron a desbordar el cauce debido al sistema de defensas contra inundaciones previamente construido para soportar un caudal de 4,000 m³/s (ANA, 2014), además de que este crecimiento permitió aumentar la capacidad hidráulica del cauce a través del proceso de erosión del fondo; no obstante, los puentes Bolognesi y Viejo sufrieron daños en sus bases y fallaron por socavación. El Valle del bajo Piura, a diferencia de la ciudad, se inundó tanto por desbordes, así como por las intensas lluvias que cayeron.

Este último evento y la necesidad de buscar soluciones ante las inundaciones recurrentes en la cuenca condujeron a desarrollar estudios para analizar la situación del río Piura. De esta manera, en el 2000, la UDEP y la UNP realizaron el “Estudio Para el Tratamiento Integral del Río Piura”, donde se estableció que el cauce en el tramo urbano tiene una capacidad máxima⁷ de 3,000 m³/s. Asimismo, concluye en que el río Piura no cuenta con un sistema de control de avenidas en la cuenca alta que permitan regular los caudales que llegan a la ciudad. Por otro lado, el PECHP⁸ designó al consorcio Class-Salzgitter la elaboración del “Estudio Definitivo para la Reconstrucción y Rehabilitación de Defensas Contra Inundaciones en el Bajo Piura” que fue presentado en el 2001. Este estudio estimó que el caudal correspondiente a un periodo de retorno de 100 años sería de 3,750 m³/s (inferior al máximo registrado en 1998). Además, planteó mejorar la capacidad hidráulica del Bajo Piura, a través de la sobre elevación de los diques existentes, aunque advirtió que en el futuro se requerirá sobre elevar continuamente los diques, dado que la sedimentación afecta directamente este tramo del río (Azurín, 2010).

El Bajo Piura volvió a registrar desbordes e inundaciones a pesar de no presentarse exclusivamente un FEN, tal como sucedió en 2001 cuando un caudal de 2,144 m³/s inundó la parte baja del distrito de Cura Mori; y en 2002, cuando un caudal de 3,642 m³/s se desbordó en el mismo distrito e inundó parte de la carretera Panamericana dejando aislada a la ciudad de Piura (Azurín, 2010). La solución que se adoptó en ese entonces para mejorar las condiciones hidráulicas del Bajo Piura consistió en ejecutar el diseño del sistema de diques propuesto en el estudio de Class-Salzgitter, así como la construcción (a fines del 2006) del canal guía para la

⁷ Velasco (2002) determinó y estableció que, ante condiciones de erosión paulatina y máxima, el río presenta una capacidad máxima de transportar hasta 4,050 m³/s en el tramo urbano.

⁸ Proyecto Especial Chira-Piura

rectificación del cauce principal correspondiente al tramo desde el final del encauzamiento con diques hasta el ingreso a la Laguna Ramón (Alvarado y Ettmer, 2008). No obstante, el encauzamiento y la acumulación de sedimentos ha generado el atarquinamiento de la laguna Ramón donde su superficie se redujo de 35 a 4 km² entre 1973 y 2007 (Czech Geological Survey, 2010).

A mediados del 2015 se anticipó la ocurrencia de un FEN Global de magnitud mayor al presentado en 1998; por lo que, dentro del conjunto de medidas de prevención, se realizó la descolmatación de sedimentos en el tramo bajo del río Piura. Sin embargo, este fenómeno no llegó a presentarse de la forma esperada, a diferencia del que ocurriría el año siguiente y para el que no se tenían pronósticos. Fue recién a fines de enero del 2017 que las lluvias comenzaron y para fines de marzo el río ya tenía un caudal muy alto. Los desbordes provocaron la inundación de las ciudades de Piura y Castilla, así como de diversos pueblos del Bajo Piura.

Si bien es cierto que, con el fin de prevenir y anticipar avenidas, se había implementado un Sistema de Alerta Temprana (SAT) para la cuenca del río Piura desde 2002, su articulación con el Sistema Regional de Defensa Civil es muy débil (Azurín, 2010). De hecho, no tuvo el funcionamiento esperado durante el FEN Costero del 2017 debido a que las avenidas fueron subestimadas con un gran margen de error en la hora de llegada, además de que el protocolo de funcionamiento establecido del SAT no se cumplió (El Tiempo, 2017). Sin embargo, más allá del factor meteorológico como es la presencia del FEN, existen otros factores y causas directas que condicionaron a que el río se desborde en el tramo urbano.

Por una parte, el periodo de diseño de los diques y las obras de control de inundaciones fue superado por el caudal de 3,468 m³/s registrado el día 27 de marzo. El nivel del agua sobrepasó la corona de los muros de encauzamiento en el tramo urbano; mientras que, en el Bajo Piura, donde los diques están diseñados para avenidas de hasta 1,700 m³/s, el nivel de agua sobrepasó el nivel de los diques o estos fallaron por socavación de las riberas. Por otra parte, la acumulación de sedimentos en la cuenca baja y la falta de mantenimiento del lecho han hecho que el cauce reduzca su capacidad hidráulica y disminuya su pendiente. Por ende, este hecho originó que el tránsito del flujo sea más lento y se presenten condiciones para mayor sedimentación.

Dentro de esta perspectiva, es preciso plantear las siguientes preguntas: ¿El cauce del río Piura en el tramo urbano, con la infraestructura y obras de defensa contra inundaciones ya construidas, soportará avenidas futuras como la sucedida en el FEN Costero 2017? ¿Cuál es la avenida máxima probable para un periodo de retorno de 100 años? ¿Cuáles son las áreas, velocidades y calados de las zonas urbanas sometidas a inundación ante avenidas máximas probables? En ese sentido, este estudio intenta estimar las avenidas máximas probables del río Piura y determinar las áreas urbanas sometidas a inundación, a través del modelamiento hidrológico e hidráulico.

1.3 Justificación

El problema fundamental que se presenta en la cuenca del río Piura está constituido por las precipitaciones extremas y los desbordes del río, muchas veces vinculados al Fenómeno El Niño y que constituye la catástrofe natural más importante de la región (Azurín, 2010).

Si bien tradicionalmente se decía que las inundaciones en la costa norte eran producidas por el FEN, lo cierto es que las fuertes tormentas con altas tasas de precipitación se producen en condiciones meteorológicas establecidas por incrementos en la temperatura superficial del mar. Los registros históricos pluviométricos de la cuenca del río Piura confirman que esta se encuentra expuesta a eventos extremos de precipitación, independientemente de si se presentan en un año FEN. De esta manera, el río Piura, que recorre varios kilómetros desde la sierra, incrementa considerablemente su caudal y se generan desbordamientos al llegar a la cuenca baja, donde se ubica la ciudad de Piura además de otros distritos con grandes poblaciones.

Durante los procesos de inundación, que evidentemente representan una fuerte amenaza a la integridad de las personas, no solo se ha visto seriamente afectada la infraestructura de servicio, sino también se han perdido cultivos y tierras agrícolas que en conjunto representan millonarias pérdidas (ANA, 2014). Estos efectos se comprobaron durante las inundaciones del FEN Costero 2017, que a pesar de los extensos preparativos que se hicieron ante la llegada del FEN 2015-16 y que solamente llegó a presentar una intensidad de débil a moderada, se produjeron daños comparables a los eventos de 1982-83 y 1997-98, eventos que son considerados como los FEN más destructivos en la historia del Perú (French y Mechler, 2017). Asimismo, estas últimas inundaciones dejaron a hogares y comunidades en situación de mayor pobreza y vulnerabilidad, y se advierte que otro desastre sería devastador (Venkateswaran et al, 2017).

Aunque la causa principal de las inundaciones en Piura es de carácter meteorológico, también se presentan otros factores y causas directas que incrementan la vulnerabilidad ante este fenómeno. El deterioro de la infraestructura para el control de caudales, el deficiente mantenimiento del lecho, la colmatación de sedimentos y la ocupación descontrolada de sus márgenes por la expansión urbana y áreas de cultivos son algunos de los motivos que aumentaron la vulnerabilidad del territorio piurano en las recientes inundaciones del 2017 (Grupo Propuesta Ciudadana, 2019).

Frente a esta situación, la preocupación en la población surge año tras año y a pesar de que las experiencias anteriores han demostrado los efectos devastadores del río, no se cuenta con un plan que incluya soluciones determinantes frente al control de avenidas extraordinarias en la cuenca del río Piura.

En atención a la problemática expuesta, este estudio pretende modelar la cuenca aun considerando la data de las de los años extraordinarios, para estimar los hidrogramas y caudales pico, como es

el caso del caudal para un periodo de retorno de 100 años; los cuales deben ser considerados al momento de diseñar las futuras obras para el control de inundaciones. De igual manera, se realiza el modelamiento hidráulico del tramo urbano para determinar las áreas susceptibles a inundación para diferentes períodos de retorno. Los resultados en conjunto, intentan aportar el sustento técnico base que podría ayudar a mejorar en la toma de decisiones para controlar y reducir los riesgos de las inundaciones en Piura.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Desarrollar el modelamiento hidrológico e hidráulico en la cuenca del río Piura para el análisis de inundaciones en zonas urbanas y proponer medidas para reducir los daños.

1.4.2 Objetivos específicos

- Desarrollar el análisis de precipitaciones máximas de 24 horas, examinando los datos recolectados en las estaciones y los provenientes de la data PISCO. Esta parte incluye, el análisis de frecuencias y la evaluación de los hietogramas de diseño.
- Desarrollar el modelamiento geo espacial de la cuenca utilizando HEC-GeoHMS y el modelamiento hidrológico en HEC-HMS.
- Evaluar los hidrogramas y caudales máximos estimados a través del modelamiento hidrológico.
- Evaluar la hidrodinámica del flujo del tramo urbano utilizando como herramienta de modelamiento hidráulico HEC-GeoRAS y HEC-RAS.
- Elaborar y analizar mapas de inundación en la ciudad de Piura a través del modelamiento hidráulico.
- Proponer medidas estructurales para el tramo de la zona urbana con el fin de evaluar la reducción del impacto.

1.5 Metodología de la investigación

El estudio parte desde la recolección de información pluviométrica de las estaciones pertenecientes a la cuenca e hidrométrica de las estaciones Sánchez Cerro, Ñácara y Tambogrande. Continúa con el proceso de completación de datos pluviométricos faltantes, el análisis estadístico para las lluvias de 24 horas, el modelamiento hidrológico de precipitación-escorrentía con el software HEC-HMS, el modelamiento hidráulico con el software HEC-RAS para la simulación de inundaciones, la delimitación de las áreas inundables y, finalmente, se proponen medidas para reducir los efectos de los desbordes del río.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Hidrología

Es la ciencia natural que estudia el agua y sus manifestaciones en la atmósfera, tanto sobre y bajo la superficie terrestre. También estudia sus propiedades físicas y químicas, y su interrelación con el medio ambiente.

2.2 El ciclo hidrológico

El ciclo hidrológico, en términos generales, viene a ser el foco de estudio de la hidrología. La mayor parte del agua superficial y oceánica retornan a la atmósfera a través de la evaporación, para luego condensarse y precipitar sobre la superficie terrestre o los océanos. El agua superficial puede ser interceptada por la vegetación, convertirse en flujo superficial, infiltrarse para formar parte del agua subterránea, circular como flujo subsuperficial o descargar en los ríos como escorrentía superficial. El agua infiltrada puede alcanzar suficiente profundidad para recargar el agua subterránea que al final emerge en manantiales o se desliza hacia los ríos para formar parte de la escorrentía superficial. Todos los procesos dentro del ciclo se desarrollan de manera continua sin presentar principio ni fin (Chow et al, 1994). La Figura 2.1 ilustra los procesos y el contexto en el que se desarrolla el ciclo del agua:

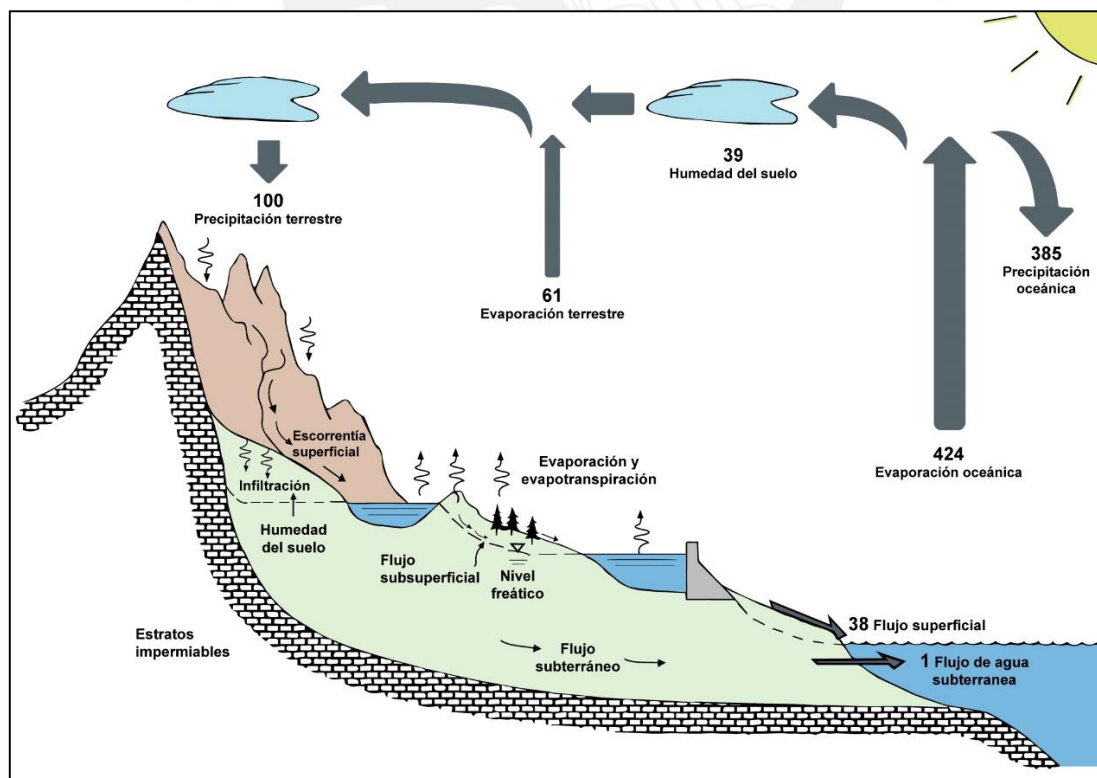


Figura 2.1 Ciclo hidrológico del agua

Fuente: Adaptación de Chow et al, 1994.

2.3 Cuenca hidrográfica

Es el espacio geográfico delimitado por las partes más altas de las montañas, laderas y colinas; en donde el agua proveniente de la precipitación desarrolla un único sistema de drenaje que llega a desembocar en un río principal, el cual puede conectar con el mar, un lago u otro río más grande. La Figura 2.2 muestra el esquema simplificado de una cuenca hidrográfica.

Es posible que en una cuenca hidrográfica se encuentren todos los recursos naturales como suelo, agua, vegetación, entre otros, por lo que se considera que cualquier actividad que realiza el hombre está dentro de una cuenca por tanto no hay ningún punto sobre la superficie terrestre que no esté dentro de una cuenca. No obstante, en las partes más bajas de una cuenca se presentan áreas muy planas en las que no es fácil distinguir las divisorias de aguas, estas zonas son conocidas como intercuenas donde es común que se produzcan inundaciones o sequías (Faustino y Jiménez, 2000).

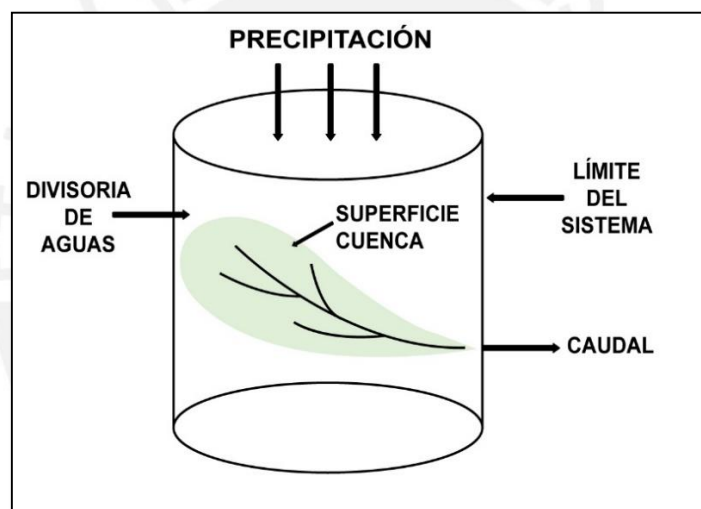


Figura 2.2 Esquema simplificado de una cuenca hidrográfica

Fuente: Adaptación de Chow et al, 1994

2.4 Precipitación

El producto formado por la condensación del vapor atmosférico ya sea en el aire o en la superficie terrestre se denomina hidrometeoro. El concepto de precipitación abarca a todos los hidrometeoros que caen en forma de lluvia, llovizna, granizo, escarcha o rocío (Breña, 2004). La precipitación constituye uno de los procesos más importantes en el ciclo hidrológico y junto con la evaporación representan la interacción natural entre la atmósfera y la superficie terrestre.

Particularmente la lluvia, objeto de análisis en la presente tesis, se puede caracterizar por su intensidad y duración, y dependiendo de las condiciones del suelo esta puede infiltrarse, retenerse o simplemente circular por la superficie para convertirse en escorrentía directa.

2.5 Tormenta

Se entiende por tormenta a la ocurrencia de una o más lluvias en un cierto periodo de tiempo que pueden ser minutos, horas o inclusive días. La extensión geográfica de una tormenta es variable, no obstante, en los estudios hidrológicos es indispensable caracterizar la cantidad de lluvia que precipita en las cuencas y subcuencas.

2.6 Hietograma de precipitación

El hietograma es una gráfica de barras que representa la precipitación caída (mm) en el tiempo para una misma estación en específico. Por ejemplo, el hietograma en la Figura 2.3, permite visualizar la precipitación máxima de 24 horas para diferentes años. Asimismo, cuando se diseñan tormentas, los hietogramas permiten cuantificar la lluvia según su duración a través de la intensidad (mm/h). Es importante contar con hietogramas para fijar condiciones que serán de consideración a la hora de diseñar obras hidráulicas.

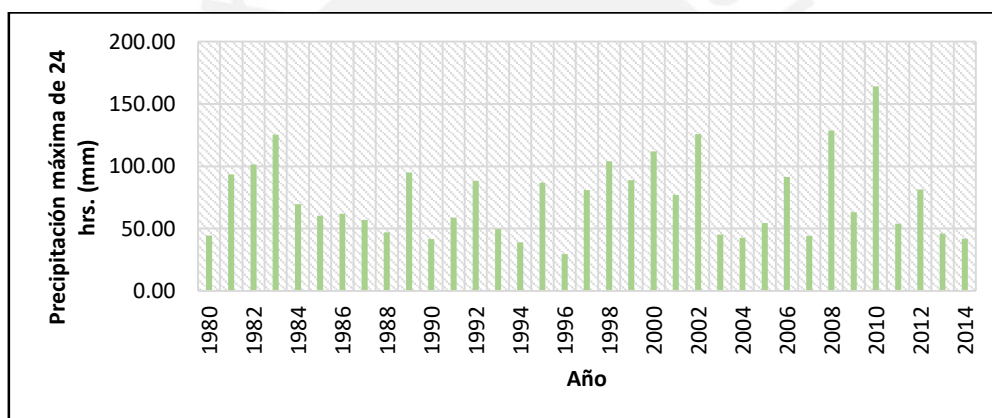


Figura 2.3 Histograma o hietograma de precipitación máxima anual

Fuente: Elaboración propia.

2.7 La estadística en el análisis hidrológico

En la hidrología, se supone que el comportamiento de un río o la precipitación en una cuenca siempre tendrá relación con el pasado. Es por ello que en los estudios hidrológicos se recopila la mayor cantidad disponible de información hidrometeorológica como pueden ser datos de precipitación, caudales, temperatura, evaporación, etc., los cuales son analizados y procesados para estimar la magnitud de estos en un determinado periodo de retorno.

En los análisis de máximas avenidas se emplea la estadística a través del análisis de frecuencias. Cuando la estimación de los caudales es a través de modelos hidrológicos, la variable a analizar es la precipitación, mientras que, si la estimación es a través de métodos probabilísticos, la variable a analizar es directamente el caudal.

2.7.1 Período de retorno

Es el número promedio de años en que se espera que un evento sea igualado o excedido; está asociado con el número de veces que ocurre un evento en un tiempo relativamente grande.

2.8 Funciones de distribución de probabilidad

Una distribución de probabilidad es una función que representa la probabilidad de ocurrencia de una variable aleatoria (Chow et al, 1994).

Con el fin de estimar la magnitud del evento para un TR es necesario hacer un análisis de frecuencias y ajustar la serie de registros anuales máximos a una distribución de probabilidad. La hipótesis parte de considerar que los datos hidrológicos que registran las estaciones son variables independientes y obedecen a una distribución probabilística. Las funciones de distribución de probabilidad principales que se usan en hidrología, fundamentalmente en el análisis de precipitación, se describen a continuación:

2.8.1 Distribución de frecuencia Gumbel

También conocida como Distribución General de Valores Extremos Tipo I. En un conjunto de datos se seleccionan los valores máximos o mínimos que vienen a ser los valores extremos. Como ejemplo se puede considerar el caudal máximo en cierta estación en un determinado año; y a la vez, el conjunto de datos de caudales máximos para diferentes años, conforman una serie de valores extremos (Chow et al, 1994). La función se define en la Ecuación 1:

$$F(x) = \exp \left[- \left(1 - \frac{k(x - \mu)}{\alpha} \right)^{1/k} \right] \quad (1)$$

Donde K , μ y α son los parámetros a determinar.

2.8.2 Distribución Normal

Esta distribución surge del teorema del límite del valor central, donde se establece que una variable aleatoria x está normalmente distribuida con el promedio y la desviación estándar. La distribución normal, principalmente la estándar, ocupa una posición destacada en la teoría de probabilidad y sus resultados sirven como referencia y comparación con otras distribuciones (Fattorelli y Fernández, 2011). La función de distribución de probabilidad se define en la Ecuación 2:

$$F(X < x) = \left(\frac{1}{\sigma * \sqrt{2\pi}} \right) * \int_{-\infty}^x \exp \left[- \frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2} \right] * dx \quad (2)$$

Donde σ es la desviación estándar y μ es el promedio.

2.8.3 Distribución Log Normal

Se deriva de la distribución normal, por lo que se asume que el logaritmo de la variable aleatoria está normalmente distribuido; es decir, el logaritmo de cada variable obedecerá un comportamiento Gaussiano. Cabe mencionar que la distribución Log Normal se adecúa al comportamiento de variables hidrológicas como la conductividad hidráulica de un medio poroso (Freeze, 1975), la distribución del tamaño de las gotas de lluvia en una tormenta entre otras variables hidrológicas. La distribución Log Normal tiene ventajas sobre la distribución normal ya que la transformación Log reduce la asimetría normalmente presente en las variables hidrológicas (Chow et al, 1994). La función de densidad de probabilidad se define en la Ecuación 3:

$$F(X < x) = \left(\frac{1}{\sigma * \sqrt{2\pi}} \right) * \int_{-\infty}^x \exp \left[-\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2} \right] * dx \quad (3)$$

Donde y es el logaritmo natural de x : $y = \ln(x)$

σ_y es la desviación es la desviación estándar de y , y

μ_y es el promedio aritmético y se calcula como: $\mu_y = \frac{\sum \ln(x)}{N}$

2.8.4 Distribución Gamma de tres parámetros o Pearson Tipo III

La distribución Gamma tiene una forma que varía suavemente similar a la función de densidad de probabilidad típica y es muy útil para la descripción de variables hidrológicas asimétricas sin el uso de la transformación Log. Es una de las más utilizadas en hidrología desde que fue aplicada por primera vez por Foster (1924) para describir la distribución de probabilidad de picos de crecientes máximas anuales. Sin embargo, cuando la información tiende a ser asimétrica positivamente, se aplica una transformación logarítmica para reducir la asimetría (Chow et al, 1994). La función de densidad de probabilidad está definida en la Ecuación 4:

$$F(X < x) = \left(\frac{1}{\sigma * \sqrt{2\pi}} \right) * \int_{-\infty}^x \exp \left[-\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2} \right] * dx \quad (4)$$

2.8.5 Distribución Log Pearson Tipo III

Esta distribución es una de las series derivadas por Pearson. Esta es la distribución estándar para análisis de frecuencia de crecientes máximas anuales en los Estados Unidos. A diferencia de la distribución Log Normal que emplea los logaritmos naturales, esta distribución usa los logaritmos en base 10(log). Como un caso especial, cuando LogX es simétrico alrededor de su media, la distribución log-Pearson tipo III se reduce a la distribución Log Normal. (Chow et al, 1994). La función de densidad de probabilidad se define en la Ecuación 5:

$$f(x) = \frac{\lambda^\beta (\log x - \varepsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(\log x - \varepsilon)}}{x * \Gamma(\beta)} \quad (5)$$

2.9 Pruebas de bondad de ajuste

El ajuste de función de probabilidad permite identificar cuál de las funciones de distribución de probabilidad aplicadas se ajusta mejor al conjunto de datos. Existen diferentes métodos para aplicar la prueba de bondad de ajuste; sin embargo, los más conocidos en la teoría estadística son la prueba Chi-cuadrado y la prueba de Kolmogórov-Smirnov. En la práctica, la prueba de Chi-cuadrado solo se aplica a la distribución Normal, mientras que la prueba de Kolmogórov-Smirnov es aplicable al resto de las distribuciones. Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución observada $F_o(X_m)$ y la estimada $F(X_m)$ (Ver Ecuación 6). Luego, se compara con un valor crítico del cual depende de la cantidad de datos y del nivel de significación (confianza) escogido. Si $D < d$ se acepta la hipótesis nula.

$$D = \max |F_o(x_m) - F(x_m)| \quad (6)$$

2.10 Precipitación promedio sobre un área

Para realizar el estudio hidrológico de una cuenca es necesario contar con información de campo registrado por los pluviómetros. Sin embargo, en cuencas grandes, los registros de cada estación son únicas y diferentes. Por consiguiente, para estimar la precipitación promedio de la cuenca se pueden emplear diferentes métodos tales como el promedio aritmético, el polígono de Thiessen y el método de las isoyetas.

2.10.1 Método de las isoyetas

Las isoyetas son curvas representadas en la cuenca que indican igual profundidad de precipitación, las cuales han sido obtenidas a partir de la interpolación de registros de estaciones adyacentes. Luego de obtener el plano de isoyetas, se calcula el área comprendida entre curvas adyacentes y se multiplica por el promedio de precipitación de ambas. Finalmente, se suman estos productos y se divide entre el área total de la cuenca para obtener la precipitación promedio.

En los Sistemas de Información Geográfica, como ArcGIS, existen distintos métodos para delimitar las isoyetas en una cuenca, entre ellos se encuentran los siguientes: IDW (Distancia inversa ponderada), Kriging, Natural Neighbor y Spline. La diferencia entre estos métodos radica en las consideraciones que utiliza el método para interpolar los valores en cada estación. Ahora bien, en el caso de interpolar la precipitación, cabe recordar que esta se encuentra distribuida en el espacio geográfico el cual es considerado anisótropo, por lo que resultaría mejor tener en cuenta

los índices de vegetación y la foto interpretación a la hora de realizar la interpolación. En la Figura 2.4, los puntos azules corresponden a las estaciones que contienen la información a ser interpolada, mientras que las líneas de color rojo representan las isoyetas de la cuenca Chicama.

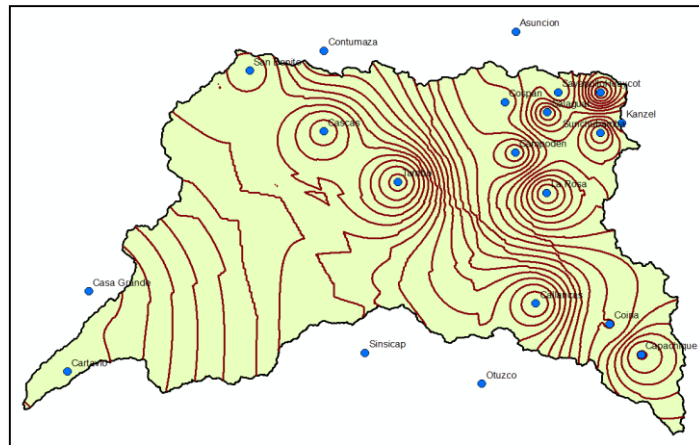


Figura 2.4 Mapa de isoyetas de la cuenca Chicama

Fuente: Elaboración propia

2.11 Curvas intensidad-duración-frecuencia

La intensidad está definida como la altura de agua por unidad de tiempo (Horas o minutos). Sin embargo, se puede emplear la intensidad instantánea o la intensidad promedio que es la de uso más común. La intensidad promedio se define en la Ecuación 7:

$$i = \frac{P}{T_d} \quad (7)$$

Donde P es la profundidad de precipitación y T_d es la duración.

Durante una tormenta, la intensidad es variable a lo largo de la duración de esta. La curva intensidad-duración-frecuencia ayuda a relacionar la intensidad de la precipitación, la duración de la misma y la frecuencia o probabilidad de ocurrencia con fines de diseño hidráulico.

2.12 Tormenta de diseño

Se define como un patrón de precipitación y conforma una de las entradas de un sistema hidrológico, basándose en la información histórica de precipitación del lugar en estudio (Chow et al, 1994). La tormenta de diseño permite evaluar la distribución de la tormenta a lo largo del tiempo. Para ingresarla en el modelo hidrológico se elabora el hietograma en donde la duración de la tormenta a considerar puede ser de 24, 12, 8 horas, etc. Existen varios métodos para distribuir tormentas de 24 horas de duración entre los cuales se encuentran: método de Chen-Domínguez, método de la Natural Resources Conservation Service (NRCS), el método de la curva masa, el método de los bloques alternos, entre otras.

La NRCS, anteriormente SCS, elaboró hietogramas sintéticos basados en patrones de precipitación con duraciones de 6 y 24 horas. Estos hietogramas se clasifican en función a la ubicación de la tormenta en EE.UU. Existen 4 tipos de tormentas, Tipo I, IA, II y III. Las dos primeras representan el clima marítimo del pacífico, la Tipo II representa el clima del golfo de México y parte del Atlántico, y La Tipo III, representa el clima del resto del país. La Figura 2.5 muestra la distribución temporal para las cuatro distintas tormentas de 24 horas:

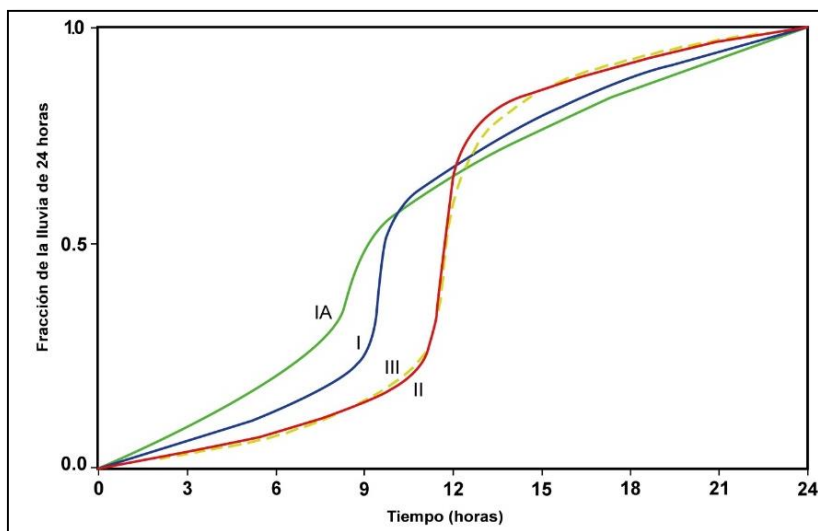


Figura 2.5 Distribución de las tormentas del SCS para 24 horas

Fuente: Adaptación de Chow et al, 1994.

2.13 Infiltración

Es el proceso en el cual el agua penetra desde la superficie del terreno hacia el suelo. Los factores que influyen en la tasa de infiltración son la condición de la superficie del terreno, la cobertura vegetal, las propiedades del suelo como son la conductividad hidráulica y la porosidad, y el contenido de humedad que presenta el suelo (Chow et al, 1994).

Aun cuando la infiltración se puede medir a través de métodos directos e indirectos, describir el proceso de infiltración resulta muy complejo debido a la variabilidad de las condiciones iniciales del suelo. Por su parte, existen ecuaciones matemáticas que pueden describir el proceso de forma aproximada.

2.14 Método del servicio de conservación de suelos

Las abstracciones hidrológicas son los procesos físicos que operan y reducen la precipitación total a efectiva. Estos procesos incluyen el almacenamiento en depresiones en la superficie, la interceptación de la precipitación por la vegetación del terreno, y la infiltración en el suelo. No obstante, durante tormentas grandes las abstracciones por depresiones y vegetación se pueden considerar despreciables.

En 1972 el Servicio de Conservación de Suelos de U.S.A. desarrolló un método para estimar las abstracciones. Este método parte de considerar que la precipitación efectiva P_e es siempre menor o igual la profundidad de precipitación total P ; de igual manera, luego que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor a alguna retención potencial máxima S . La escorrentía potencial es $P - I_a$, donde I_a es la abstracción inicial antes del encharcamiento para la cual no se generará escorrentía (Chow et al, 1994).

En general, el método se basa en la relación definida en la Ecuación 8:

$$\frac{F_a}{S} = \frac{P_e}{P - I_a} \quad (8)$$

Aplicando continuidad y despejando para P_e , se obtiene la Ecuación 9:

$$P_e = P - I_a - F_a \quad (9)$$

La Figura 2.6 muestra las variables que considera el SCS para desarrollar el método de abstracciones.

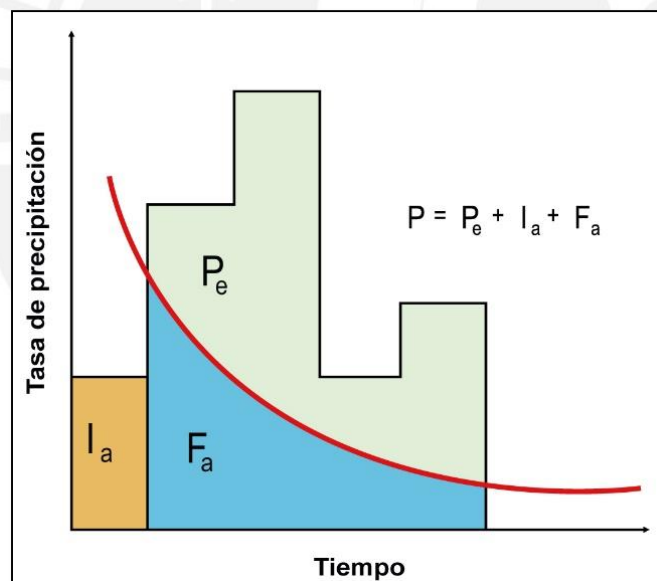


Figura 2.6 Variables en el método de abstracción de precipitación del SCS

Fuente: Adaptación de Chow et al, 1994.

2.14.1 Número de curva

Luego de realizar diversas pruebas en cuencas experimentales se obtuvo una relación entre I_a y S , tal como se muestra en la Ecuación 10:

$$I_a = 0.2S \quad (10)$$

Al resolver las ecuaciones anteriores para la precipitación efectiva, se obtiene la Ecuación 11:

$$Pe = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (11)$$

Donde:

P : Precipitación bruta o total (mm) S : Retención potencial máxima del suelo (mm)

Pe : Precipitación efectiva o neta (mm)

A fin de estandarizar este método, se definió el Número de curva o CN adimensional, el cual varía desde 0 hasta 100. Donde el valor de 0 significa que toda la precipitación se infiltra y el valor de 100 indica que toda la precipitación escurre. Indirectamente, el CN viene a ser un coeficiente de escurrentía (USDA Soil Conservation Service, 1972). La Ecuación 12 relaciona S con CN:

$$S = \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) * 25.4 \quad (12)$$

Para determinar el CN de un suelo en específico se tiene que tener en cuenta el tipo de suelo, la cobertura vegetal y el uso del mismo. Desde el punto de vista hidrológico y la capacidad de escurrimiento, los suelos se clasifican en cuatro grupos que se muestran en la Tabla 2.1:

Tabla 2.1 Clasificación hidrológica de los suelos

Tipo de suelo	Potencial de escurrimiento
A	Mínimo
B	Medio
C	Alto
D	Máximo

Fuente: Adaptación de Fattorelli y Fernández, 2011.

Por otra parte, dependiendo de la cantidad de lluvia presentada previamente el CN puede presentar humedad antecedente que se clasifica en tres tipos: En primer lugar, se encuentra la condición I que se caracteriza porque los suelos están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento. Luego se encuentra la condición tipo II que se caracteriza porque es una condición promedio y es aquella que normalmente se considera como precedente a las crecientes en los diseños. Finalmente, la condición de humedad tipo III se toma en cuenta cuando el suelo se encuentra con muy baja infiltración inicial debido a la ocurrencia de prolongadas lluvias anteriores.

En la literatura, es común encontrar tablas con el valor de CN para los diversos tipos y usos del suelo. En el Anexo A se presenta la Tabla A.1 que muestra el valor del número de curva para las diversas combinaciones de suelo-vegetación; y la Tabla A.2, para los diferentes usos selectos de tierra agrícola, urbana y suburbana. Ambas tablas hacen referencia a la condición anterior de humedad tipo II.

2.15 Tiempo de concentración

Se define como el tiempo que le toma a una gota de lluvia en llegar desde el punto más alejado hasta la salida de la cuenca suponiéndose escorrentía directa. El tiempo de concentración depende de diversos factores como la geometría de la cuenca, de la pendiente, el área, las características del suelo, la cobertura vegetal, entre otros (Chow et al, 1994). En la Tabla B.1 se resumen las diversas fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración.

2.16 Hidrograma de caudal

El hidrograma de caudal es la representación gráfica del caudal efectivo (tasa de flujo) en función del tiempo en cierto punto de la red de drenaje. Existen dos tipos de hidrogramas peculiarmente importantes: Por un lado, se tiene el hidrograma anual, el cual grafica el caudal versus tiempo a lo largo del año y permite visualizar el balance a largo plazo entre lluvia, evaporación y caudal de una cuenca (Chow et al, 1994). Por otro lado, se tiene el hidrograma de tormenta que está compuesto por la escorrentía directa y el flujo base.

2.17 Fenómeno El Niño

El término “El Niño” nace a finales del siglo XIX, cuando los marinos de Paita se referían de esta manera a una contracorriente cálida que venía del Ecuador y que probablemente fue la causante del excesivo calor, fuertes lluvias e inundaciones en la costa norte del Perú en 1891 (Carranza, 1891). Pero fue recién en 1925 cuando este evento se volvió a presentar intensamente y fue reportado a la comunidad científica por Murphy (1926), quien también observó grandes variaciones en los peces y aves guaneras de la costa peruana (Takahashi, 2017).

Por un lado, El Niño South Oscillation (ENSO), se define como la combinación de un evento atmosférico-oceanográfico en la región tropical del Pacífico que produce variaciones en los patrones del viento, temperatura superficial del mar y niveles de precipitación con una recurrencia entre 2 a 7 años. Asimismo, se le atribuye ser la fuente de variabilidad climática interanual más fuerte del planeta (Cane, 2005). Este evento es más conocido por sus efectos en su fase caliente que en la costa occidental de Sudamérica se manifiesta durante el verano con una duración mayor a cuatro meses consecutivos (Pourrut, 1998) donde las altas temperaturas del mar producen fuertes lluvias en la zona árida del norte peruano. Durante los eventos del Niño (FEN Global) también se intensifican las lluvias en los Andes centrales (FEN 1997-98) y se pueden desarrollar condiciones de sequía en los Andes del sur (FEN 1982-83) (CAF, 2000).

Por otro lado, en 2017 se tuvo un FEN muy fuerte pero que no coincidió con un FEN Global, evento similar al que ocurrió en 1925 (Takahashi y Martínez, 2017). El origen de estos dos últimos es diferente al de ENSO, por lo que el Estudio Nacional del Fenómeno del Niño (ENFEN) optó por nombrar al evento climático con altas temperaturas del mar en la costa norte como “El Niño

Costero”, el cual puede presentar los mismos efectos que un FEN Global, pero que solamente se focaliza en las costas de Perú y Ecuador. El Niño Costero, es producto del debilitamiento de la corriente de Humboldt (aguas frías) que recorren de sur a norte y el ingreso de aguas cálidas provenientes del norte del Ecuador, por consiguiente, la temperatura del mar se incrementa en 2 a 5 grados más de lo normal. La Figura 2.7 muestra la variación de temperatura superficial del mar durante el Niño Costero del 2017. El recuadro de la derecha señala el incremento de temperaturas en las costas de Perú y Ecuador, mientras que el recuadro de la izquierda muestra que la temperatura del océano Pacífico ecuatorial no sufre variaciones. Es importante mencionar que, para fines de esta tesis, el Niño Costero se presenta como un evento temporal que contextualiza las inundaciones en la ciudad de Piura.

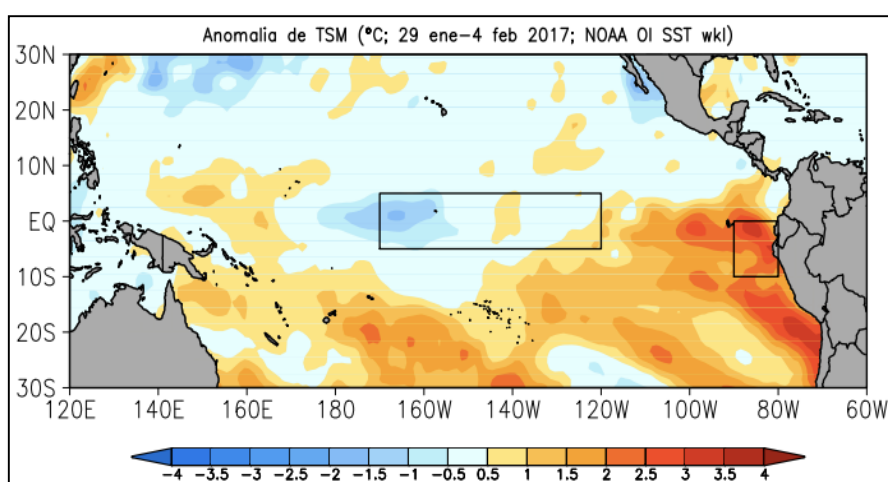


Figura 2.7 Variación de la temperatura del mar durante El Niño Costero
Fuente: NOAA/IGP/ENFEN

2.18 Inundaciones

En cuanto a inundaciones, una definición simple puede ser la eventualidad en que el agua ocupa una superficie donde su presencia y cantidad no son habituales en un momento y lugar determinado. Por otra parte, el glosario internacional de hidrología, elaborado por la Organización Meteorológica Mundial, establece que una inundación “es el desbordamiento del agua fuera de los confines normales de un río o cualquier masa de agua” (WMO y UNESCO, 2012). Las inundaciones pueden deberse al desbordamiento de ríos, torrentes, lluvias torrenciales, deshielo, subida de las mareas por encima de lo habitual, maremotos, huracanes, fallas en estructuras hidráulicas, entre otros.

2.18.1 Tipos de inundaciones

Las inundaciones se pueden clasificar de acuerdo a su magnitud y a su origen. Por un lado, según su magnitud, pueden ser clasificadas en categorías que corresponden al período de retorno como semestral, anual, de 100 años, de 1000 años y, en rara vez, a escala geológica de tiempo de varios

millones de años (Rodríguez, 2012). Por otro lado, el CENAPRED (2004) considera que las inundaciones pueden clasificarse de acuerdo a su origen como:

- a) **Inundaciones pluviales.** Se caracteriza porque el agua acumulada es producto de las lluvias y no de alguna otra fuente. Se presentan cuando el terreno se ha saturado y el agua de lluvia excedente comienza a acumularse, pudiendo permanecer horas o días.
- b) **Inundaciones fluviales (Ribereñas).** Se produce cuando el agua que se desborda de los ríos se asienta sobre la superficie de terreno cercano a ellos. La inundación de origen fluvial es la incapacidad hidráulica del cauce para contener un determinado caudal y puede controlarse por medio de la acción de la ingeniería (Rocha, 1998). Las inundaciones fluviales más importantes se pueden dar en los ríos con mayores desarrollos urbanos o que lleguen hasta las planicies costeras. Las inundaciones fluviales a la vez se pueden dividir en:
 - **Inundaciones lentas o en llanura:** Se presentan sobre superficies planas que drenan muy lentamente, cerca de las riberas de los ríos donde las lluvias son frecuentes y de alta intensidad. Se atribuyen a la temporada de avenidas.
 - **Inundaciones súbitas:** Se presentan en cuencas de alta pendiente que generalmente cuentan con escasa cubierta vegetal o han sido deforestados. Se originan con gran rapidez donde las aguas tienen muy alta velocidad y gran caudal.
- c) **Inundaciones costeras.** Tienen presencia cuando el nivel medio del mar asciende a la marea y permite que éste penetre en las zonas costeras generando inundación en grandes extensiones de terreno.

Otra manera de clasificar las inundaciones puede establecerse considerando la duración, la magnitud y el tipo de daños: (De la Cruz, 2009)

- **Inundaciones repentinas.** También conocidas como flash floods, se generan por precipitaciones intensas en cuencas de respuesta rápida.
- **Inundación estuarina.** Es el resultado de la combinación de la elevación del nivel de la marea, causado por fuertes vientos y la inundación ribereña causada por precipitaciones tierra adentro.
- **Inundaciones de larga duración.** Se presentan en zonas bajas, en áreas extensas y se originan por el volumen acumulado de precipitación pluvial durante varios días o semanas.
- **Encharcamiento.** Tiene lugar en sectores urbanos y planos. Es un fenómeno de duración intermedia causado por la saturación del suelo que se caracteriza por la presencia de láminas delgadas de agua en pequeñas extensiones.

2.18.2 Inundaciones en el mundo

Según estudios anteriores, se indica que las inundaciones vienen a ser el desastre natural con mayor porcentaje de víctimas (40%) en comparación con la cantidad de víctimas de otros desastres naturales (SENAMHI, 2019). Considerando que más de la mitad de la población mundial vive en las costas y cerca de los ríos, las estadísticas de la Organización Internacional de la Cruz Roja, indica que el número de personas afectadas por inundaciones durante los años 1973 y 1997 asciende por encima de 66 millones de personas (Cosgrove y Rijsberman, 2000).

Las grandes inundaciones son conocidas en función a la cantidad de víctimas y las pérdidas materiales que ocasionan, tales como la inundación del río Mississippi en 1927, el río Columbia en 1948 que dejó totalmente devastada la ciudad de Vanport, y el río Yangtzé que cobró la vida de más de 3.5 millones de personas como consecuencia de la inundación y la posterior hambruna (O'Connor, 2004).

2.18.3 Inundaciones en el Perú

En el Perú se presentan aproximadamente 300 emergencias por inundaciones al año, tal como se explicó en la sección 1.2.; sin embargo, las más desastrosas se producen en la costa norte durante los FEN como en 1982-83, 1997-98 y la más reciente en 2017. Ahora bien, enfatizando en la última inundación de Piura en 2017, esta se dio el 27 de marzo del 2017 y fue de origen fluvial. Al promediar las 6 de la mañana el río comenzó a desbordarse y a las 10 de la mañana alcanzó su punto crítico: el agua ingresó a las calles de Piura y Castilla permaneciendo empozada por varios días. Este evento ocasionó daños a la población, vivienda, infraestructura, servicios básicos y paralización de la actividad socio-económica (INDECI, 2017).

2.19 Estudios relacionados al riesgo en inundaciones

A nivel global, se ha incrementado el interés por conocer los comportamientos de los ríos a través de su modelamiento debido a que las inundaciones representan uno de los eventos naturales más costosos. Por ello, su estudio y prevención son factores importantes para los organismos encargados del manejo de los recursos hídricos (Cervantes, 2012). Actualmente, la gestión de riesgos, y por consiguiente los planes de mitigación y acción por inundaciones, se fundamentan en los estudios con modelos hidrológicos e hidráulicos; cuya finalidad debe de ser el de elaborar mapas de riesgo y amenaza para identificar las zonas de riesgo, cuantificar los daños en distintos escenarios y facilitar un análisis costo-beneficio que esté asociada a distintas propuestas de solución (Salas, 1999). Los estudios de delimitación de planicies de inundación en zonas urbanas se desarrollan para grandes cuencas y los periodos de retorno para el análisis se consideran entre 100 y 500 años (Campos, 2010). El contenido y uso de los mapas de riesgo y amenaza por inundación son presentados en la Tabla 2.2:

Tabla 2.2 Contenidos y usos de los mapas de riesgo y amenaza por inundación

	Mapas de amenaza de inundación	Mapas de riesgo de inundación
Contenido	Parámetros de inundación: <ul style="list-style-type: none"> • Extensión de la inundación de acuerdo a la probabilidad de ocurrencia. • Inundaciones históricas • Tirante • Velocidad • Velocidad de propagación • Nivel de peligrosidad 	Parámetros de riesgo como: <ul style="list-style-type: none"> • Elementos expuestos • Vulnerabilidad ante una inundación • Daños probables • Pérdidas probables
Uso	<ul style="list-style-type: none"> • Planeación y gestión territorial • Manejo de cuencas • Planeación de manejo de cuencas • Manejo de riesgo a nivel local • Planeación y gestión de emergencia • Planeación de medidas técnicas • Prevención de daños a las construcciones 	<ul style="list-style-type: none"> • Base para el dialogo político • Establecimiento de las prioridades • Estrategias de gestión de riesgo pro inundación (prevención, mitigación) • Prevención de daños a las construcciones • Manejo de la emergencia
Grupo Objetivo	<ul style="list-style-type: none"> • Planeación territorial, nacional, regional o local • Gestores de eventos de inundación • Servicios de emergencia • Servicios forestales (gestión de cuencas) • Público en general 	<ul style="list-style-type: none"> • Compañías aseguradoras • Servicios de emergencia nacionales, regionales o locales • Gestores de recursos hídricos y territorio a nivel nacional, regional o local

Fuente: Adaptado de European Exchange Circle on Flood Mapping, 2007

En cuanto a la elaboración los mapas de amenaza y a la identificación de zonas peligrosas no existen muchos estudios relacionados a los criterios de seguridad ante flujo fluvial en zonas urbanas. Por un lado, Campos (2010) establece que las áreas de inundación peligrosa son zonas donde existe condiciones necesarias para la pérdida de vidas humanas o para que ocurran grandiosas pérdidas materiales. Por otro lado, Nanía-Escobar (2006) cita algunos de los pocos estudios encontrados respecto al peligrosidad generada a la estabilidad de una persona ante el paso del flujo, tal como se explican a continuación:

- Criterio de Témez (1992): Establece que para que exista una zona de inundación peligrosa deben presentarse alguna de las siguientes condiciones: Tirante mayor a 1 m, velocidad mayor a 1 m/s o el producto de ambos mayor a 0.5 m²/s.
- Criterio de estabilidad al vuelco o de Abt (1989): Establece que el producto máximo de la velocidad y el tirante debe ser $v*y = 0.5 \text{ m}^2/\text{s}$.
- Criterio de estabilidad al deslizamiento: Propuesto por Nanía (1999) y establece que el producto máximo de la velocidad al cuadrado por el tirante debería ser $v^2*y = 1.23 \text{ m}^3/\text{s}^2$.

2.20 Procesos de modelamiento

Un modelo, básicamente, viene a ser una descripción simplificada de un sistema, el cual representa sus aspectos esenciales y se emplea para describir o explicar su comportamiento, y para realizar predicciones cuantitativas o cualitativas.

2.20.1 Modelamiento Hidrológico

Los modelos hidrológicos matemáticos tienen como objetivo predecir las salidas del sistema; es decir, determinar los hidrogramas de avenida (aproximados al sistema real) en cualquier punto de la cuenca en estudio. Se pueden clasificar en base a distintos enfoques. En general, se clasifican en modelos estocásticos y determinísticos, concentrados y distribuidos, discretos y continuos. Para determinar el tipo a emplear, se deben considerar la cantidad y calidad de datos con los que se cuentan, así como la capacidad computacional disponible.

Los modelos hidrológicos de cuencas, mayores a 1000 millas cuadradas (2,589 km²), por lo general se desarrollan con métodos determinísticos. Sin embargo, el proceso para determinar las abstracciones hidrológicas puede resultar complicado debido a las condiciones anteriores de humedad; además, la selección de los parámetros que rigen el tránsito en los cauces, la distribución espacial y temporal de las tormentas que producirán el pico máximo de la avenida, también son complicados y requieren una estimación meticulosa (Ramos, 2010).

2.20.1.1 Modelamiento hidrológico de cuencas con HEC-HMS

El presente estudio seleccionó el software HEC-HMS (Hydrologic Modelling System) en su versión 4.2.1 perteneciente al Hydrologic Engineering Center de los Estados Unidos. Este software está diseñado para simular los procesos de precipitación-escorrentía comprendidos en las cuencas hidrográficas, considerando diferentes alternativas para describir los procesos de infiltración, evapotranspiración, deshielo y la humedad del suelo; además considera métodos agregados o lineales de transformación de la escorrentía distribuida, opciones de tránsito hidrológico y un sistema de optimización de parámetros. La simulación requiere de tres conjuntos de datos a ser ingresados por el usuario (U.S. Army Corps of Engineers, 2016):

Modelo de la cuenca: Abarca los parámetros y los datos de conexión de los elementos hidrológicos, como son las subcuencas con su número de curva, los cauces con el método de tránsito de avenidas, el tiempo de retraso o lag time, y las uniones o *junctions* entre los cauces. Todos los elementos hidrológicos están distribuidos en una red dendrítica (Ver Figura 2.8) y los cálculos se realizan de aguas arriba hacia aguas abajo.

En referencia al tránsito de avenidas en los cauces, HEC-HMS permite estimar este proceso con diferentes métodos como: Muskingum, Muskingum-Cunge, la Onda Cinemática, Pulso Modificado y Straddle Stagger.

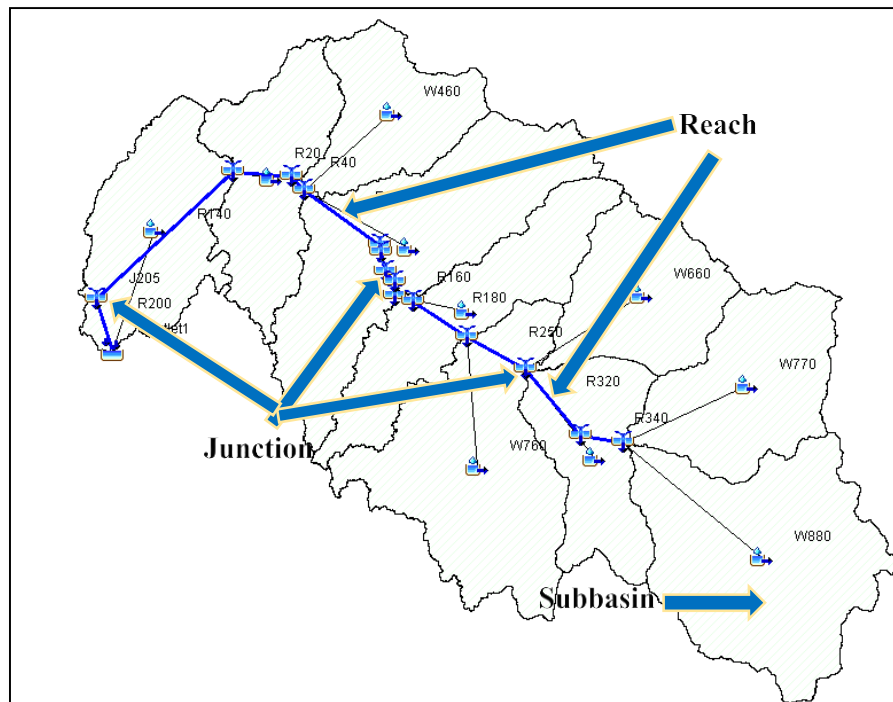


Figura 2.8 Elementos del modelo de cuenca en HEC-HMS: Subbasin, Reach y Junctions

Fuente: Elaboración propia

El método de Muskingum es una técnica de calibrado que requiere de un hidrograma de entrada y otro de salida, para ello emplea dos parámetros K y x . El primero se conoce como constante de almacenamiento y hace referencia al tiempo de viaje de la onda a lo largo del tramo, mientras que el segundo es un parámetro adimensional que hace referencia al peso dado a los gastos de entrada y salida. Este último varía desde 0 (cuando solo ocurre almacenamiento) hasta 0.5 (solo ocurre traslación). La estimación de estos parámetros es muy subjetiva al ser gráfica y por tanteos (Campos, 2010).

Modelo de precipitación: Contiene los datos meteorológicos y la información requerida para procesarla. Se especifica el tipo de precipitación a emplear (Hietograma específico, peso de estaciones), así como el modelo de evapotranspiración y nieve.

HEC-HMS permite calcular las abstracciones por diferentes métodos como el initial/constant, Curva Número del SCS, Curva Número Gridded SCS, Green and Ampt, Smith Parlange y Soil Moisture Accounting.

El proceso de transformación de lluvia a escorrentía puede ser evaluado por métodos agregados y distribuidos. En el método agregado, la escorrentía se calcula empleando hidrogramas unitarios que pueden ser de Clark, Snyder, SCS o método de la onda cinemática.

Especificaciones de control: Se define el tiempo de duración de la simulación como la fecha, hora de inicio y hora de fin, así como el intervalo de tiempo para que el software realice los cálculos. Los cálculos son más precisos cuando se emplean intervalos de tiempo menores.

2.20.2 Modelamiento Hidráulico

Los modelos hidráulicos se usan para resolver problemas relacionados con las estructuras hidráulicas, fenómenos de infiltración en suelos, regulación de ríos y el transporte de sedimentos. Se clasifican en modelos físicos, analógicos y matemáticos. En cuanto a los modelos matemáticos, estos se clasifican en determinísticos, estocásticos y modelos de simulación numérica en donde se emplean ecuaciones diferenciales y condiciones iniciales de borde.

El modelamiento hidráulico de ríos, se centra en el estudio del tránsito de avenidas y se define como el cambio que sufre el flujo del cauce entre dos secciones transversales contiguas. Este cambio puede ser tanto en su forma como en su desplazamiento en el tiempo. El tránsito se evalúa a través de modelos de simulación de flujo en cauces naturales y modelos de flujo de llanuras.

2.20.2.1 Modelamiento hidráulico de ríos con HEC-RAS

HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center-River Analysis System) es un software de modelamiento hidráulico cuya principal función es calcular perfiles de flujo, considerando flujo unidimensional. Del mismo modo, considera el modelamiento de transporte de sedimentos y realiza un análisis de la calidad de agua. Además, permite la edición de secciones transversales y la inclusión de estructuras hidráulicas como puentes, diques y alcantarillas. Los resultados de una simulación de inundación permiten observar la altura y velocidad de la lámina de agua en una gráfica de perfil de todo el tramo modelado, además de la extensión de la inundación a través de un ploteo de las secciones en 3D. El modelamiento se puede realizar con flujo permanente y flujo no permanente gradualmente variado (U.S. Army Corps of Engineers, 2016). El primero está basado en la ecuación de energía unidimensional, mientras que el segundo se fundamenta en la ecuación de continuidad y la ecuación de conservación de momento.

Ecuación de la Energía. Los perfiles de flujo son calculados resolviendo la ecuación de la energía entre dos secciones contiguas con un procedimiento iterativo llamado método del paso estándar. La ecuación de la energía se presenta en la Ecuación 13:

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (13)$$

Donde, Z_1 y Z_2 son la elevación del cauce en la sección; Y_1 y Y_2 , la elevación del agua en la sección; V_1 y V_2 , las velocidades promedios; a_1 y a_2 , coeficientes de velocidad; g , la aceleración de la gravedad y; h_e , la pérdida de energía.

A continuación, se muestra la Figura 2.9 que ilustra los elementos de la ecuación de la energía en una vista de perfil de un canal:

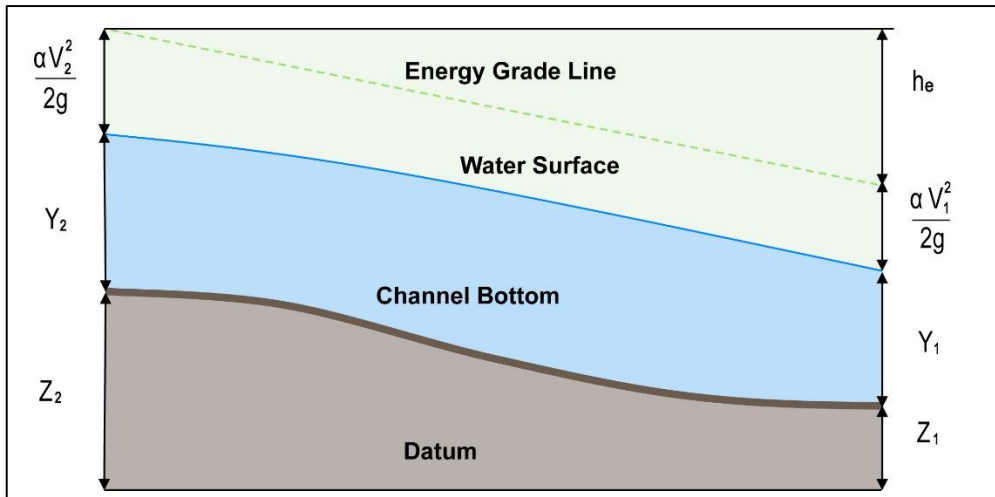


Figura 2.9 Representación de los términos en la Ecuación de Energía

Fuente: Adaptación de U.S. Army Corps of Engineers, 2016

Ecuación de Continuidad. La ecuación de continuidad describe la conservación de masa para un sistema unidimensional y se presenta en la Ecuación 14:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (14)$$

Donde, x representa la distancia a lo largo del canal; t , el tiempo; Q , el flujo; A , el área de la sección transversal; S , el almacenamiento de porciones de sección transversal no transportadas y; q_l , el flujo de entrada lateral por unidad de distancia.

Ecuación de Momento. La ecuación de momento sostiene que la tasa de cambio en el momento es igual a las fuerzas externas que actúan sobre el sistema. La ecuación de momento se presenta en la Ecuación 15:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (15)$$

Donde, g es la aceleración de la gravedad; S_f , la pendiente de fricción y; V , la velocidad.

La información básica que requiere el software para modelar un río es la siguiente: Secciones transversales (Ver Figura 2.10) y la distancia entre estas, el número de Manning o coeficiente de rugosidad para cada sección, el caudal de diseño o hidrogramas, y las condiciones de borde que dependen de si el flujo es subcrítico o supercrítico, se consideran aguas abajo o aguas arriba, respectivamente.

El entorno con el que trabaja HEC-RAS facilita la introducción de manera ordenada de datos. Asimismo, presenta herramientas muy útiles que facilitan el trabajo, tales como la interpolación de secciones transversales o la reducción automática de puntos que conforman las secciones.

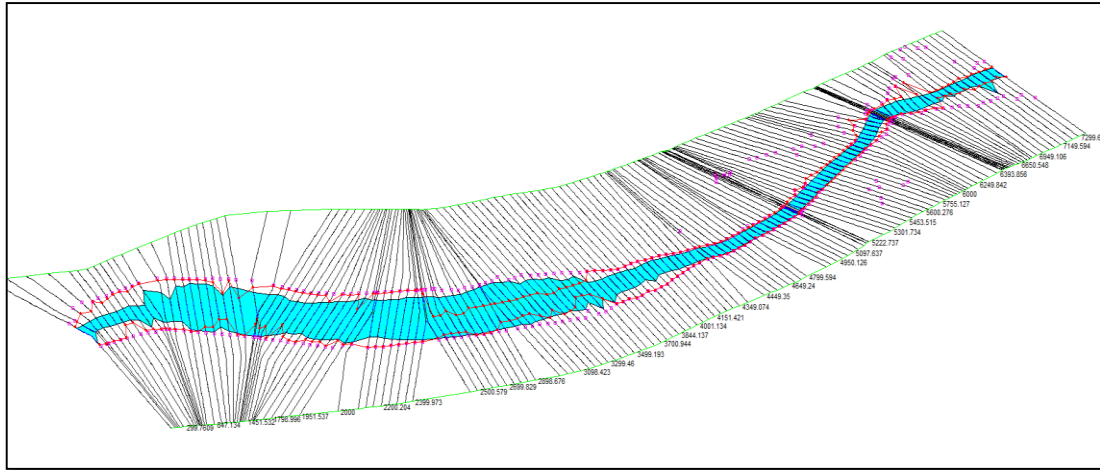


Figura 2.10 Vista 3D de secciones transversales en HEC-RAS

Fuente: Elaboración propia

2.21 Aplicación de la tecnología SIG en el modelamiento

Al emplear los Sistemas de Información Geográfica con modelos hidráulicos, se obtiene un enfoque multidisciplinario que integra los conocimientos y criterios conocidos para gestionar el riesgo de inundaciones (Cervantes, 2012). Por ejemplo, es útil para elaborar mapas de riesgo o de ordenamiento territorial.

Tanto la cuenca y el río en estudio, pueden ser mejor entendidas a través de una pre visualización espacial. Por lo que en el presente trabajo se emplea el software ArcGIS en su versión 10.3, el cual brinda muchas facilidades al momento de gestionar la información previa al modelamiento hidrológico e hidráulico; además de visualizar y elaborar los mapas de inundación, todo ello a través del empleo de las herramientas HEC-GeoHMS y HEC-GeoRAS. Estas herramientas tienen como función tratar la información espacial en forma de modelo digital de elevación o datos LIDAR, con el fin de procesarlas y obtener los datos de entradas tanto para el modelo hidrológico como el hidráulico, permitiendo al usuario importar directamente parte de los datos de entrada a los modelos. En la Figura 2.11 se puede visualizar la interfaz de estas dos herramientas en ArcGIS.

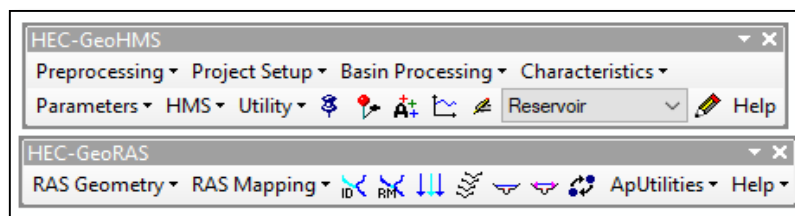


Figura 2.11 Interfaz de HEC-GeoHMS y HEC-GeoRAS en ArcGIS

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III: CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.1 Área de estudio

El análisis de la inundación se realizó en la ciudad de Piura debido a los frecuentes desbordes del río del mismo nombre durante el Fenómeno El Niño. El departamento de Piura se ubica en la parte noroeste del Perú, cuenta con una extensión territorial de 35 892.49 Km² equivalente al 2.8% del territorio nacional. Está dividido en ocho provincias y sesentaicuatro distritos, donde la provincia de Piura es la más poblada.

3.2 Cuenca del río Piura

3.2.1 Ubicación política y geográfica

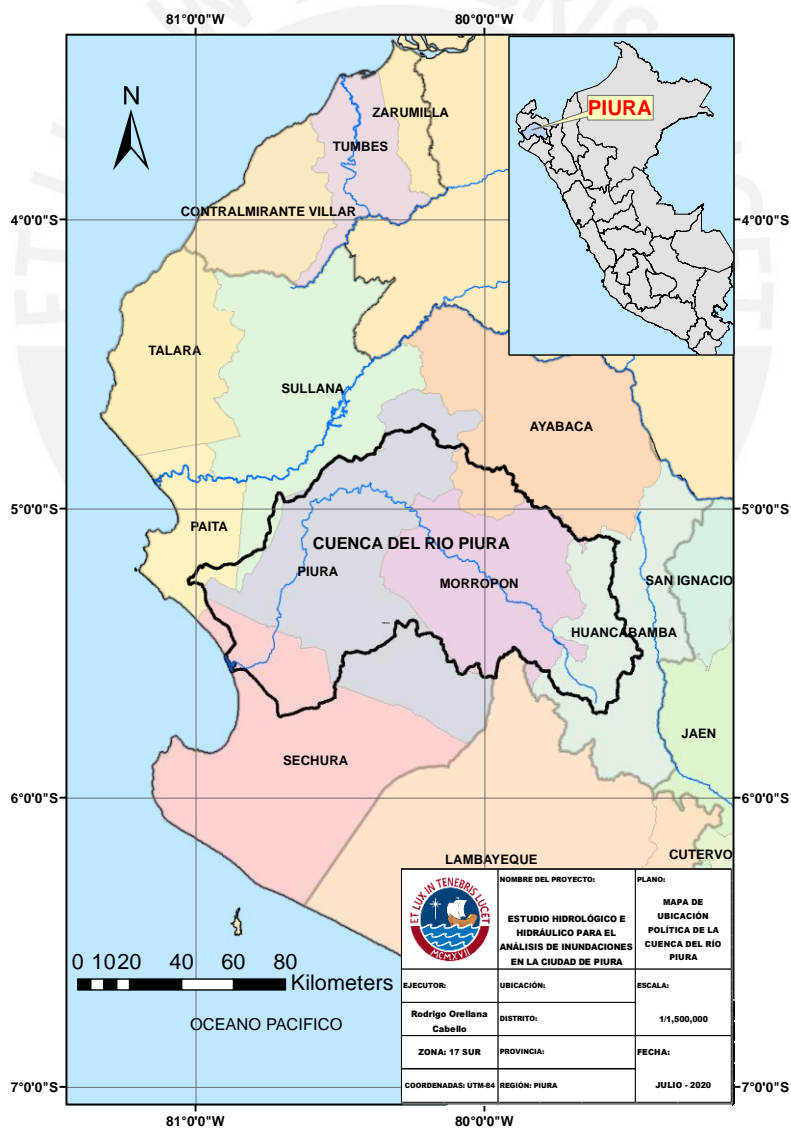


Figura 3.1 Mapa de ubicación política de la cuenca del río Piura

Fuente: Elaboración propia

La cuenca del río Piura se encuentra localizada en el norte del Perú comprendiendo parte de las provincias de Piura, Sechura, Morropón, Huancabamba y Ayabaca. Presenta una extensión superficial de 10,872 Km² que va desde el nivel del mar hasta más de 3500 msnm en la sierra. Se muestra la Figura 3.1 con el mapa de ubicación y la Tabla 3.1 con las coordenadas geográficas:

Tabla 3.1 Ubicación geográfica de la cuenca del río Piura

Sistema	Datum	Componentes	Valor mínimo	Valor máximo
Coordenadas geográficas	Horizontal WGS 1984	Longitud oeste	79°26'4"	81°5'19"
		Latitud sur	4°41'28"	5°49'50"
Altitud	Vertical nivel medio	m.s.n.m.	0 msnm	3,668 msnm

Fuente: Adaptación de ANA, 2015

La cuenca del río Piura limita por el norte con la cuenca del río Chira, por el este con la cuenca del río Chamaya, por el sur con la cuenca del río Cascajal e Intercuenca 13779 y por el oeste con la Intercuenca 1379 la cual ocupa el flanco montañoso de la costa que recorre en forma paralela al mar de sur a norte, tal como se puede apreciar en la Figura 3.2.

3.2.2 Hidrografía

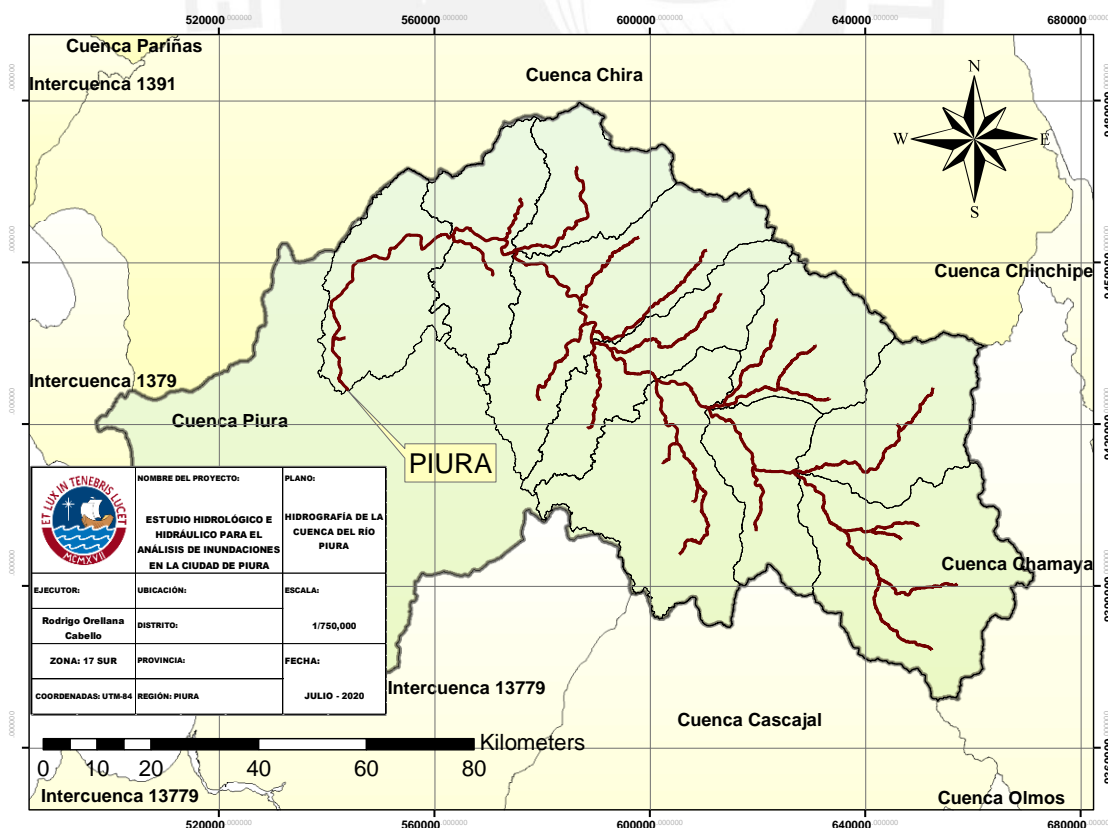


Figura 3.2 Hidrografía de la cuenca del río Piura

Fuente: Elaboración propia

El río Piura tiene su nacimiento en las sierras de Huancabamba donde se da la confluencia entre los ríos Chignia y Chalpa a una altura de 3250 m.s.n.m. A lo largo de su recorrido, recibe el aporte de varios ríos, siendo los más importantes: Corrales, Charanal, Yapatera, Seco, Sancor y San Francisco, principalmente por su margen derecho.

El cauce principal del río Piura tiene una longitud de recorrido de 304.91 Km (desde su nacimiento hasta la Laguna La Niña) y presenta una pendiente promedio de 0.64%. A partir de su desembocadura en la Laguna Ramón hasta la presa Los Ejidos la pendiente promedio es de 0.036%, el tramo siguiente hasta Tambogrande tiene una pendiente de 0.044%, el siguiente tramo hasta la parte alta de la cuenca tiene una pendiente promedio de 1.85% (ANA, 2014).

3.2.3 Climatología

La cuenca de río Piura es una de las más cálidas de la costa peruana, durante todo el año se percibe una sensación térmica templada y una humedad no muy elevada de 70.7%. En particular, el clima es cálido y seco en las zonas bajas y medias de la cuenca donde las precipitaciones son escasas, característico de la costa norte peruana. Por otro lado, la parte alta de la cuenca se caracteriza por poseer un clima más templado y con mayor humedad propio de la sierra norte de la vertiente del Pacífico. En esta zona las precipitaciones pluviales se originan habitualmente en los cuatro primeros meses del año. No obstante, también se producen precipitaciones de gran intensidad provenientes de nubes que vienen del Atlántico las cuales vencen la barrera de los Andes cada cierto período de tiempo.

3.2.4 Precipitación por zonas

De acuerdo al estudio geodinámico de la Cuenca del río Piura, realizado por el INGEMMET en 1994, citado por la Autoridad Autónoma de la Cuenca Hidrográfica Chira Piura (AACHCP, 2007), la cuenca del río Piura tiene una especial configuración geomorfológica determinada por 2 grandes áreas fisiográficas: El Medio y Bajo Piura, y el Alto Piura. Asimismo, cada una de estas zonas presenta precipitaciones características (ANA, 2015), como se detallan a continuación:

- **Zona Baja** desde el nivel del mar hasta una línea coincidente por tramos con la cota 80 msnm: Esta zona se caracteriza por escasas precipitaciones menores a 80 mm anuales entre enero y abril, además de conformar un gran desierto con vegetación típica de bosque seco, con relieve plano y de clima cálido y seco.
- **Zona Media** corresponde al territorio comprendido entre las cotas 80 y 500 msnm, esta parte de la cuenca tiene relieve ondulado, clima seco, bosque seco y con precipitaciones que varían entre 100 y 600 mm anuales que van desde diciembre hasta mayo.
- **Zona Alta** está comprendida entre los 500 msnm hasta la línea divisoria de aguas, de topografía abrupta con ríos de altas pendiente y valles en forma de “V”, en esta zona el

clima varía de templado a sub-húmedo con un régimen pluvial amazónico, caracterizado por poca variabilidad, con precipitaciones que varían entre 700 y 1100 mm anuales, donde las máximas se registran entre enero y mayo. Además, la vegetación varía desde bosque seco en las partes bajas hasta la vegetación arbustiva propia de los páramos.

3.3 Parámetros morfométricos

Las características físicas de una cuenca son elementos que tienen gran importancia en su comportamiento hidrológico. Los parámetros morfométricos, derivados a partir de la superficie de la cuenca, pretenden cuantificar determinadas características a través de índices y terminologías. A continuación, se describen los parámetros considerados para la cuenca del río Piura:

a) Área (A): Corresponde a la superficie de la cuenca proyectada en un plano horizontal. Por lo general, los caudales crecen en función del aumento del área de la cuenca.

b) Perímetro (P): Se define como la longitud de la línea de división de aguas, también conocido como Divortium Acuarium.

c) Pendiente Media de la Cuenca(S): La pendiente media constituye un elemento importante en el efecto del agua al caer a la superficie, por la velocidad que adquiere y la erosión que produce.

d) Coeficiente de compacidad (Kc): También conocido como índice de Gravelius. Se define como el cociente entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo que posee la misma área de la cuenca. Realizando las operaciones pertinentes, se obtiene el coeficiente de compacidad en función del Área (A) y el Perímetro (P), tal como se muestra en la Ecuación 16:

$$K = 0.282 * \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (16)$$

e) Factor de forma (Ff): Es un índice con el que se puede caracterizar la forma, así como la mayor o menor tendencia a crecientes de la cuenca. También se sabe que la forma de la cuenca influye en los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo. La expresión para calcular el factor de forma se muestra en la Ecuación 17.

$$F_f = \frac{A}{L^2} = \frac{B}{L} \quad (17)$$

Donde:

A: Área de la cuenca

L: Longitud de máximo de recorrido

B: Ancho promedio de la cuenca

f) Altitud media de la cuenca (H): Ejerce influencia sobre la precipitación, sobre las pérdidas de agua por evaporación, transpiración y consecuentemente sobre el caudal medio. Se calcula midiendo el área entre los contornos de las diferentes altitudes características consecutivas de la cuenca; en la altitud media, el 50% del área está por encima y el otro 50% por debajo de ella.

g) Rectángulo equivalente: Este parámetro consiste en transformar geoméricamente a la cuenca en un rectángulo cuyas áreas y perímetros son equivalentes. Las Ecuaciones 18 y 19 permiten calcular ambos lados del rectángulo equivalente:

$$L * l = A \quad (18)$$

$$2(L + l) = P \quad (19)$$

Donde:

L: Lado mayor del rectángulo

l: Lado menor del rectángulo

La Tabla 3.2 muestra los valores de los parámetros morfométricos de la cuenca del río Piura:

Tabla 3.2 Parámetros morfométricos de la cuenca

Parámetros Morfométricos	
Cuenca	Piura
Área (Km ²)	10,872.10
Perímetro (Km)	655
Altitud Media (msnm)	465
Pendiente media (%)	19
Coficiente de Compacidad	1.76
Factor de forma	0.18
Rectángulo equivalente (km)	290 37

Fuente: Adaptación de ANA, 2015

3.4 Caudales máximos

El río Piura, de régimen irregular, presenta un caudal medio mensual que fluctúa entre 0.11 m³/s a 9.86 m³/s y un caudal medio anual de 27.85 m³/s (ANA, 2015). El período de avenidas, habitualmente se presenta entre febrero y abril, mientras que el período de estiaje ocurre durante los meses de junio a diciembre. Sin embargo, la presencia del fenómeno El Niño provoca abundantes precipitaciones y grandes crecidas del río Piura. El caudal máximo registrado del río fue de 4,424 m³/s el 12 de marzo de 1998.

Las descargas del río Piura en años normales se producen como consecuencia directa de las precipitaciones producidas en la cuenca alta. La cuenca cuenta con diferentes estaciones hidrométricas para la medición de los caudales del río, las más relevantes son:

- Chulucanas: Puente Ñácara
- Tambogrande
- Piura: Estación Sánchez Cerro.

A continuación, se presenta la Figura 3.3 con el registro histórico de los caudales máximos anuales tomados en la estación Sánchez Cerro desde el año 1971 hasta el 2019. Se puede apreciar que los picos más altos se dan en los años 1983, 1998 y 2017, años en los que ocurrió el FEN. Mientras que en el 2002 también se presentó un caudal pico considerable a pesar de no presentarse FEN.

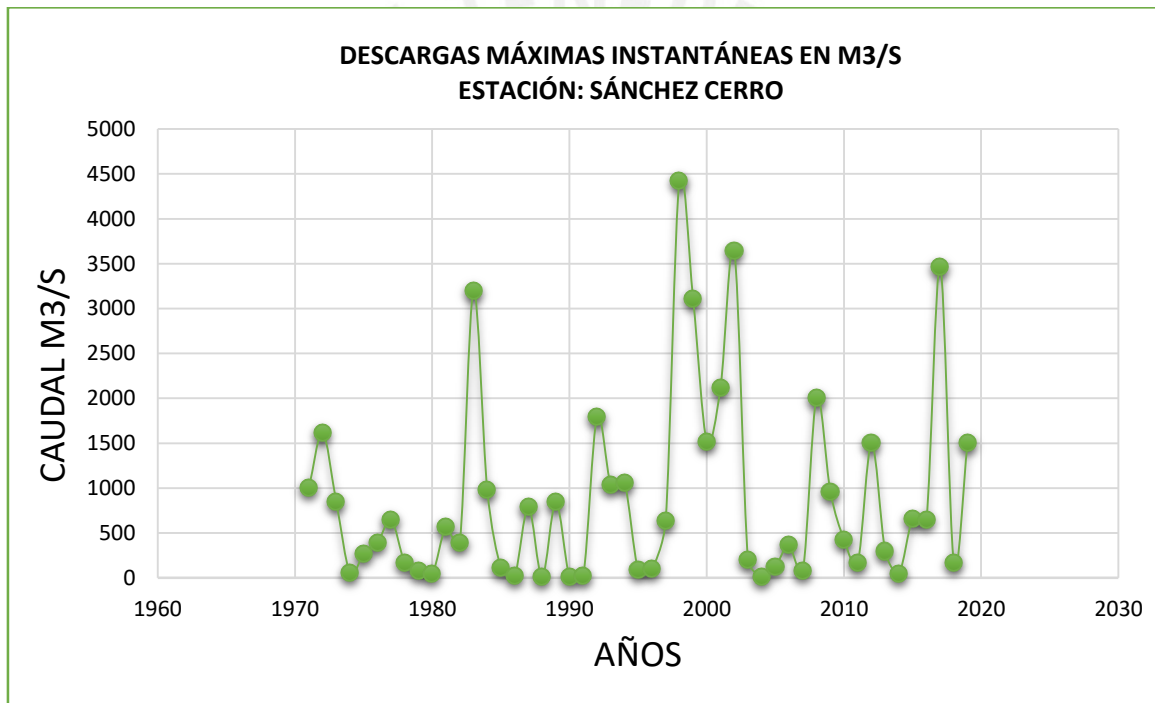


Figura 3.3 Caudales máximos instantáneos en la estación Sánchez Cerro

Fuente: Elaboración propia con datos proporcionados por PECHP

CAPÍTULO IV: METODOLOGÍA

En función a la información disponible y a los procedimientos secuenciales de modelamiento, se optó por trabajar en tres etapas: Análisis de precipitaciones, modelamiento hidrológico y modelamiento hidráulico.

La primera etapa consistió en recopilar toda la información histórica disponible de precipitaciones de 24 horas en las estaciones ubicadas dentro de la cuenca del río Piura. Luego de ello, se completó el registro de precipitaciones a través de una base de datos, PISCO, recientemente implementada por el SENAMHI (Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología). El siguiente paso fue seleccionar las precipitaciones máximas anuales y realizar la prueba de datos dudosos. Luego, se ajustó las series de tiempo a una distribución de probabilidad. El último paso fue obtener la lluvia de diseño para distintos tiempos de retorno.

La segunda etapa, partió del preprocesamiento del modelo digital de elevación con HEC-GeoHMS en ArcGIS, con el fin de delimitar las subcuencas y generar la estructura para HEC-HMS. Luego, ya en el programa, se crearon el modelo de cuenca, modelo meteorológico y las especificaciones de control. El paso siguiente consistió en ingresar los hietogramas de precipitación, interpolando el valor para el centroide de cada subcuenca. Se calibró, en lo posible, el modelo en base a eventos puntuales donde ocurrió avenidas extremas y, finalmente, con el modelo calibrado se calcularán los hidrogramas de avenida para diferentes períodos de retorno.

Por último, la tercera etapa, parte con el preprocesamiento del terreno ubicado en las zonas aledañas al río en la ciudad de Piura, con el fin de exportar la data a HEC-RAS. Para tal efecto, HEC-GeoRAS fue utilizado. Luego se evaluó la data importada y se estimó el coeficiente de rugosidad de Manning. El siguiente paso fue calibrar el modelo hidráulico en función a un evento histórico. Finalmente, se obtuvieron los mapas de inundación para diferentes períodos de retorno y se propusieron medidas de control. En la Figura 4.1 se observa el diagrama de flujo de la metodología aplicada.

Es importante mencionar que la información hidrometeorológica recopilada se obtuvo de entidades como el SENAMHI y el SNIRH (Sistema Nacional de Información de los Recursos Hídricos). Además, con el fin de recabar mayor información referente a la composición del cauce para determinar el número de Manning, la extensión de la inundación ocurrida en marzo del 2017 para calibrar el modelo y el estado de las defensas ribereñas, se realizó una visita de campo. Se coordinó con entidades como el PECHP (Proyecto Especial Chira Piura) y CRHCHP (Consejo de Recursos Hídricos de la cuenca Chira-Piura), para recopilar información mediante entrevistas con profesionales que trabajan en la cuenca y cuentan con amplio conocimiento de la situación actual del río Piura. El acápite 4.1 explica detalladamente toda la información recopilada para cumplir los objetivos del estudio.

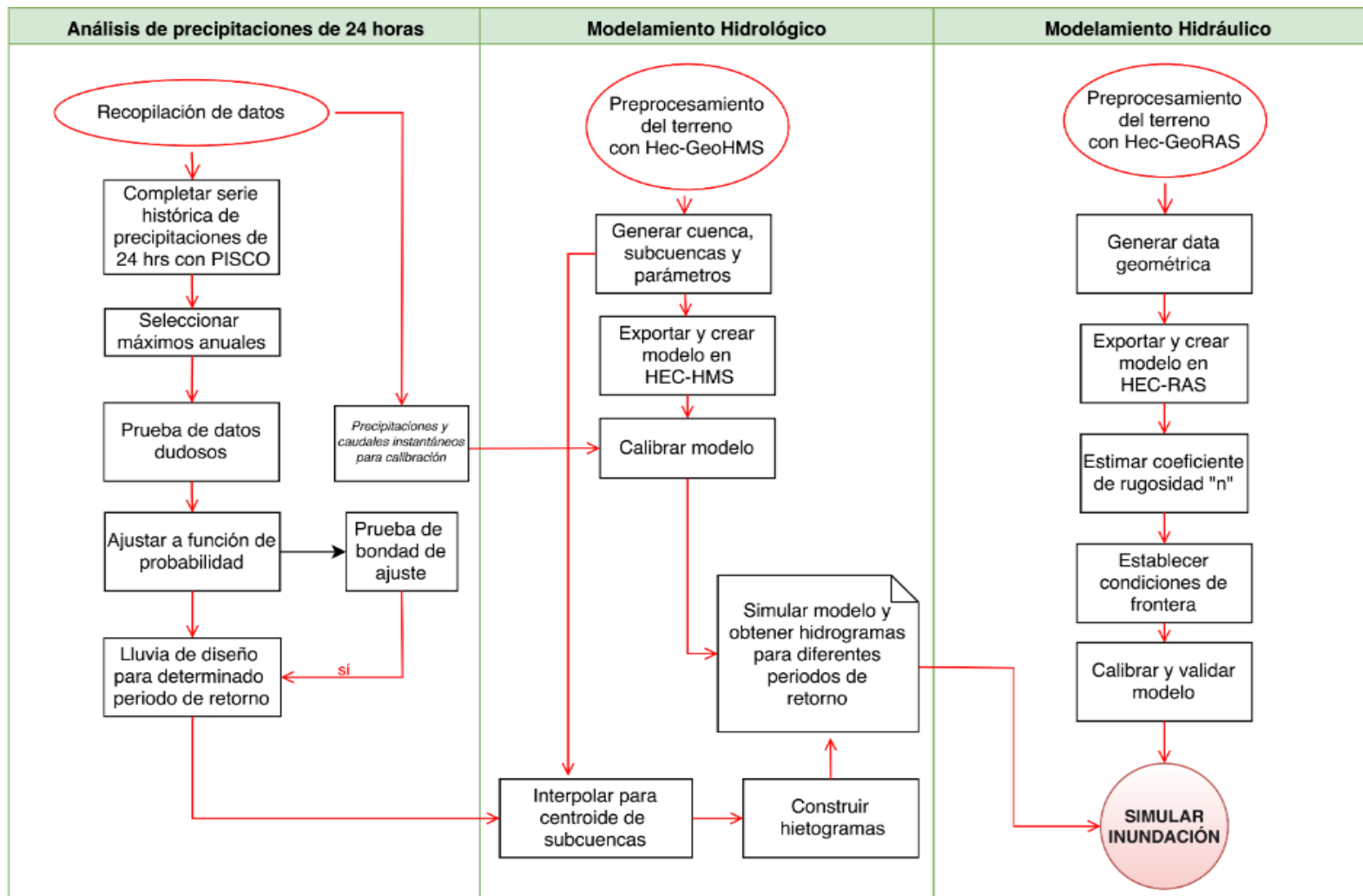


Figura 4.1 Diagrama de flujo de la metodología aplicada

Fuente: Elaboración propia

4.1 Recopilación de información

4.1.1 Información Hidrometeorológica

- **Estaciones pluviométricas:**

Se escogieron 18 estaciones pluviométricas pertenecientes a la cuenca, donde la zona alta posee la mayor densidad de estaciones. En la mayoría de estas, la serie de datos carece de continuidad, ya que el periodo de información con la que cuentan es variable. Algunas de ellas llevan muchos años operando, mientras que otras operan desde años recientes, así como otras dejaron de operar hace algunos años. La Tabla 4.1 muestra las estaciones consideradas para el análisis de precipitaciones y generación de hidrogramas, las cuales son monitoreadas por el SENAMHI y el PECHP. La data pluviométrica consiste en precipitación máxima diaria desde el año 1981 hasta el 2016. Luego de procesar los datos recopilados, se verificó las series incompletas obteniéndose la Tabla 4.2 que muestra las precipitaciones observadas máximas de 24 horas anuales para las estaciones más representativas de la cuenca. Las series anuales que carecen de al menos un dato observado, y por tanto no se pudo establecer el máximo anual, se representan con S/D (Sin datos) y que posteriormente se completaron siguiendo la metodología.

Tabla 4.1 Estaciones pluviométricas empleadas para el análisis de precipitaciones

N°	Estación	Cuenca	Coordenadas UTM		Altitud (msnm)	Periodo con información disponible
			Norte	Este		
1	Barrios	Piura	9415199	644174	335	1980-1992
2	Chignia	Piura	9380821.9	643953	556	1981-1992
3	Canchaque	Piura	9406596.8	655091	1550	1980-1994
4	Chalaco	Piura	9442932	633945	2289	1980-2015
5	Chulucanas	Piura	9434804	591603	93	1980-2013
6	Chusis	Piura	9393341	519534	13	1980-2013
7	Frías	Piura	9454564	627473	3100	1980-1995
8	Hda. Bigote	Piura	9411731.5	634552.8	200	1982-2013
9	Huarmaca	Piura	9384694	663954	2244	1980-2015
10	Malacasi	Piura	9412219.9	623733.8	130	1997-2010
11	Miraflores	Piura	9427950	542489	36	1980-2013
12	Morropón	Piura	9425731	614022	141	1980-2014
13	Pasapampa	Piura	9434239.8	655152.7	2339	1981-1994
14	San Joaquín	Piura	9432530	572011.3	230	1981-1987
15	San Pedro	Piura	9438044.1	607150.6	254	1981-2015
16	Sto. Domingo	Piura	9443545.2	623788.8	1475	1998-2007
17	Tejedores	Piura	9474081	584066	206	1970-1981
18	Virrey	Piura	9388250	612727	214	1998-2007

Fuente: Elaboración propia con datos de SENAMHI y SNIRH.

Tabla 4.2 Precipitación máxima diaria anual observada (mm) en estaciones de la cuenca del río Piura

Año	Canchaque	Chalaco	Frías	Huarmaca	Miraflores	Morropón	Virrey
1981	80.8	32.3	66.7	82.8	18.4	170.9	S/D
1982	116.8	73	68	89.8	6.7	59.2	S/D
1983	121.5	85.4	120.6	111	151.4	152.7	S/D
1984	81.2	50.2	52.3	61.7	13	40.7	S/D
1985	44.5	22.3	66.6	53.5	15.9	31.6	S/D
1986	32.5	36.2	40.8	54.8	6.1	20.9	S/D
1987	137.3	33.7	78.4	50.5	34.9	85.6	S/D
1988	39.1	41	37.9	41.6	4.6	11.5	S/D
1989	121.7	81.3	66.8	84.1	10.1	70.6	S/D
1990	24.2	35	41.4	36.9	2.4	6	S/D
1991	34.9	48.2	164	52.1	3.5	15	S/D
1992	33.2	65	82	78.1	107.1	90.4	S/D
1993	75.6	38	35	43.8	S/D	47.4	S/D
1994	84.9	54.5	122	34.5	S/D	76.6	S/D
1995	S/D	56	12.5	76.8	6.8	65.6	S/D
1996	S/D	26	S/D	26.2	1.8	60	S/D
1997	S/D	55.6	S/D	71.7	49.5	60.9	S/D
1998	S/D	65.4	S/D	92.1	173.6	19	S/D
1999	S/D	60.7	S/D	78.7	16	73	42.7
2000	S/D	56.2	S/D	99	12.8	78	53.6
2001	S/D	78.4	S/D	68.3	61.5	73.5	97.1
2002	S/D	73.3	S/D	111.4	91.5	130	113.2
2003	S/D	53.3	S/D	39.9	16	33	20.6
2004	S/D	36.1	S/D	37.7	4.1	47	8.1
2005	S/D	36.5	S/D	48.1	9.5	57	55.7
2006	S/D	47.9	S/D	80.9	13	74.5	143.4
2007	S/D	51.7	S/D	39.2	6.2	58	18.7
2008	S/D	55	S/D	113.8	33	107.5	S/D
2009	S/D	65.8	S/D	55.8	18.3	95.4	S/D
2010	S/D	103.3	S/D	145.2	35	80.7	S/D
2011	S/D	50.6	S/D	47.8	9	101	S/D
2012	S/D	57.2	S/D	72	25	120	S/D
2013	S/D	39	S/D	40.7	22.6	55	S/D
2014	S/D	64.3	S/D	37	S/D	14	S/D
2015	S/D	48.2	S/D	81.4	S/D	S/D	S/D
2016	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D

Fuente: Elaboración propia con datos de SENAMHI y SNIRH

La data empleada en la calibración y validación del modelo hidrológico se muestra en la Tabla 4.3. Se consideraron algunas de las estaciones mostradas anteriormente y se añadieron otras cercanas a la cuenca. Esta data, en forma similar a la empleada en el análisis, se recopiló del SENAMHI y el PECHP. Consiste en lluvia de 24 horas puntuales para determinados días del mes de marzo del 2017 y el mes de febrero de 2019.

Tabla 4.3 Precipitación diaria (mm) para la calibración y validación del modelo hidrológico.

Fecha/ Estación	02-03/03	13-14/03	24-25/03	25-26/03	27-28/03	24-25/02	25-26/02
Chalaco	44.0	31.7	22.80	49.6	30.30	58.1	20.40
Chulucanas	98.2	46.2	45.00	188.2	38.60	87.8	11.80
Hda. Bigote	34.5	47.3	21.40	113.2	25.30	98.4	55.10
Huancabamba	14.5	18.0	4.90	22.4	4.40	29.9	4.80
Huarmaca	41.1	74.4	21.00	41.8	9.40	88.7	31.80
Malacasi	34.5	33.3	32.90	143.1	16.60	77.9	35.20
Mallares	3.9	18.6	4.40	88.7	0.30	0.5	5.40
Miraflores	0.0	16.0	3.70	80.6	0.00	0.2	0.00
Morropon	19.5	40.0	24.00	99.0	35.30	67.5	66.60
Partidor	1.5	32.9	8.00	112.0	42.70	7.2	26.30
Sapillica	34.1	14.9	8.00	120.4	46.90	28.0	0.60
San Pedro	64.8	40.6	18.30	46.8	76.70	40.4	39.70
Sto. Domingo	26.4	43.7	18.00	67.3	48.90	60.7	25.10
Virrey	121.3	70.8	10.20	155.1	8.00	62.3	28.60
Ñacara	40.3	37.0	42.20	178.0	34.00	99.5	13.50
Tambo grande	6.5	35.7	8.00	135.7	18.50	28.5	2.10

Fuente: Elaboración propia con datos de SENAMHI y PECHP

- **Estaciones Hidrométricas:**

El objetivo de las estaciones de aforo es suministrar registros de niveles y caudales. En la cuenca del Río Piura fueron identificadas once estaciones de aforo con registro histórico (nueve de ellas estaban monitoreadas por el PECHP y las otras dos por el SENAMHI). Sin embargo, muchas de ellas están inoperativas después de colapsar durante la avenidas y eventos del Fenómeno El Niño. Es por ello que para este estudio se consideraron tres estaciones, como se muestra en la Tabla 4.4:

Tabla 4.4 Estaciones hidrométricas para la calibración del modelo hidrológico

N°	Estación	Cuenca	Coordenadas UTM		Altitud (msnm)	Período de registro
			Norte	Este		
1	Puente Ñacara	Piura	9434780	591674	84	2000-Actualidad
2	Tambo Grande	Piura	9454345	572533	65	Operativa
3	Sánchez Cerro	Piura	9425917	541731	34	1923-Actualidad

Fuente: Elaboración propia

Con información de la ubicación de estaciones tanto pluviométricas como hidrométricas, se elaboró el plano de distribución espacial de estaciones pertenecientes a la cuenca del río Piura. La Figura 4.2 muestra un total de 18 estaciones pluviométricas de las que se tuvo registro histórico para el análisis (color verde), un total de 16 estaciones pluviométricas para la calibración del modelo hidrológico (color azul), así como 3 estaciones hidrométricas con información de caudales instantáneos utilizados también para calibrar dicho modelo (color rojo).

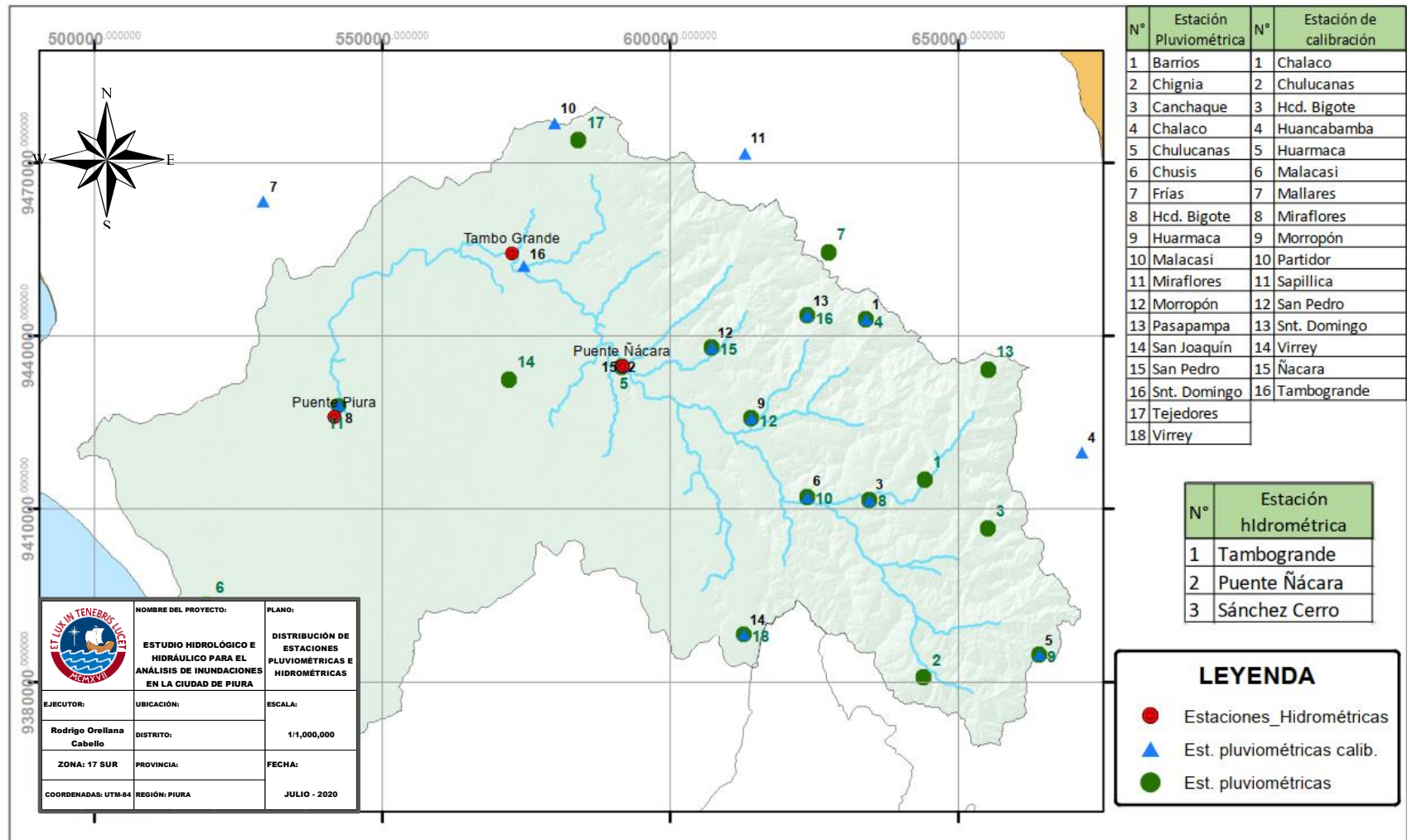


Figura 4.2 Distribución espacial de estaciones hidrométricas y pluviométricas consideradas

Fuente: Elaboración propia

4.1.2 Modelo Digital de Elevación para delimitar la cuenca

Para la delimitación de la cuenca Piura se utilizó un modelo digital de elevación (MDE) de alta resolución con tamaño de celda de 12.5 x 12.5m, adecuado para obtener datos físicos más exactos de la cuenca. El MDE está compuesto por 16 plantillas ráster que se obtuvieron desde la base de datos del satélite Alos Palsar. La Figura 4.3 muestra el MDE donde la zona de color marrón representa los flancos montañosos de la sierra, mientras que la zona de color verde representa el terreno más llano y de poca elevación. La zona delimitada por la línea de color rojo corresponde a la región Piura.

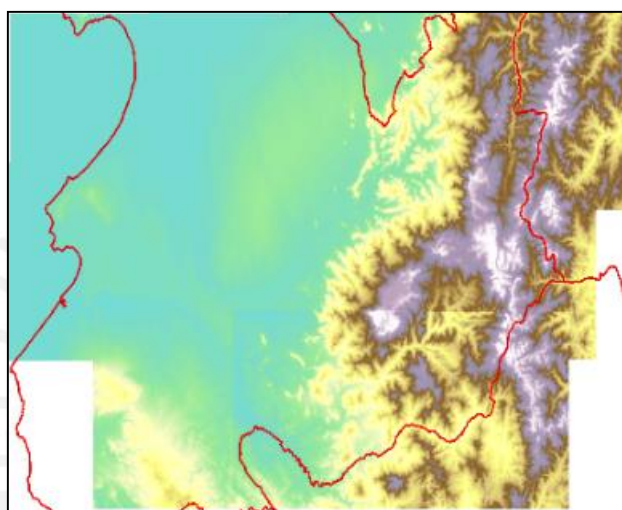


Figura 4.3 MDE para delimitar la cuenca

Fuente: Elaboración propia con datos de ASF DAAC, 2018

4.1.3 Información de suelos, cobertura vegetal y mapa temático de curva número (CN)

El mapa temático de curva número para condiciones anteriores de humedad tipo II y empleado para calcular las abstracciones en el modelo hidrológico, se descargó desde la página web de la ANA. La resolución espacial es de 90 m y se generó en función de los mapas de Cobertura, Suelo y Modelo Digital de Elevación, tal como se explica a continuación (Portuguez y Verano, 2016):

En primer lugar, el MDE (90m) se obtuvo de la Misión Topográfica Shuttle Radar (SRTM). Por otra parte, el mapa de Cobertura Vegetal, realizada por el Ministerio del Ambiente y actualizada al 2009, contiene la distribución y características de los diversos tipos de cobertura vegetal a una escala de 1/100,000. Finalmente, el mapa temático de Suelo, desarrollado por la Organización para la Alimentación y la Agricultura de Naciones Unidas (FAO), contiene información acerca del origen y evolución del suelo a escala global de 1/5,000,000. En este último se definieron grupos hidrológicos acorde al tipo de suelo.

Luego de contar con la data requerida, se realizó una reclasificación correspondiente al tipo de cobertura y otra correspondiente al tipo de textura según el grupo hidrológico del suelo para ambos mapas temáticos (cobertura vegetal y suelo). Luego, en base a los grupos hidrológicos de la Tabla A.1, se elaboró la Tabla A.3 que considera los valores de CN para los grupos hidrológicos pertenecientes al territorio peruano. Finalmente, haciendo uso de la herramienta HEC-GeoHMS, en ArcGIS, se cargaron los mapas, el MDE, las tablas y se procesó; obteniéndose el Mapa Temático de Número de Curva para las tres condiciones anteriores de humedad. Los valores varían desde 25 hasta 100. No obstante, el ANA recomienda emplear estos valores como iniciales, los cuales deben ser ajustados en la calibración del modelo. En la Figura A.1 se presenta el Mapa de Número de Curva para condiciones normales de humedad (tipo II) que fue el empleado en este estudio.

4.1.4 Información topográfica

La data geométrica correspondiente a las secciones transversales del cauce y del terreno aledaño al río Piura se obtuvo del Consejo de Recursos Hídricos de Cuenca Chira-Piura (CRHCHP). El levantamiento topográfico corresponde al año 2015 y consta de datos de teledetección óptica láser, comúnmente conocida como tecnología LIDAR, con distancia de medio metro entre curvas de nivel, resolución muy aceptable para modelar inundaciones. La data se recopiló en archivos con formato dwg y shape, suficientes para procesar en ArcGIS. La extensión de la información topográfica que se requirió abarca desde aguas arriba del puente Cáceres (norte) hasta la altura del puente Grau (sur).

4.1.5 Información recopilada en la visita de campo

El viaje a la ciudad de Piura se realizó en julio del 2019. El objetivo principal fue hacer el reconocimiento de la zona de estudio y recopilar información extra para desarrollar el modelamiento. A continuación, se detallan las actividades específicas que se realizaron:

- Se visitó las instalaciones del PECHP para adquirir información de caudales máximos instantáneos anuales del río Piura en la Estación Sánchez Cerro e información referente a los reportes hidrometeorológicos que diariamente se publican.
- Se visitó las instalaciones del CRHCHP, donde se consiguió vistas fotográficas de la inundación del 27 de marzo; además se proporcionó el informe de máximas avenidas del río Piura (Ramos, 2010) con el que trabaja la institución.
- Se recorrió el tramo urbano a modelar (Puente Cáceres al puente Bolognesi), donde se inspeccionó visualmente el estado y composición del cauce, estado de las defensas ribereñas, estado de los puentes. La descripción del tramo se explica en el apartado 4.6.1, mientras que las vistas fotográficas se adjuntan en el Anexo C.

- Se recabó información acerca del alcance y extensión de la inundación en el distrito de Piura a través de entrevistas con los ciudadanos.

La información adquirida en esta visita resultó de suma importancia para complementar los datos recopilados previamente. Por un lado, la información de caudales máximos sirvió para estimar el caudal para distintos periodos de retorno a través del método estadístico; mientras que el informe de máximas avenidas sirvió para estudiar las consideraciones de modelamiento hidrológico y compararlo con el presente estudio. Por otro lado, el recorrido del tramo urbano fue útil para la estimación de la rugosidad del cauce y la llanura de inundación; así como para definir las estructuras hidráulicas a modelar. Básicamente la información de las vistas fotográficas y las entrevistas con ciudadanos ayudaron a validar el modelo hidráulico a través de la simulación de la inundación del 27 de marzo 2017. Asimismo, se tomó conocimiento de los planes o estrategias que las instituciones proponen con el fin de solucionar el problema de inundaciones en la zona de estudio. En la Figura 4.4 se muestra una vista panorámica del último desborde del río Piura.



Figura 4.4 Vista panorámica del tramo urbano inundado el 27 de marzo de 2017

Fuente: Adaptación de Walac Noticias <https://es.mongabay.com/2017/03/peru-rios-inundacion-nino-costero-piura/>

4.2 Análisis de precipitaciones máximas 24 horas

La Tabla 4.2 presenta series con registros incompletos (S/D). Inclusive se observan estaciones con registros de períodos cortos menores a 30 años las cuales no califican para el análisis probabilístico.

4.2.1 Completación de datos con PISCO

En vista que para el análisis es necesario contar con series completas de precipitación a escala diaria y periodos largos (>30 años) se consideró oportuno evaluar información proveniente de productos satelitales con información de precipitación diaria. El producto en cuestión se conoce como Peruvian Interpolated data of the SENAMHI Climatological and Hydrological Observations en su versión 2.0 o PISCOpd v2.0, por sus iniciales (Aybar et al., 2017).

El propósito de la aplicación del producto PISCO fue extender la información de precipitación diaria de las estaciones locales para las series en las que no se cuenta con información observada.

Descripción del producto PISCO

El producto PISCO de precipitación (PISCOp) en su versión diaria y mensual es el resultado de la combinación de datos de estaciones terrenas con climatologías, reanálisis y productos satelitales de estimación de lluvias para obtener una base de datos grillada a nivel nacional de alta resolución espacial (~ 5*5 km); los datos grillados abarcan una serie temporal que se inicia el 1 de enero de 1981 hasta el 31 de diciembre del 2016.

Corrección del producto PISCO

En análisis gráficos preliminares se ha observado que el producto PISCO tiene el defecto de poseer precipitaciones bajas con alta frecuencia en los meses de estiaje, este tipo de error conllevaría a un sesgo positivo en caso de utilizarla sin ningún procesamiento. Por otro lado, comparando la información observada con el producto, se ha observado que, se tiende a subestimar las precipitaciones altas sobre todo en los meses de avenidas. En este sentido, se optó por ajustar el producto mediante el método de correlación ortogonal. Se escogió este método dado que el coeficiente de correlación de Pearson entre la precipitación observada y PISCOpd en las diferentes estaciones son aceptables (>0.7). Cabe resaltar que este procedimiento se empleó solo para completar los datos S/D de la Tabla 4.2; por lo que las series que poseen data observada no fueron modificadas. En el Anexo D se explica detalladamente el método de corrección.

4.2.2 Prueba de datos dudosos

Con los datos de precipitación diaria máxima completa para cada año (36 años), se procedió a realizar la prueba de datos dudosos, siguiendo el método del Water Resources Council. Este método recomienda analizar los datos dudosos que vienen a ser puntos de la información que se alejan significativamente de la tendencia de la información restante.

De acuerdo con Water Resources Council (1981), si la asimetría de estación es mayor que +0.4, primero se consideran las pruebas para detectar datos dudosos altos; si la asimetría de estación es menor que -0.4, primero se consideran pruebas para detectar datos dudosos bajos. Cuando la

asimetría de la estación se encuentra entre -0.4 y +0.4, deben aplicarse pruebas para detectar datos dudosos altos como también bajos antes de eliminar algún dato dudoso de la muestra. Estas pruebas se basan en obtener el promedio aritmético y la desviación estándar del logaritmo de cada dato. Adicionalmente se debe de considerar un nivel de significancia para obtener un valor de Kn que varía de acuerdo al número de datos analizados, en este caso para 36 valores, Kn es igual a 2.639 (Chow et al, 1994). A continuación, se muestran las expresiones para determinar los umbrales máximo y mínimo para una serie de precipitaciones:

El umbral de datos dudosos altos X_H , se expresa en la Ecuación 20:

$$X_H = \bar{X} + Kn * s \quad (20)$$

En ese sentido, la precipitación máxima aceptada queda definida en la Ecuación 21:

$$P_H = 10^{X_H} \quad (21)$$

El umbral de datos dudosos bajos X_L se expresa en la Ecuación 22:

$$X_L = \bar{X} - Kn * s \quad (22)$$

Asimismo, la precipitación mínima aceptada queda definida en la Ecuación 23:

$$P_L = 10^{X_L} \quad (23)$$

Donde:

\bar{X} : Promedio de los logaritmos de los datos s : Desviación estándar de los logaritmos
 Kn : Constante dependiente del tamaño de la muestra

A continuación, se presenta un ejemplo de la aplicación de esta prueba en la estación Santo Domingo. En la Tabla 4.5 se observa la serie completa de precipitación de 24 horas y además se calcula el logaritmo de P24 para cada año:

Tabla 4.5 Precipitación máxima diaria estación Santo Domingo

Nº	AÑO	Orden inicial	Repeticiones	ORDEN	P24	log(P24)
1	1981	20	1	20	65.72	1.8177
2	1982	16	1	16	71.47	1.8541
3	1983	3	1	3	117.50	2.0700
4	1984	24	1	24	60.42	1.7812
5	1985	33	1	33	34.01	1.5317
6	1986	28	1	28	50.09	1.6998
7	1987	15	1	15	73.05	1.8636
8	1988	32	1	32	37.33	1.5720
9	1989	7	1	7	97.43	1.9887
10	1990	34	1	34	33.78	1.5286
11	1991	27	1	27	53.20	1.7259
12	1992	1	1	1	126.50	2.1021

13	1993	12	1	12	82.32	1.9155
14	1994	18	1	18	70.37	1.8474
15	1995	25	1	25	59.24	1.7726
16	1996	36	1	36	30.93	1.4904
17	1997	35	1	35	33.25	1.5218
18	1998	2	1	2	118.10	2.0722
19	1999	17	1	17	71.10	1.8519
20	2000	10	1	10	86.50	1.9370
21	2001	29	1	29	49.00	1.6902
22	2002	23	1	23	60.90	1.7846
23	2003	30	1	30	46.20	1.6646
24	2004	21	1	21	63.30	1.8014
25	2005	13	1	13	80.80	1.9074
26	2006	6	1	6	103.00	2.0128
27	2007	22	1	22	61.10	1.7860
28	2008	8	1	8	96.46	1.9843
29	2009	4	1	4	110.14	2.0419
30	2010	14	1	14	79.95	1.9028
31	2011	26	1	26	54.88	1.7394
32	2012	11	1	11	83.07	1.9194
33	2013	31	1	31	44.28	1.6462
34	2014	19	1	19	65.88	1.8188
35	2015	9	1	9	93.29	1.9698
36	2016	5	1	5	103.75	2.0160

Fuente: Elaboración propia

Luego se obtiene la Tabla 4.6 con los parámetros necesarios calculados de la serie anterior.

Tabla 4.6 Parámetros estadísticos para prueba de datos dudosos

	P24	Log (P24)
Numero de datos n	36	36
Suma Σ	2568.3	65.6303
Máximo	126.5	2.1021
Mínimo	30.9	1.4904
Promedio \bar{x}	71.343	1.8231
Desviación estándar s	26.1490	0.1686
Coficiente asimetría Cs	0.3484	-0.3330
Cs/6 k	0.0581	-0.0555

Fuente: Elaboración propia

Después de aplicar las Ecuaciones 20, 21, 22 y 23 con los datos de la tabla anterior, se obtiene la Tabla 4.7 que muestra el umbral máximo y mínimo de precipitaciones

Tabla 4.7 Umbral máximo y mínimo de precipitaciones en la estación Santo Domingo

n	36
Kn	2.639
xH	2.27
PH	185.34
xL	1.38
PL	23.89

Fuente: Elaboración propia

Finalmente, se observa que los valores P24 de la Tabla 4.5 se encuentran dentro de los límites, es decir, entre los umbrales PH y PL de la Tabla 4.7. Se concluye que no existen datos dudosos.

4.2.3 Ajuste de series de precipitación a distintas funciones de probabilidad

Se ajustaron las precipitaciones máximas anuales de 24 horas a los tipos de distribución descritas en el apartado 2.9. Este procedimiento se realizó en una hoja de Excel para 5 tipos de distribuciones y para las 18 estaciones consideradas. A continuación, en la Figura 4.5, se muestra las gráficas del ajuste estadístico de precipitaciones observadas a las distintas distribuciones de probabilidad en la estación Santo Domingo:

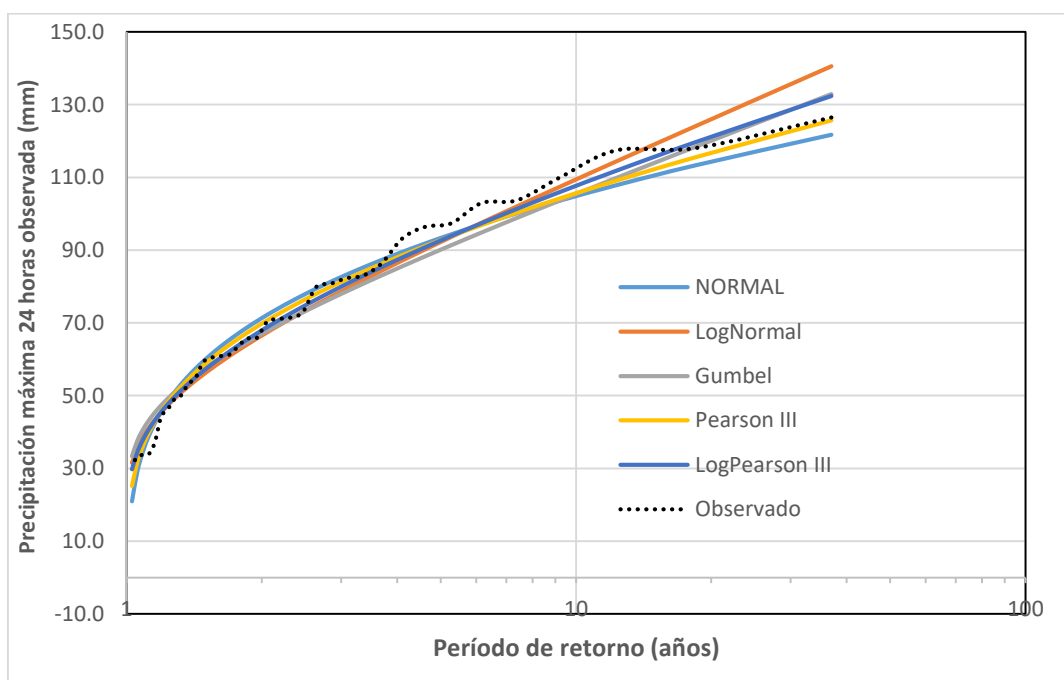


Figura 4.5 Ajuste estadístico de precipitaciones observadas a distintas distribuciones de probabilidad en la estación Santo Domingo

Fuente: Elaboración propia

4.2.4 Prueba de bondad de ajuste

Con el fin de determinar qué distribución de probabilidad se ajusta mejor (o no se ajusta) a cada estación, se aplicó la prueba de Kolmogórov-Smirnov. Los cálculos se realizaron en Excel para las distribuciones Normal, Log-Normal y Gumbel, mientras que para Pearson III y Log Pearson III se empleó Hidroesta. El resultado para la estación Santo Domingo se muestra a continuación en la Tabla 4.8, mientras que para el resto de estaciones se encuentra en el Anexo L.

Tabla 4.8 Prueba de bondad de ajuste estación Santo Domingo

Prueba de bondad			Normal	Log-Normal	Pearson III	Log Pearson III	Gumbel
N datos	36	$D_{m\acute{a}x}$	0.0692	0.0669	0.0499	999	0.0842
a (consistencia)	0.05	$D_{crítico} > D_{max}$	Si se ajusta	Si se ajusta	Si se ajusta	No se ajusta	Si se ajusta
Dcrítico	0.2217	Mejor Ajuste	3	2	1	5	4

Fuente: Elaboración propia

Como se puede apreciar en el cuadro anterior, los datos se ajustan a la distribución Normal, Log Normal, Pearson III y Gumbel, mas no se ajusta a la distribución Log Pearson III.

4.2.5 Cálculo de precipitaciones máximas en 24 horas para distintos periodos de retorno.

Las precipitaciones máximas de 24hrs para diferentes periodos de retorno para las 18 estaciones, se calcularon en una hoja de Excel y se corroboraron con Hidroesta. Los resultados de las precipitaciones de 24 horas para diferentes periodos de retorno se presentan en el capítulo V.

4.2.6 Diseño de tormentas mediante relaciones Intensidad-Duración-Frecuencia

El siguiente paso luego de determinar las precipitaciones máximas para cada estación es diseñar los hietogramas de tormenta. Básicamente, el diseño consiste en disgregar la P24 en partes por hora; para ello existen diferentes métodos de entre los cuales se empleará el método de los bloques alternos. Los hietogramas pueden ser diseñados directamente con la P24 de cada estación, sin embargo, el modelo hidrológico requiere ingresar los hietogramas en el centroide de cada subcuenca; además, la ubicación de las estaciones no coincide con la de los centroides. Por consiguiente, se construyeron las isoyetas para distintos tiempos de retorno interpolando con el método de Kriging los valores P24 de cada estación. De esta manera, se ponderó la influencia de cada una de las 18 estaciones.

Ahora bien, considerando que existe una estación ficticia en el centroide de cada subcuenca en el mapa de isoyetas, entonces la precipitación que cae en el centroide se calculó como el promedio de toda la precipitación que cae en la subcuenca. De esta manera, se obtiene la altura de precipitación de 24 horas para cada tiempo de retorno y con la que se diseñan los hietogramas.

Para aplicar el método de bloques alternos primero se deben determinar ciertos parámetros característicos de las curvas IDF, por lo que se aplicó la siguiente metodología:

- Con la información de precipitaciones máximas en 24hrs en el centroide de cada subcuenca, se calcularon las precipitaciones máximas para duraciones menores a 24hrs ($d < 24hrs$) mediante el método Dick Peschke, presentado en la Ecuación 24:

$$Pd = P_{24hrs} * \left(\frac{d}{1440}\right)^{0.25} \quad (24)$$

Donde:

Pd : Precipitación total (mm)

P_{24hrs} : Precipitación máxima 24hrs (mm)

d : Duración en minutos

- La precipitación obtenida en el paso anterior fue transformada en intensidades media, esto se hace para las diferentes duraciones menores a 24 horas y para todos los periodos de retorno

considerados. Seguidamente, los resultados que relacionan la intensidad, duración y frecuencia se deben de ajustar a la ecuación que se muestra en la Ecuación 25

$$I = \frac{10^K * T^m}{t^n} \quad (25)$$

Donde:

I : Intensidad (mm/hr)

t : Duración de la precipitación (min)

T : Período de retorno en años

Ahora, la manera de obtener los parámetros k , m y n se realizó a través de análisis de regresión lineal en Excel. Este procedimiento se aplicó para cada subcuenca, por lo que los valores de estos tres parámetros fueron diferentes para cada una de ellas.

Seguidamente se procedió a desarrollar el método de los bloques alternos. Primero se definió el TR para el cual se desea obtener el hietograma. Luego, con la Ecuación 25 se calcularon las intensidades para duraciones de hora en hora; es decir a 60, 120, 180, etc. hasta 1440 minutos. Luego, se calculó la altura acumulada multiplicando la intensidad por la duración. El siguiente paso fue calcular la profundidad incremental restando dos profundidades acumuladas adyacentes. Finalmente, el hietograma se estructura de la siguiente manera: la profundidad incremental máxima obtenida se ubica en el intervalo de 12 a 13 horas (720 min-780min), la profundidad mayor que sigue se ubica en el intervalo de 11 a 12 horas, la siguiente profundidad mayor se ubica en el intervalo de 13 a 14 horas; la siguiente, en el intervalo de 10 a 11 horas; la siguiente, de 15 a 16 horas y así sucesivamente hasta completar las profundidades desde las 0 hasta las 24 horas. En el Anexo E se presenta la Tabla E.1 que muestra una hoja de cálculo de cómo se aplica el método y donde finalmente la columna “Precipitación” viene a ser el hietograma a ingresar en el modelo hidrológico.

4.3 Procesamiento geoespacial con HEC-GeoHMS

4.3.1 Descripción del proceso

El objetivo de emplear la herramienta HEC-GeoHMS en ArcGIS es establecer archivos de entrada para el modelo hidrológico que se obtienen a partir del análisis espacial de un modelo digital de elevación (MDE) o Ráster de tal manera que los resultados obtenidos puedan ser exportados de manera sencilla y minimizando el trabajo de crear un proyecto HMS desde cero. El menú de HEC-GeoHMS contiene otros submenús que permiten llevar el proceso de forma metodológica. A continuación, se presentan los procesos necesarios para preparar la data: (Ingol, 2018):

4.3.2 Procesamiento del terreno, flujo y corrientes

Se aplicaron un conjunto de herramientas de preprocesamiento con el fin de habilitar el MDE para delimitar la cuenca hasta la obtención de las líneas de drenaje. Para ello en el proceso se realizó la remoción de las depresiones del MDE, se determinó la dirección del flujo para luego determinar el flujo acumulado, se definieron y segmentaron las corrientes, se delineó el grid de subcuencas donde se obtuvieron los polígonos de subcuencas y se procesaron las líneas de drenaje. En el Anexo F se explica con mayor detalle cada uno de los pasos llevados a cabo.

4.3.3 Configuración del proyecto

En el submenú “Project Setup” se empleó la herramienta “Data Management” para confirmar o asignar las capas creadas en la sección anterior y que el procesamiento se realice en base a estos datos. Luego, se tiene la herramienta “Start New Project” que sirvió para insertar el título, describir y seleccionar la carpeta de almacenamiento del proyecto. El siguiente paso consistió en seleccionar el punto de salida o punto de control de la cuenca a ser delimitada. Para ello se empleó la herramienta “Add Project Point” y se estableció la ubicación de la estación Sánchez Cerro como punto de control del modelo. Se asignó “Outlet 1” como nombre del punto. La siguiente herramienta, “Generate Project”, sirvió para generar el proyecto además de delimitar la cuenca en base al punto de control mencionado. La Figura 4.6 muestra la cuenca delimitada (hatch) donde la Estación Sánchez Cerro (punto rojo) viene a ser el punto de control.



Figura 4.6 Estación Sánchez Cerro como punto de control del proyecto HMS

Fuente: Elaboración propia

4.3.4 Procesamiento de la cuenca

Esta sección aborda la delimitación de subcuencas y la unión de corrientes; para ello se emplea el submenú “Basin Processing”.

La herramienta “Basin Merge” permite realizar el proceso de combinación de subcuencas. Este proceso consiste en unir dos o más subcuencas adyacentes y convertirlas en una sola. Para realizar este proceso se tomó en cuenta las características de la zona en estudio tales como vegetación, suelo, altitud de las subcuencas. En un inicio la cuenca delimitada en función al área proyectada estaba constituida por 45 subcuencas pequeñas, pero luego de realizar la combinación finalmente se definieron 10 subcuencas, tal como se muestra en la Figura 4.7:

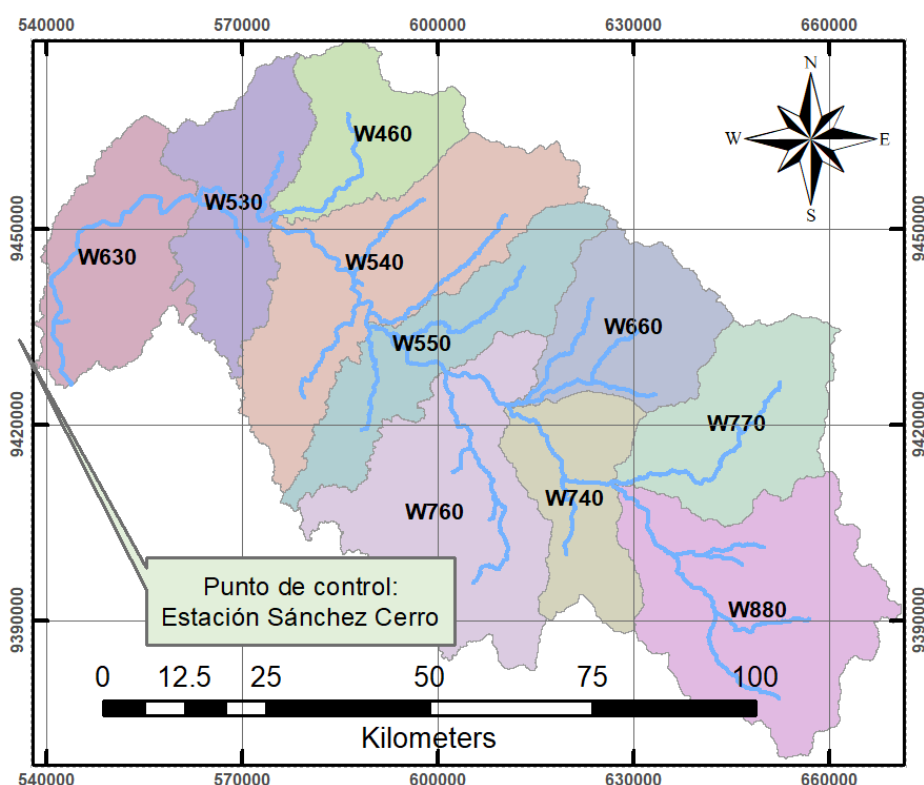


Figura 4.7 Delimitación de subcuencas

Fuente: Elaboración propia

4.3.5 Extracción de características de la cuenca

Esta sección del menú, proporciona herramientas para extraer las características físicas de los cauces y las subcuencas. Los resultados se muestran en las tablas de atributos de cada capa tales como: Longitud del río, pendiente del río, pendiente de la cuenca, ruta más larga del flujo, centroide de la cuenca, elevación del centroide de la cuenca, trayectoria centroidal del flujo más largo. Las características físicas de las subcuencas se visualizan en el Anexo G.

4.3.6 Parámetros HMS

En esta sección, se proporcionan herramientas para calcular y asignar parámetros a los cauces y subcuencas tales como: seleccionar el método de transformación lluvia-escorrentía, seleccionar el método de tránsito de avenidas, renombrado de los cauces y subcuencas, además de la posibilidad de extraer el número de curva para cada subcuenca desde un archivo ráster, y finalmente calcular el tiempo de retraso “CN Lag” cuando se usa el método de transformación del SCS.

4.3.7 Desarrollo de entradas para HMS

El submenú “HMS” proporciona herramientas que permiten preparar entradas para el modelo HMS. El procedimiento realizado se detalla a continuación:

El primer paso fue, seleccionar el sistema de unidades, en este caso el Sistema Internacional (SI); luego en “Check Data” se debe confirmar que la data de entrada como los cauces, subcuencas, el centroide y el punto de control, correspondan a las capas creadas anteriormente. El siguiente paso fue definir el sistema hidrológico a través de una representación en SIG tales como nodos, enlaces, uniones y conexiones, para ello seleccionar “HMS schematic”. A continuación, se crea la leyenda HMS para simbolizar los elementos mencionados anteriormente. El siguiente paso es adicionar las coordenadas geográficas a las entidades nodos y conexiones; a continuación, se debe preparar los datos y exportar los archivos shape de fondo. Los últimos pasos consisten en exportar la información geográfica del modelo de cuenca en formato de texto, modelo meteorológico y creación del proyecto HMS. El esquema hidrológico de la cuenca se presenta en el Anexo H.

4.4 Modelamiento hidrológico HEC-GeoHMS

4.4.1 Descripción del Proyecto HMS

Modelo de cuenca. El primer paso fue crear un proyecto nuevo en HMS e importar los datos del procesamiento geoespacial, tales como cuenca, subcuenca, uniones, cauces y salidas. Cabe mencionar que se creó un proyecto para cada periodo de retorno a analizar. Los submodelos considerados que componen el modelo de la cuenca del río Piura incluyen: modelo de pérdidas (método del número de curva del SCS), modelo de transformación de precipitación efectiva en escorrentía (método del hidrograma unitario de la SCS), modelo de flujo base (No se consideró flujo base en eventos de avenida, pero sí en la calibración del modelo).

Modelo meteorológico. Para el modelo meteorológico se ingresaron los hietogramas específicos de avenidas para una duración de tormenta de diseño de 24 horas. Los periodos de retorno considerados fueron los mismos de aquellos del análisis de frecuencia de precipitaciones máximas: 25, 50, 100 y 500 años.

Especificaciones de Control. En este componente se especificó el periodo y el intervalo en el cual el programa realizará los cálculos; para ello se debe definir la fecha de inicio y final del evento. Dado que la cuenca a modelar es relativamente grande, las crecidas en el punto de control se observan aproximadamente después de 30-40 horas de iniciadas las tormentas; por lo que convenientemente se fijó una duración de 7 días para observar el comportamiento completo del hidrograma. La Figura 4.8 muestra las especificaciones de control para el evento asociado a un periodo de retorno de 100 años. Es importante notar que por defecto, la fecha de especificación corresponde al año 2000, lo cual no influye en los resultados siempre y cuando se interpreten correctamente.

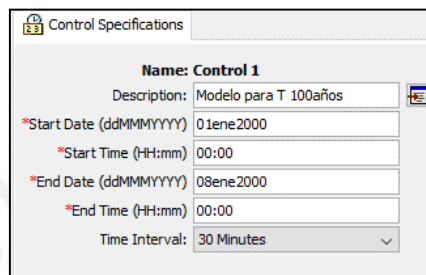


Figura 4.8 Especificaciones de control HMS

4.4.2 Configuración del Proyecto HMS

El modelo de la cuenca Piura (desde el punto de control hacia aguas arriba) ha sido configurado como un sistema de diez subcuencas y trece rutas de tránsito de caudal (Ver Figura 4.9 y Anexo H), por lo que es necesario establecer un modelo de tránsito de avenidas.

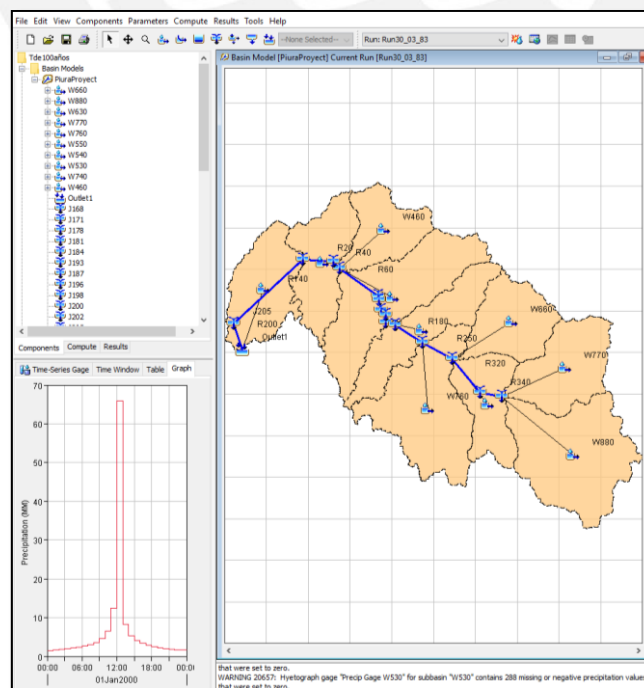


Figura 4.9 Esquema del modelo de cuenca e interfaz en HEC-HMS

4.4.3 Parámetros HMS

En esta sección se describen los parámetros empleados en la simulación, tales como: Numero de curva, tiempo de concentración y parámetros K y x del método de Muskingum:

Número de Curva

El mapa de CN utilizado corresponde a condiciones de humedad tipo II (CN II), ya que durante las temporadas de avenida las lluvias son frecuentes y el suelo presenta humedad media. De todas maneras, este parámetro se ajustará en el proceso de calibración del modelo.

El número de curva para cada subcuenca fue obtenido a través de la superposición del ráster CN (Figura 4.3) con el shapefile de las subcuencas. HEC-GeoHMS extrajo el valor medio de CN para cada subcuenca y se presenta en la tabla de atributos de subcuencas. Así mismo, el parámetro CNLag es calculado automáticamente a partir del número de curva. El número de curva para la cuenca oscila entre 46 para el Medio Piura hasta valores de 80 para el Alto Piura, tal como se observa en la Tabla 4.9:

Tabla 4.9 Número de Curva antes de la calibración

Subcuenca	W460	W530	W540	W550	W630	W660	W740	W760	W770	W880
Número de Curva	46.6	50.8	49.6	60.6	44.1	79.6	68.6	52.1	77.9	76.9

Fuente: Elaboración propia

Tránsito de avenidas en cauces

El modelo de tránsito de avenidas de Muskingum requiere de dos parámetros. En un principio, el parámetro X que depende de la forma de almacenamiento y cuyo valor oscila entre 0 y 0.5, se optó por emplear un valor medio de 0.25. Por otra parte, el parámetro K es el tiempo de tránsito de la onda de flujo a través del tramo del cauce. Su estimación necesita hidrogramas medidos de entrada y salida que no se disponen para este estudio, por lo que inicialmente se estimó como el tiempo de concentración de las subcuencas. Ambos parámetros se consideraron como parámetros de calibración, cuyos valores finales se muestran en los resultados.

Tiempo de Concentración

Existen diversas fórmulas matemáticas que calculan este parámetro (Ver Tabla B.1). Sin embargo, dado que son fórmulas empíricas los resultados pueden diferir significativamente unos de otros y se deben considerar solo los métodos que muestren tiempos de concentración razonables. En la Tabla 4.10 se muestran los tiempos de concentración para cada subcuenca y para distintos métodos:

Tabla 4.10 Tiempos de concentración para las subcuencas (tc) para distintos métodos

Tiempo de concentración (Horas)						
Método	Temez	Kirpich	Ec. de retardo SCS	Izzard	F. Australiana	Promedio
W460	14.5	8.3	16.3	9.2	17.1	16.0
W530	15.8	10.9	19.9	12.1	17.8	17.9
W540	16.0	7.0	18.0	6.0	19.1	17.7
W550	11.2	4.6	12.4	4.7	12.9	12.2
W630	22.1	16.3	31.6	15.2	26.9	26.9
W660	10.0	3.9	5.5	4.3	11.3	8.9
W740	13.6	6.7	9.0	6.5	16.1	12.9
W760	22.7	17.1	26.8	14.0	26.5	25.3
W770	11.3	4.5	6.4	4.6	12.9	10.2
W880	13.5	5.7	7.4	5.3	15.4	12.1

Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo del promedio se descartó el método de Kirpich, ya que su aplicación está dirigida a cuencas de tamaño medio y con pendientes muy inclinadas, también se descartó el método de Izzard por presentar valores muy bajos.

Se observa que los “tc” más altos pertenecen a las subcuencas W630 y W760, la primera ocupa la zona Media de Piura, donde la pendiente es relativamente baja y por ende el tránsito del flujo es más lento; por lo que el tc de W630 se tomó como referencia para estimar los valores iniciales de K en todos los cauces o “Reachs”. En particular, en dicha subcuenca se presentan dos cauces, R140 y R200, en consecuencia, los valores de K de ambos cauces deberían de sumar aproximadamente 25 horas. El K de los demás cauces se estimó tomando en consideración su longitud y pendiente. Claramente, estos valores fueron ajustados al igual que el CN en el proceso de calibración. En la Tabla 4.11 se muestran los parámetros del método de Muskingum ingresados al modelo antes de la calibración:

Tabla 4.11 Parámetros de Muskingum antes de la calibración

Reach/Cauce	Muskingum K (Hr)	Muskingum X
R20	10	0.25
R40	4	0.25
R60	12	0.25
R80	4	0.25
R100	3	0.25
R110	4	0.25
R130	3	0.25
R140	15	0.25
R160	3	0.25
R180	4	0.25
R200	10	0.25
R250	5	0.25
R320	5	0.25
R340	4	0.25

Fuente: Elaboración propia

4.4.4 Ingreso de datos a HEC-HMS

Luego de haber exportado los archivos obtenidos mediante HEC-GeoHMS, solo se ingresan manualmente los parámetros de Muskingum K y X, así como los hietogramas de 24 horas para cada subcuenca, donde previamente se definió hora de inicio y final de estos; los cuales inician el 01 de enero 2000 a las 00:00 horas y terminan a las 00:00 del 02 de enero del 2000, con intervalos de cada hora.

Las especificaciones de control para la simulación se configuraron como fecha de inicio el 01 de enero de 2000 a las 00:00 horas y termino el 08 de enero de 2000 a las 00:00 horas con un intervalo de cómputo de 30 minutos. Este tiempo es mayor con el fin de cubrir toda la simulación.

4.4.5 Calibración del modelo

La calibración implica el ajuste progresivo de los parámetros del modelo para lograr un mayor rendimiento del modelo. La metodología para calibrar el modelo se presenta en la Figura 4.10:

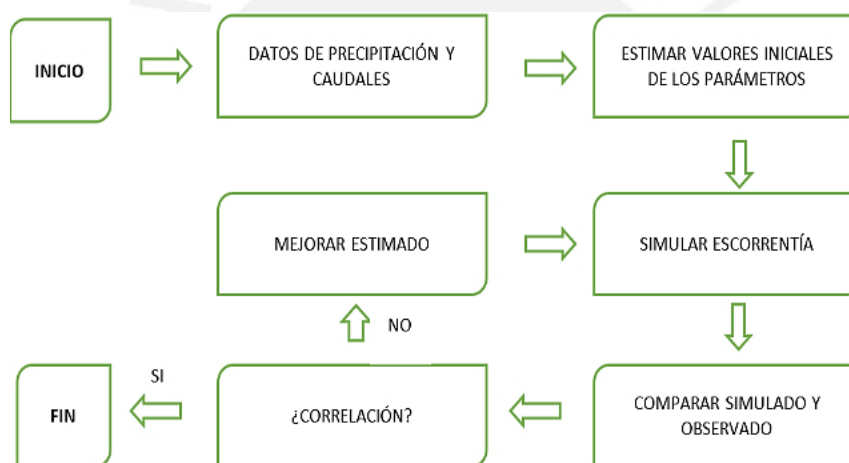


Figura 4.10 Proceso de calibración del modelo hidrológico

Fuente: Elaboración propia

En una situación ideal, se debería contar con registros simultáneos y continuos de hietogramas de tormenta e hidrogramas de caudal en los puntos de control que permitan validar los parámetros; sin embargo, estos datos no existen en la zona de estudio. No obstante, el PECHP, cuenta con registros de caudales instantáneos, promedios y máximos diarios en tres estaciones, una de las cuales coincide con el punto de control (Est. Sánchez Cerro). Si bien estos registros no son tan adecuados como lo sería un hidrograma, los datos fueron aprovechados para, de alguna forma, ajustar los parámetros. El procedimiento de calibración se realizó de la siguiente manera:

- Tomando como referencia las avenidas de marzo de 2017, se seleccionaron los días donde se presentaron fuertes lluvias (Ver datos en Tabla 4.3). De esta manera, la precipitación de 24 horas registradas en las estaciones se interpoló y se extrajo el valor correspondiente al centroide de cada subcuenca, obteniéndose la Tabla 4.12.

Tabla 4.12 Precipitaciones diarias (mm) en subcuencas para calibración

Precipitación Subcuencas	02-03/03	13-14/03	24-25/03	25-26/03	27-28/03
W460	22.97	33.01	14.95	120.30	37.02
W530	18.21	34.18	13.96	126.89	27.44
W540	46.33	37.41	26.20	131.02	38.61
W550	53.03	40.52	27.68	114.81	45.60
W630	14.70	26.43	11.17	106.15	15.86
W660	36.75	38.26	22.09	79.04	36.73
W740	45.68	42.47	25.35	123.89	23.68
W760	62.20	47.64	22.83	127.54	28.20
W770	36.15	39.73	20.38	91.05	25.01
W880	43.24	53.83	20.82	82.62	18.39

Fuente: Elaboración propia

- Los hietogramas de entrada al modelo fueron el resultado de desagregar las precipitaciones de la Tabla 4.12 empleando los coeficientes del perfil de tormenta del SCS Tipo I. Los hietogramas empleados en la calibración se muestran en el Anexo I.
- Se ejecutó el modelo y se fueron comparando los caudales simulados con los observados, de manera que paralelamente se fueron ajustando los parámetros.

La calibración consistió en ajustar los parámetros de Muskingum y el Número de curva que tienen mayor influencia en la variación de caudales. Los ajustes en las dos primeras corridas se realizaron a través de la herramienta de optimización de parámetros del mismo programa, mientras que las siguientes se realizaron de forma manual. En el capítulo de resultados se muestra la Tabla 5.6 que compara los caudales observados y simulados.

4.5 Procesamiento geoespacial con Hec-GeoRAS

4.5.1 Descripción del proceso

El objetivo del procesamiento geoespacial es digitalizar el río Piura, identificando las riberas, el cauce principal, las líneas de flujo, las llanuras de inundación y las secciones transversales del tramo modelado. Este archivo se importa a HEC-RAS donde se realiza el cálculo hidráulico y se obtienen los resultados de calado y velocidades; así como los mapas de inundación. En el siguiente ítem se explica el proceso para elaborar esta geometría, siguiendo la metodología propuesta por Ingol (2018).

4.5.2 Procesamiento de la geometría (RAS Geometry)

El proceso partió de importar la data topográfica en ArcGIS y luego seguir un conjunto de pasos a través de las herramientas propuestas por Hec-geoRAS en el que crea la línea del cauce principal, las riberas derecha e izquierda, los flow paths o líneas de flujo, las secciones transversales y hasta las secciones donde se incluirán puentes (Ver Figura 4.11). La metodología seguida a detalle para generar la geometría de entrada se explica en el Anexo J.

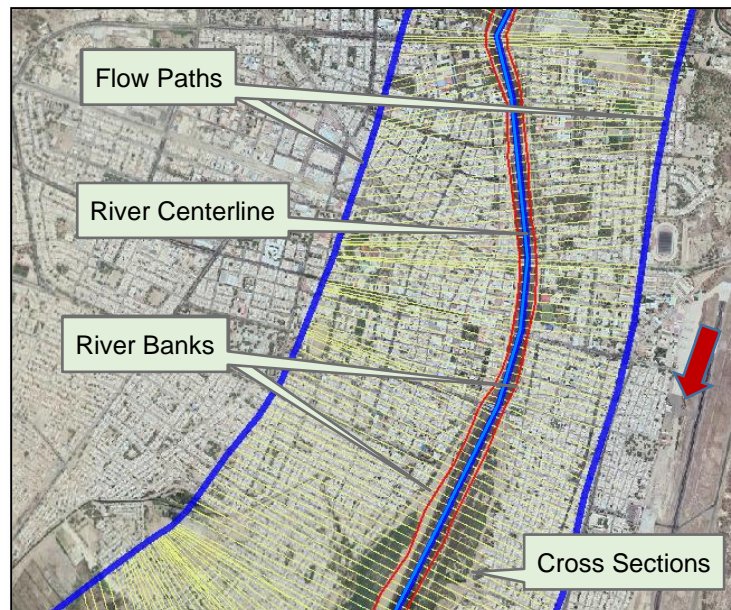


Figura 4.11 River centerline, banks, flow paths y cross sections

Fuente: Elaboración propia

4.5.3 Desarrollo de entradas para HEC-RAS

La entrada de datos geométricos para HEC-RAS está conformado tan solo por el archivo de exportado desde ArcGIS. En el Anexo J también se detalla acerca de la exportación de datos.

4.6 Modelamiento hidráulico HEC-RAS

4.6.1 Descripción del tramo en estudio

El tramo en estudio mide aproximadamente 7 kilómetros y comprende la zona urbana y semiurbana de los distritos de Piura y Castilla: desde aguas arriba del puente Avelino Cáceres (altura de la urb. Los Cocos de Chipe) hasta inmediatamente aguas arriba del puente Grau (Carretera Panamericana). A partir del puente Cáceres, el cauce tiene un ancho promedio de 130 metros, mientras que aguas abajo del puente Bolognesi se ensancha hasta tener un ancho promedio de 550 metros. En el área aledaña al río, aparte de viviendas familiares, se encuentra infraestructura de uso público como son el Hospital Regional de Piura, la Plaza de Armas, el Poder Judicial, centros comerciales, universidades, colegios, entre otros; que en inundaciones anteriores se han visto seriamente afectados. Por otro lado, el tramo en estudio presenta estructuras hidráulicas como puentes y defensas ribereñas. En total se contabilizan cinco puentes: Avelino Cáceres, Eguiguren, Sánchez Cerro, San Miguel y Bolognesi, cada uno con diferente forma y estructura de funcionamiento. Además, una parte de la data topográfica incluye los drenes pluviales Sechura 13-08 que recorren en dirección del río. Asimismo, cerca al final del tramo se encuentra el sifón de concreto del canal Biaggio Arbulú, el cual permite que las aguas del canal crucen del margen izquierdo al margen derecho por debajo del río (Ver Figura 4.12).

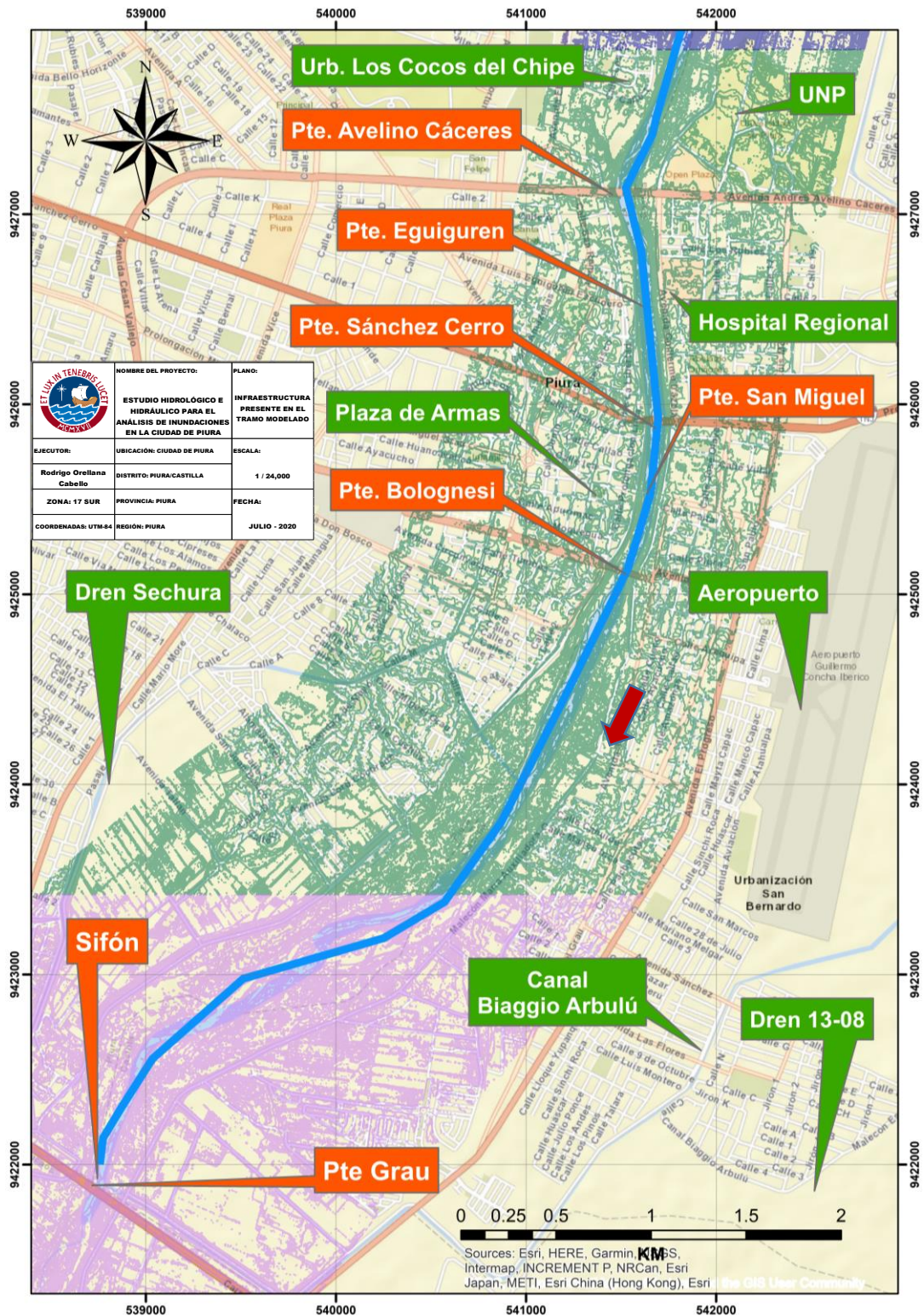


Figura 4.12 Infraestructura presente a lo largo del tramo modelado

Fuente: Elaboración propia

Se observó también que la superficie del cauce en el tramo modelado está compuesta por arena muy fina. Según ANA (2014), la calicata extraída aguas abajo del pte. Bolognesi se compone de arenas (20%) y finos (80%) por lo que se describe como arena mal graduada y arcilla arenosa (SP-CL).

Con respecto a las defensas ribereñas del tramo modelado, este se encuentra encauzado con diques de material suelto en toda su longitud y revestido con losas de concreto en el tramo urbano. A continuación, en la Tabla 4.13, se describe detalladamente la información que se recopiló en la visita de campo y además sirvió para asignar y definir el valor del coeficiente de rugosidad.

Tabla 4.13 Protección ribereña en el tramo modelado

Ribera derecha	Ribera izquierda
<ul style="list-style-type: none"> • Inmediatamente aguas arriba del Pte. Cáceres no se observa protección del talud. Abundante maleza y vegetación. 	<ul style="list-style-type: none"> • Inmediatamente aguas arriba del Pte. Cáceres (Aproximadamente 150 m) se observa protección del talud con losas de concreto.
<ul style="list-style-type: none"> • Inmediatamente aguas abajo del Pte. Cáceres (Aproximadamente 100 m) el talud se encuentra protegido con losas de concreto cimentadas con tablestacas. Se observan paños deteriorados y sin mantenimiento. Presencia de maleza en las faldas de las riberas. Luego de este tramo, el talud no presenta recubrimiento por unos 70 m aproximadamente sino hasta 150 m aguas arriba del pte. Eguiguren. 	<ul style="list-style-type: none"> • No se observa protección del talud entre los ptes. Cáceres y Sánchez Cerro, con excepción de un tramo de 300 m a la altura del pte. Eguiguren. El talud se encuentra protegido contra la erosión a través de geotextil y geoceldas rellenas con concreto que proporciona mayor esfuerzo de corte ante posibles asentamientos por socavación.
<ul style="list-style-type: none"> • A partir del pte. Eguiguren hasta el pte. Bolognesi se inicia la protección del talud con losas de concreto que se encuentran en estado regular. Además, este tramo cuenta con muros de encauzamiento en la corona. Se aprecia un poco de maleza en las faldas. 	<ul style="list-style-type: none"> • A partir del pte. Sánchez Cerro, el talud se encuentra protegido con muros de concreto armado cimentado en tablestacas. También presenta muros de encauzamiento en la corona.
<ul style="list-style-type: none"> • A lo largo del tramo urbano se observan paños de losas de concreto con signos de agrietamiento y deterioro, producto de las grandes avenidas 	
<ul style="list-style-type: none"> • Aguas abajo del pte. Bolognesi se observan los diques de defensa cuyo talud carece de protección de concreto y solo se conforma de material suelto. Algunos tramos cortos presentan enrocado simple. Se aprecia abundante vegetación en las faldas de las riberas. 	

Fuente: Elaboración propia

El fenómeno hidráulico predominante en el tramo modelado corresponde al de erosión general; sin embargo, se observó la presencia de algunas terrazas de sedimentación. Esto se explica de la siguiente manera: la erosión general se produce siempre y cuando se presenten avenidas extraordinarias y prolongadas (Ej. FEN 1982-83 y 1997-98) pero ante avenidas de menor duración (Ej. FEN Costero 2017) lo que ocurre es una ligera sedimentación. Específicamente, en el tramo urbano y suburbano, se produce un estado de equilibrio (ni erosión ni sedimentación) cuando se presentan caudales inferiores a los 1,100 m³/s. (Alvarado y Ettmer, 2008). En todo caso, tanto la erosión y sedimentación han logrado que el cauce pierda pendiente la cual, actualmente, es muy baja, reduciendo la velocidad del flujo. Este factor sumado a la rugosidad producida por la maleza y vegetación en el tramo suburbano incrementan la posibilidad de desbordes que se analiza con el modelamiento hidráulico.

4.6.2 Descripción del modelo

El tramo en estudio del río Piura se simuló con el software de modelamiento numérico HEC-RAS. Este software modeliza el flujo de cauces naturales en régimen permanente gradualmente variado para determinar los niveles de agua ante distintos caudales.

El modelo estacionario en 1D se fundamenta en la solución de la Ecuación de Conservación de la Energía (Ver sección 2.22.2.1). De esta manera, los calados se calculan resolviendo esta ecuación entre secciones transversales contiguas (perpendiculares al flujo) a través de un procedimiento iterativo llamado método del paso estándar. Además de lo explicado, se debe tener en cuenta las siguientes premisas para poder aplicar este método:

- El caudal en todo el tramo es uniforme y no existen variaciones. Si se consideran diferentes caudales para un solo tramo, este debe subdividirse.
- La pendiente del cauce es menor a 10%; dado que HEC-RAS no considera el peso del agua por gravedad. Hecho que sí influiría en pendientes mayores.
- Las pérdidas y la pendiente de energía se calculan con la ecuación de Manning.
- El régimen del flujo puede ser subcrítico, supercrítico o una mezcla de ambos. Si se considera el primero, las condiciones de borde deben considerarse aguas abajo; si se considera el segundo, deben considerarse aguas arriba; si es mixto, ambas condiciones.

4.6.3 Configuración geométrica

La simulación del tramo en estudio inicia con la importación en HEC-RAS del archivo de geometría con formato *sdf* elaborado en la fase de procesamiento geoespacial (Ver Figura 4.11). Luego de ello, en HEC-RAS se analizó la geometría y se asignaron valores del coeficiente de rugosidad de Manning, así como los coeficientes de contracción y expansión. A continuación, se detallan las consideraciones tomadas en cuenta al momento de elaborar la data geométrica:

4.6.3.1 Información topográfica

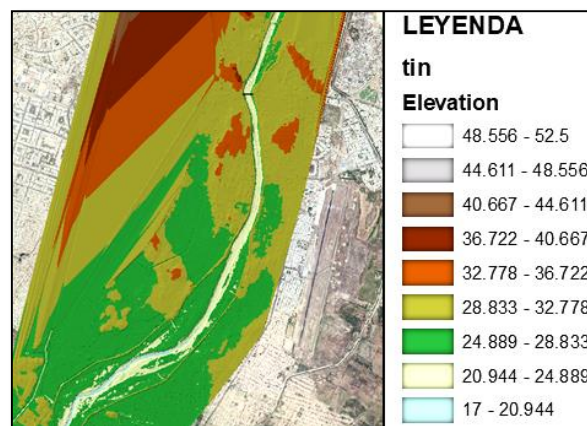


Figura 4.13 Topografía en formato TIN

La información topográfica tiene formato shape y está referenciada en el sistema de proyección UTM 17S y Datum WGS1984 (Ver sección 4.1), la cual posee una resolución espacial de 0.5 metros entre curvas de nivel. El procesamiento geoespacial requirió la topografía en formato TIN, es por ello se utilizó la herramienta *Create Tin* del ArcToolBox para generarla. En la Figura 4.13, se aprecia la topografía en formato Tin que incluye el fondo del río y la llanura de inundación. Además, se cuenta con una ortophoto (imagen satelital de alta resolución) que sirvió de referencia para delimitar los componentes de la geometría.

4.6.3.2 Seccionamiento hidráulico

El tramo en estudio inicia 900 m aguas arriba del puente Cáceres y finaliza inmediatamente aguas arriba del puente Grau, por lo que la longitud del río a modelar es de 7350 m. Para ello se crearon secciones cada 50 metros, además de las secciones requeridas para los puentes. El ancho de las secciones es variable, dado que, con el fin de cubrir la llanura de inundación, varían desde 1507 m aguas arriba hasta 2561 m en aguas abajo del tramo. En total se crearon 151 secciones transversales, como se muestra en la Figura 4.14:

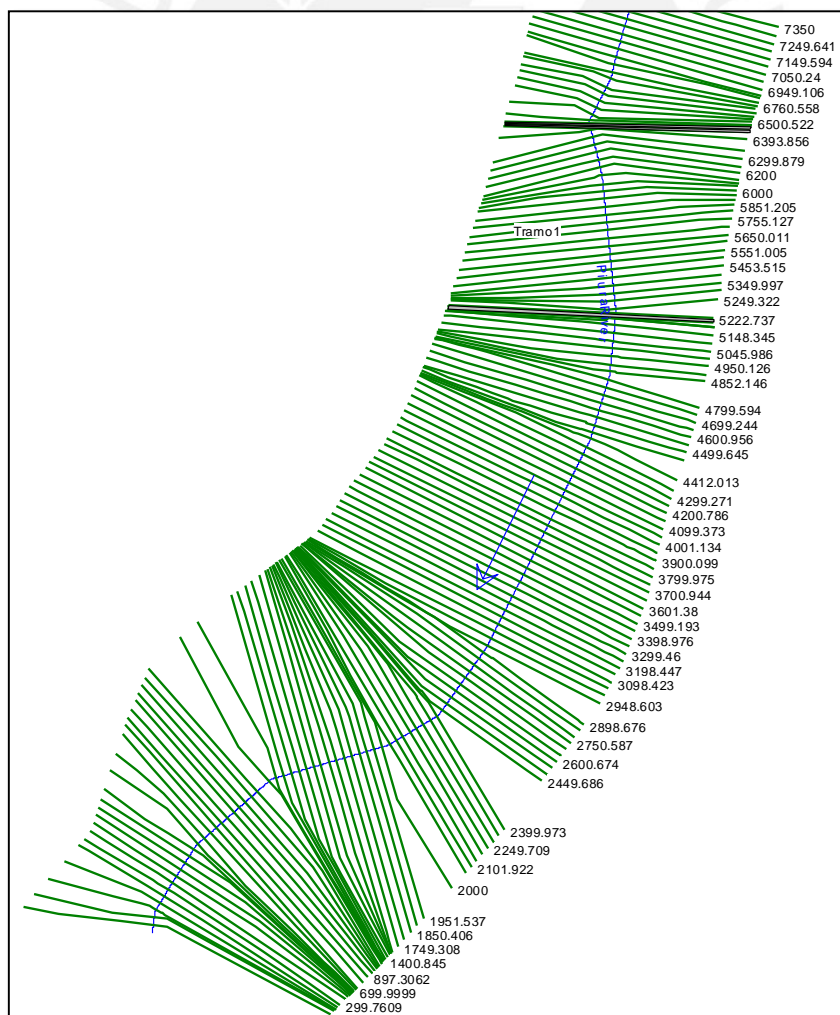


Figura 4.14 Seccionamiento hidráulico del tramo en estudio

4.6.3.3 Coeficientes de rugosidad de Manning

Con respecto al número de Manning, n , se ha revisado la teoría del Servicio Geológico de los Estados Unidos la cual sugiere que los valores de rugosidad de los canales y las llanuras de inundación se determinen separadamente. Asimismo, indica que el valor de n para las arenas varía desde 0.012 hasta 0.026, dependiendo del tamaño mediano del material (Arcement y Schneider, 1989). Aunque también existen ecuaciones empíricas como las de Meyer-Peter y Muller (1948), Raudkin (1976), Subramanya (1982) que estiman el valor de n para las arenas como: $n = m * d_{\phi}^{\frac{1}{6}}$, donde m es un factor de escala que puede tomar el valor de 0.038, 0.042 o 0.047, respectivamente y d_{ϕ} es el diámetro de la malla (m) que permite el paso del 90, 50 y 50% del material, respectivamente.

Por otra parte, Chow (1994) señala que los cauces naturales de ancho superficial menor a 30 m que tengan la característica de estar limpios, rectos, de nivel llano, y sin fallas o pozos profundos poseen un coeficiente n de Manning entre 0.025 y 0.033. Asimismo, señala que, para anchos superficiales mayores a 30 m, como es el caso del río Piura, los valores de n son inclusive menores a este rango. También hace referencia al n para las llanuras de inundación que consten de cultivos cortos o pequeños en un rango de 0.025 a 0.045.

No existe, sin embargo, teoría concreta relacionada al valor del coeficiente de rugosidad de Manning para la llanura de inundación compuesta por zonas urbanas (que consideren edificios, casas, parques, calles de asfalto/ concreto). Por lo que el valor de n a asignar se consideró en el rango de 0.030 a 0.050. Este rango fue ajustado en el proceso de calibración del modelo.

Ahora bien, teniendo en cuenta el análisis de suelos localizado en los Anexos del estudio del ANA (2014), en cual describe el cauce del tramo en estudio como una arena mal graduada y arcilla arenosa con coeficientes $d_{50} \approx 0.12$ y $d_{90} \approx 0.6 \text{ mm}$; al aplicar las ecuaciones empíricas se obtuvo que n para el canal arenoso limpio está alrededor de 0.010, ello sin considerar las losas de concreto de las laderas en el tramo urbano que en conjunto forman parte del canal.

Finalmente, considerando las evidencias anteriores, se elaboró la Tabla 4.14 que muestra los valores del número de Manning considerados para el tramo en estudio. La asignación a cada sección transversal se realizó mediante la observación en campo y la ayuda de Google Earth Pro.

Tabla 4.14 Coeficientes de Manning en el tramo de estudio

Descripción	n de Manning
Cauce principal con diques revestidos/sin revestir	0.016 a 0.030
Llanura de inundación urbana/suburbana	0.040 a 0.050
Llanura de inundación con vegetación/cultivos	0.030 a 0.050

Fuente: Elaboración propia

4.6.3.4 Coeficientes de contracción y expansión

La contracción o expansión del flujo debido a cambios entre dos secciones transversales contiguas es una causa de pérdidas de energía dentro de un canal. Cuando este cambio es insignificante o pequeño, los coeficientes de contracción y expansión son típicamente del orden de 0.1 y 0.3, respectivamente. Sin embargo, cuando el cambio es abrupto, como por ejemplo en los puentes, los coeficientes se usan con un valor de 0.3 y 0.5 (U.S. Army Corps of Engineers, 2016). De esta manera, los coeficientes de contracción y expansión fueron configurados analizando las variaciones que puede haber entre dos secciones transversales contiguas y asignando los valores correspondientes.

4.6.3.5 Configuración de puentes

En el tramo de estudio se identificaron cinco puentes. Los puentes Cáceres y Sánchez Cerro son del tipo viga simplemente apoyados sobre pilares, mientras que los puentes Eguiguren, San Miguel y Bolognesi son del tipo arco y sin apoyos intermedios. Para su introducción en el modelo hidráulico se intentó conseguir los datos de diseño exactos, sin embargo, no se tuvo éxito. Esta situación conllevó a considerar en el modelo solo los puentes tipo viga debido al efecto que ocasionan los pilares ante el paso del flujo, y para analizar el nivel de agua con respecto al tablero (En el 2017 el nivel de agua sobrepasó el tablero del pte. Cáceres). Con esta finalidad, en la visita de campo y a través de fotointerpretación se tomó apunte de las dimensiones más importantes de los pilares y de los tableros tanto del puente Cáceres, así como del puente Sánchez Cerro.

Por un lado, el puente Avelino Cáceres se compone de dos estructuras similares: una para cada sentido de la vía (ubicadas en las secciones 6432 y 6416). Cada estructura posee un tablero de 10 m de ancho, cuya cota inferior se ubica a 30.5 msnm y se apoya sobre cinco pilares con un espesor de 0.6 m cada uno distribuidos equitativamente. La Figura 4.23 muestra el tablero y los pilares configurados para una vía del puente Cáceres.

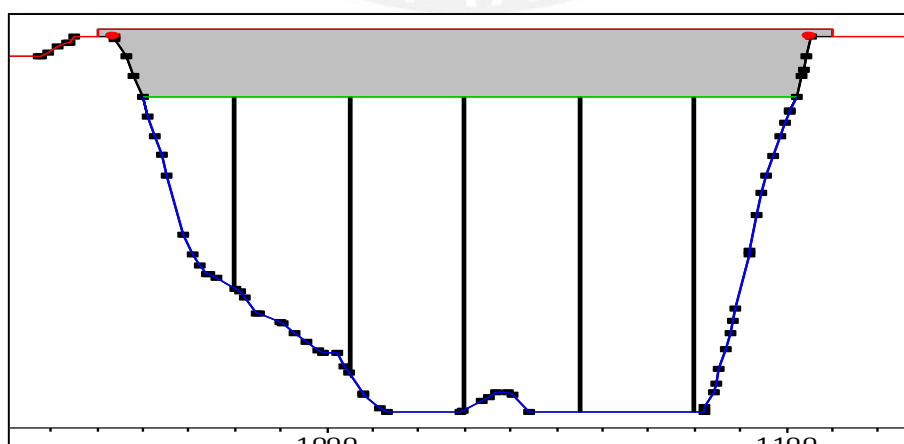


Figura 4.15 Configuración del puente Avelino Cáceres

Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, el puente Sánchez Cerro se compone de una sola estructura (ubicada en la sección 5208). El tablero tiene un ancho de 20 m cuya cota inferior se ubica a 29.8 msnm y se sostiene sobre dos robustos pilares con un espesor de 2 m. La Figura 4.24 muestra el tablero y los pilares configurados del puente Sánchez Cerro.

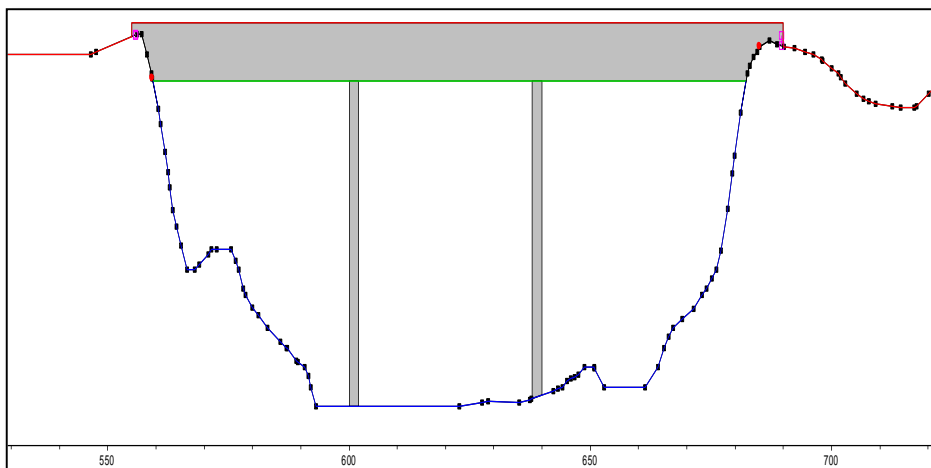


Figura 4.16 Configuración del puente Sánchez Cerro

Fuente: Elaboración propia

4.6.4 Condiciones iniciales

Los flujos en ríos o cauces naturales son no permanentes; es decir el valor del caudal varía en función del tiempo, tal como se muestran en los hidrogramas que se obtuvieron para diferentes periodos de retorno. Sin embargo, dentro de los objetivos del estudio, se desea obtener la mancha de agua de inundación ante el paso de máximas avenidas, por lo que se ha optado por modelar en flujo permanente fijando como dato solo el caudal pico de cada hidrograma. En este sentido, el modelamiento de flujo permanente no requiere de condiciones iniciales; no obstante, sí se requiere indicar el régimen del flujo. Entonces, dado que la pendiente del tramo en estudio es muy suave, el flujo se consideró subcrítico. Esta consideración se verificó posteriormente evaluando el número de Froude a lo largo del tramo.

4.6.5 Condiciones de borde

Las condiciones de borde, frontera o contorno son parte de los datos hidráulicos que también se deben ingresar al modelo. Para modelar flujo permanente, principalmente se refieren a establecer condiciones que definen el comportamiento del modelo en sus extremos: aguas arriba y aguas abajo del tramo modelado (Ej. Altura de la lámina de agua, curva calado-gasto, calado normal, calado crítico).

Dado que no se dispone de datos exactos del nivel de agua ante un caudal en específico, se escogió la condición de calado normal aguas abajo del tramo. Si el régimen del flujo es subcrítico, esta condición requiere solamente ingresar la pendiente del tramo aguas abajo. La pendiente en el tramo de estudio es igual a 0.00041.

4.6.6 Calibración del modelo

La calibración del modelo se realiza debido a la incertidumbre que se puede producir al estimar los parámetros del modelo. La temporalidad de la información topográfica (2015) fue fundamental para definir el evento real a emplear en la calibración. Entonces, verificando que en 2016 no se presentaron avenidas extraordinarias que podrían modificar la topografía, resulta que la inundación del 27 de marzo de 2017 es un evento que registra información valiosa para realizar la calibración del modelo. Este proceso básicamente consistió en ajustar el número de Manning a lo largo de las secciones transversales. La información primordial que se empleó se compone de lo siguiente: el caudal máximo de 3,468 m³/s que generó la inundación y desbordes, los niveles de agua estimados en los puentes Cáceres y Sánchez Cerro, el nivel de agua en la plaza de armas y a los alrededores del cercado de Piura. Asimismo, se contó con fotografías tomadas con dron que muestran el alcance de la inundación. Posteriormente, se validó el modelo en función a imágenes satelitales registradas para dos días diferentes del mes de marzo de 2017.

4.6.7 Simulación de escenarios

Se simularon todos los escenarios correspondientes a los periodos de retorno para los que se determinó el hidrograma y por tanto el caudal máximo. Es importante precisar que los parámetros hidráulicos que se emplearon en los distintos escenarios son los mismos que se obtuvieron en el proceso de calibración. La diferencia entre escenarios se refleja en el caudal de modelamiento y el manejo de *levees* o diques, que sirven para distribuir el flujo apropiadamente y no se presenten áreas inefectivas.

- **Escenario 1:** Modelamiento hidráulico del río Piura en el tramo urbano y suburbano para un periodo de retorno de 25 años.
- **Escenario 2:** Modelamiento hidráulico del río Piura en el tramo urbano y suburbano para un periodo de retorno de 50 años.
- **Escenario 3:** Modelamiento hidráulico del río Piura en el tramo urbano y suburbano para un periodo de retorno de 100 años.
- **Escenario 4:** Modelamiento hidráulico del río Piura en el tramo urbano y suburbano para un periodo de retorno de 500 años.

CAPÍTULO V: RESULTADOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 Precipitación máxima de 24 horas completada con información PISCO

Tabla 5.1 Series de precipitación máxima de 24 horas (mm) para el periodo 1981-2016

EST. AÑO	Barrios	Chignia	Canchaque	Chalaco	Chulucanas	Chusis	Frías	Hacienda Riobote	Huarmaca	Malacasi	Miraflores	Morropón	Pasapampa	San Joaquín	San Pedro	Santo Dominago	Tejedores	Virrey
1981	75	107	81	32	75	5	67	126	83	167	18	171	54	24	104	66	30	141
1982	73	39	117	73	32	4	68	75	90	69	7	59	97	22	57	71	16	75
1983	120	76	122	85	203	136	121	75	111	88	151	153	51	176	168	118	53	224
1984	70	53	81	50	31	9	52	6	62	26	13	41	53	32	37	60	17	37
1985	45	31	45	22	30	0	67	30	54	15	16	32	31	11	69	34	7	25
1986	63	19	33	36	11	2	41	21	55	13	6	21	42	23	24	50	5	3
1987	106	74	137	34	75	30	78	101	51	90	35	86	42	94	101	73	34	104
1988	28	27	39	41	8	5	38	20	42	15	5	12	43	5	14	37	12	3
1989	73	68	122	81	110	6	67	31	84	38	10	71	54	68	109	97	33	42
1990	26	10	24	35	20	1	41	9	37	6	2	6	25	1	18	34	3	2
1991	64	32	35	48	12	2	164	12	52	7	4	15	86	4	25	53	13	1
1992	106	131	124	65	85	30	82	77	78	100	107	90	58	107	99	126	40	119
1993	136	58	76	38	79	17	94	100	44	69	35	47	83	58	133	82	34	56
1994	76	54	85	55	46	11	122	88	45	37	25	77	92	36	72	70	24	89
1995	51	18	66	56	29	3	40	40	77	30	7	66	63	11	35	59	9	41
1996	32	13	36	26	23	1	42	20	26	27	2	60	48	2	37	31	7	6
1997	67	39	108	56	40	17	60	54	72	31	50	61	49	25	54	33	23	47
1998	206	169	207	65	122	116	91	240	92	251	174	151	68	167	142	118	60	231
1999	110	69	113	61	96	13	128	50	130	72	16	73	101	38	75	71	33	43
2000	158	84	165	56	51	11	92	94	99	96	13	78	70	20	76	87	17	54
2001	102	89	126	78	85	15	92	67	69	94	62	74	54	150	81	49	59	97
2002	150	111	172	73	99	45	147	90	111	89	92	130	147	185	199	61	67	113
2003	92	27	76	53	27	7	75	70	40	51	16	33	55	17	65	46	10	21
2004	38	15	41	36	26	2	45	41	38	25	4	47	64	6	21	63	6	8
2005	114	80	137	37	47	4	74	55	48	71	10	57	68	26	65	81	9	56
2006	142	85	153	48	44	21	120	91	81	74	13	75	86	38	107	103	28	143
2007	110	44	141	52	24	3	46	37	39	29	6	58	61	8	55	61	12	19
2008	157	113	179	55	135	14	104	79	114	87	33	108	119	87	110	96	38	95
2009	85	167	124	66	74	11	165	58	56	44	18	95	85	33	95	110	31	148
2010	154	110	163	103	58	7	138	74	145	75	35	81	139	70	56	80	37	76
2011	145	45	145	51	45	6	117	72	48	77	9	101	108	12	140	55	16	69
2012	130	148	163	57	152	17	113	108	72	86	25	120	93	65	110	83	31	219
2013	44	35	34	39	52	43	61	22	41	43	23	55	40	35	95	44	16	54
2014	59	32	72	64	10	1	52	34	37	35	15	14	53	6	21	66	3	17
2015	105	74	115	48	76	4	78	66	81	90	34	104	56	69	107	93	38	139
2016	99	77	145	67	60	13	121	96	83	55	107	71	53	70	99	104	31	40

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 5.1 muestra los resultados del proceso de completación de datos faltantes de precipitación máxima de 24 horas para las 18 estaciones pertenecientes a la cuenca del río Piura (Ver Anexo K). Cabe mencionar que la tabla se construyó con los datos observados en campo, mientras que la información PISCO solo se utilizó para completar las series de datos faltantes.

Se observó que en algunas estaciones la información de PISCO subestima hasta en 3 veces los valores de precipitación observada (principalmente cuando P observada es mayor a 100 mm). De esta manera, para compensar estas diferencias y al aplicar el método de corrección ortogonal, los resultados del ajuste de PISCO muestran una sobrestimación del valor inicial. Este suceso se presentó en las estaciones Barrios, Canchaque y Virrey, donde se verificó que los valores ajustados de PISCO son mayores al original hasta en 2.5, 3 y 2 veces, respectivamente. Es preciso mencionar que estas tres estaciones son las que carecen de mayor cantidad de data observada. Sin embargo, esta sobrestimación se justifica por la necesidad de asegurar que no se tomen valores por debajo de los reales en un estudio de máximas avenidas. Por otra parte, el resto de estaciones presentan buena correlación entre la precipitación observada y la del producto PISCO.

Como se explicó en el apartado de metodología, la función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta es la que presenta el menor valor de Dmax. En la Tabla L.1 (Anexo L) se observa que la distribución Log Pearson III no se ajusta a los valores de precipitación, mientras que los valores menores de Dmax se presentan en las distribuciones Pearson III y Gumbel. Asimismo, en la primera, tres estaciones no se ajustan a esta distribución (color rojo), mientras que, en la segunda solo una no se ajusta. De esta manera, se optó por emplear la distribución Gumbel. Los resultados de precipitación para distintos TR aplicando Gumbel se muestran en la Tabla 5.2:

Tabla 5.2 Precipitación máxima de 24hrs para diferentes periodos de retorno (mm)

Estación	Período de retorno							
	5	10	20	50	100	200	500	1000
Barrios	126.0	151.5	175.9	207.5	231.2	254.8	285.9	309.4
Chignia	98.1	123.3	147.4	178.7	202.1	225.4	256.1	279.4
Canchaque	141.3	170.3	198.1	234.2	261.2	288.0	323.5	350.3
Chalaco	66.7	77.1	87.1	99.9	109.6	119.2	131.9	141.5
Chulucanas	92.4	118.1	142.7	174.6	198.4	222.2	253.6	277.3
Chusis	38.4	55.4	71.7	92.7	108.5	124.2	145.0	160.7
Frías	112.5	133.9	154.5	181.0	200.9	220.8	246.9	266.7
Hacienda Bigote	95.8	121.2	145.6	177.2	200.8	224.3	255.4	278.9
Huarmaca	90.0	107.0	123.3	144.5	160.3	176.1	196.9	212.6
Malacasi	97.2	124.8	151.3	185.6	211.4	237.0	270.8	296.4
Miraflores	63.3	87.7	111.2	141.6	164.3	187.0	216.9	239.5
Morropón	100.8	124.2	146.7	175.8	197.7	219.4	248.1	269.8
Pasapampa	89.7	106.3	122.3	143.0	158.6	174.0	194.4	209.8
San Joaquín	86.8	116.8	145.5	182.7	210.6	238.4	275.1	302.8
San Pedro	111.7	137.6	162.5	194.7	218.8	242.8	274.5	298.5
Santo Domingo	90.2	105.5	120.1	139.1	153.4	167.5	186.3	200.4
Tejedores	37.2	47.1	56.6	68.9	78.1	87.2	99.3	108.4
Virrey	119.5	156.7	192.4	238.6	273.2	307.7	353.2	387.6

Fuente: Elaboración propia

Si bien se escogió la distribución Gumbel para calcular las precipitaciones para diferentes TR, los resultados de esta distribución no difieren considerablemente con respecto a los cálculos aplicando la distribución Pearson III, como se aprecia en la Tabla 5.3 (correspondiente a la estación Santo Domingo):

Tabla 5.3 Comparación de la precipitación estimada con las distribuciones Gumbel y Pearson III

T (años)	P(X≤x _T)	DISTRIB. GUMBELL		DISTRIB. PEARSON III	
		K _T	x _T	K _T	x _T
10	0.900	1.3046	105.5	1.3125	105.7
20	0.950	1.8658	120.1	1.7375	116.8
25	0.960	2.0438	124.8	1.8644	120.1
50	0.980	2.5923	139.1	2.2359	129.8
100	0.990	3.1367	153.4	2.5801	138.8
500	0.998	4.3947	186.3	3.3071	157.8

Fuente: Elaboración propia

Luego de construir la Tabla 5.2 se elaboraron los mapas de isoyetas para periodos de retorno de 25, 50, 100 y 500 años. La Figura 5.1 muestra el mapa de isoyetas para TR = 100 años mientras que los mapas de isoyetas para el resto de periodos de retorno se muestran en el Anexo M.

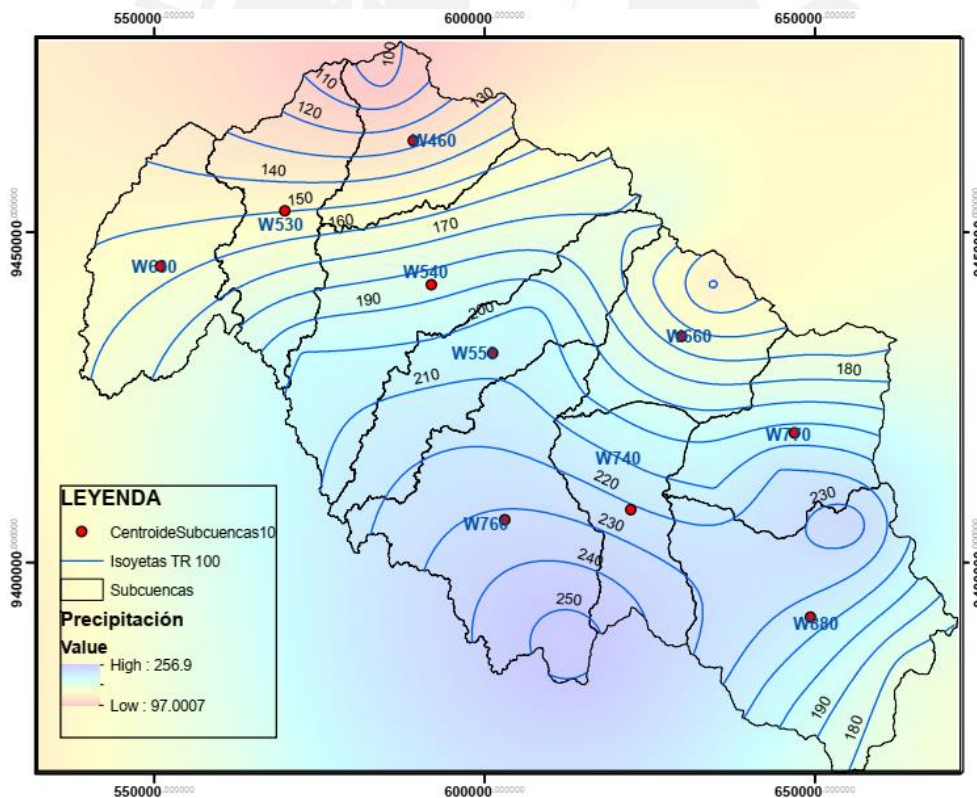


Figura 5.1 Mapa de isoyetas para TR de 100 años

Fuente: Elaboración propia

Los mapas de isoyetas muestran que para un TR cualquiera las mayores precipitaciones se producen en la cabecera de cuenca (subcuencas W880 y W740), mientras que las menores se producen en el Medio Piura (subcuencas W630, W530 y W460).

5.2 Tormentas de diseño para distintos tiempos de retorno

Siguiendo la metodología descrita en la sección 4.2.6 y en base a los mapas de isoyetas se calculó la precipitación de 24 h que recae en el centroide de cada subcuenca, obteniéndose la Tabla 5.4:

Tabla 5.4 Precipitación de 24 horas (mm) en el centroide de las subcuencas

N°	Subcuenca	Tiempo de retorno			
		25	50	100	500
1	W460	98.4	115.7	130.2	165.4
2	W530	109.4	129.9	149.5	196.7
3	W540	140.2	160.7	182.6	230.7
4	W550	154.5	176.1	199.7	251.9
5	W630	111.0	132.5	155.6	208.3
6	W660	133.2	153.3	169.8	211.5
7	W740	167.4	193.7	220.3	280.1
8	W760	173.6	200.1	229.4	293.7
9	W770	158.4	178.8	199.7	247.6
10	W880	164.5	187.2	209.9	261.8

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a lo explicado en el capítulo 4.2.3 y 4.2.4, las precipitaciones de la tabla anterior se distribuyeron en el tiempo haciendo uso del método de los Bloques Alternos. En las Tablas 5.5 se presenta el hietograma de diseño para diferentes TR = 100 años, mientras que los correspondientes a los TR de 25, 50 y 500 años se muestran en el Anexo N.

Tabla 5.5 Tormenta de diseño para TR=100 años

TR	Minutos	W460	W530	W540	W550	W630	W660	W740	W760	W770	W880
100 AÑOS	0-60	1.3	1.5	1.9	2.1	1.6	1.8	2.3	2.4	2.1	2.2
	60-120	1.4	1.6	2.0	2.2	1.7	1.9	2.4	2.5	2.2	2.3
	120-180	1.5	1.8	2.2	2.4	1.8	2.0	2.6	2.7	2.4	2.5
	180-240	1.7	1.9	2.4	2.6	2.0	2.2	2.8	3.0	2.6	2.7
	240-300	1.8	2.1	2.6	2.8	2.2	2.4	3.1	3.2	2.8	3.0
	300-360	2.0	2.3	2.9	3.1	2.4	2.7	3.5	3.6	3.2	3.3
	360-420	2.3	2.6	3.2	3.5	2.7	3.0	3.9	4.1	3.6	3.7
	420-480	2.6	3.0	3.7	4.1	3.2	3.5	4.5	4.7	4.1	4.3
	480-540	3.2	3.6	4.5	4.9	3.8	4.1	5.4	5.6	4.9	5.1
	540-600	4.0	4.6	5.6	6.2	4.8	5.2	6.8	7.1	6.2	6.5
	600-660	5.6	6.5	7.9	8.7	6.7	7.4	9.5	10.0	8.7	9.1
	660-720	10.8	12.5	15.3	16.8	12.9	14.2	18.4	19.2	16.8	17.6
	720-780	57.3	65.9	80.8	88.6	68.4	75.1	97.2	101.4	88.8	93.1
	780-840	7.3	8.4	10.3	11.2	8.7	9.5	12.3	12.9	11.3	11.8
	840-900	4.7	5.3	6.6	7.2	5.6	6.1	7.9	8.2	7.2	7.6
	900-960	3.5	4.1	5.0	5.4	4.2	4.6	6.0	6.2	5.5	5.7
	960-1020	2.9	3.3	4.1	4.5	3.4	3.8	4.9	5.1	4.5	4.7
	1020-1080	2.5	2.8	3.5	3.8	2.9	3.2	4.2	4.4	3.8	4.0
	1080-1140	2.2	2.5	3.0	3.3	2.6	2.8	3.7	3.8	3.3	3.5
1140-1200	1.9	2.2	2.7	3.0	2.3	2.5	3.3	3.4	3.0	3.1	
1200-1260	1.8	2.0	2.5	2.7	2.1	2.3	3.0	3.1	2.7	2.8	
1260-1320	1.6	1.8	2.3	2.5	1.9	2.1	2.7	2.8	2.5	2.6	
1320-1380	1.5	1.7	2.1	2.3	1.8	1.9	2.5	2.6	2.3	2.4	
1380-1440	1.4	1.6	2.0	2.1	1.7	1.8	2.4	2.5	2.1	2.3	

5.3 Generación de caudales máximos instantáneos

Para generar los hidrogramas de avenida en la estación Sánchez Cerro con los hietogramas de las tablas anteriores, en primer lugar, se calibró el modelo hidrológico.

El evento histórico de referencia, en la ciudad de Piura, fue el ocurrido la mañana del 27 marzo de 2017. Sin embargo, las precipitaciones que generaron esta avenida se produjeron entre el 25 y 26 de marzo, por lo que, para analizar el comportamiento de la avenida, se consideró la data de los días previos y sucesivos a este evento. También se consideró oportuno evaluar la respuesta del modelo ante precipitaciones menores. De esta manera, se recopiló la data de precipitación de 24 hr para cinco días del mes de marzo (Ver Tabla 4.3). El procedimiento para disgregar la data de las estaciones e interpolarla en el centroide de las subcuencas, se realizó de manera similar a lo ya explicado en el análisis de frecuencias, con la diferencia de que los hietogramas se obtuvieron haciendo uso de la tormenta SCS tipo I. Luego de generar los hietogramas, se ingresaron en el modelo y se procedió a calibrarlo. Se determinó que los parámetros de mayor sensibilidad del modelo son el número de curva CN y el K de Muskingum.

La calibración se realizó desde aguas arriba hacia aguas abajo, dado que se cuenta con caudales observados en el Medio Piura, específicamente en las estaciones Ñácara (J207) en Chulucanas y Tambogrande (J193), además de la estación de control Sánchez Cerro (Outlet 1) en la ciudad de Piura. Si bien la calibración se realizó en base a caudales puntuales, a las 07:00 hr y máximos diarios, afortunadamente se contó con el hidrograma de avenida del 27 de marzo (COER, 2017), de modo que el hidrograma observado permite tener mayor precisión al ajustar los parámetros. Es importante mencionar que entre los datos recopilados también se cuenta con el caudal promedio observado de 24 hrs. En este sentido, en la simulación de cada evento se ingresó un caudal base que permita lograr este caudal promedio.

En la Figura 5.2 se muestra una comparación entre el hidrograma observado del 27 de marzo y el generado luego de ajustar los valores de CN y K en HEC-HMS. La curva de color negro representa el hidrograma real, con un pico de $3,468 \text{ m}^3/\text{s}$ a las 12:00 hrs, mientras que la línea de color verde representa el hidrograma generado con un pico de $3,166 \text{ m}^3/\text{s}$. a las 13:00 hrs. Por otro lado, si se comparan los caudales puntuales de las 07:00 hrs, se tiene un caudal observado de $3,016 \text{ m}^3/\text{s}$ y un caudal simulado de $2,901 \text{ m}^3/\text{s}$. Como se puede inferir a través del análisis visual, la simulación del evento histórico se dio de manera satisfactoria.

Cabe considerar, por otra parte, que la diferencia en los picos puede deberse a que en la simulación solo se consideró la escorrentía generada por la precipitación y no se consideraron las descargas de otros aportantes externos como es el caso de del aliviadero Maray, ubicado en la presa San Lorenzo y que no pertenece el ámbito de la cuenca del río Piura, pero limita con la divisoria de aguas de la subcuenca W460 de manera que cuando se sobrecarga, las aguas desagüen hacia el

río Piura a través de la quebrada San Francisco. En efecto, se tiene conocimiento que en los días previos al 27 de marzo el aliviadero descargó un caudal de hasta 300 m³/s que probablemente modificarían el hidrograma generado y se alcanzaría el caudal pico observado.

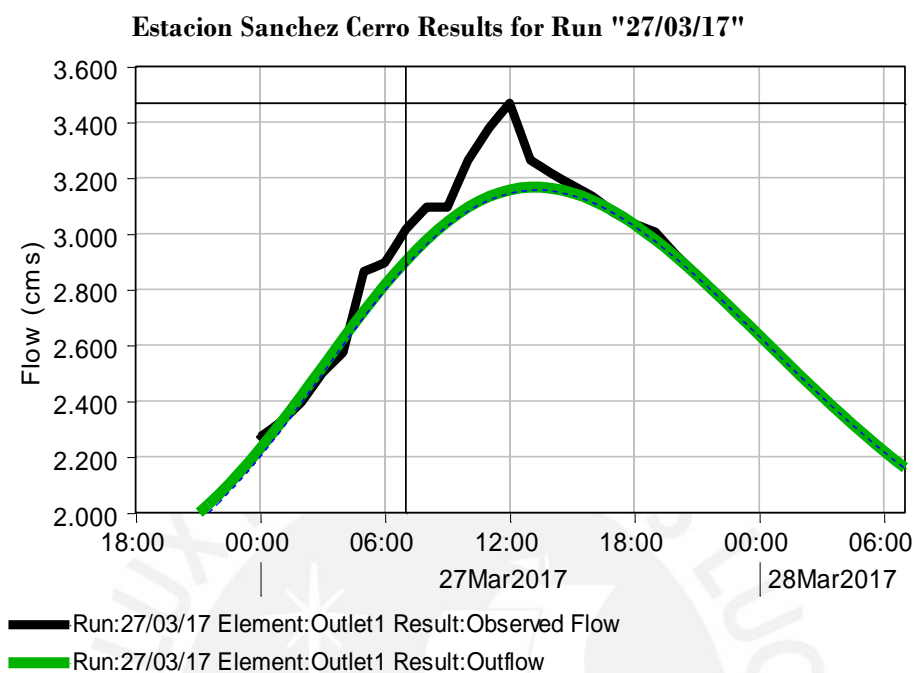


Figura 5.2 Hidrograma observado vs simulado del 27 de marzo de 2017

Fuente: Elaboración propia con datos de COER,2017

Entonces, habiendo ajustado previamente los parámetros CN y K con el evento histórico, se procedió a simular el resto de eventos mencionados obteniéndose valores aceptables entre caudales observados y simulados, tal como se puede observar en la Tabla 5.6:

Tabla 5.6 Comparación entre caudales observados y simulados en la calibración

Fecha	02-03/03	13-14/03	24-25/03	25-26/03	27-28/03	PROMEDIO
Estación Ñácara J207 (m3/s)						
Observado	890.00	240.00	577.00	1208.00	531.00	689.20
Simulado	649.10	340.30	647.20	2137.00	592.40	873.20
Estación Tambogrande J193 (m3/s)						
Observado	687.00	792.00	859.00	2163.00	632.00	1026.60
Simulado	496.40	1118.60	891.00	1382.80	949.00	967.56
Estación Sánchez Cerro OUTLET1 (m3/s)						
Observado	1314.00	773.00	1437.00	3016.00	755.00	1459.00
Simulado	1602.90	1051.90	1065.20	2901.80	865.80	1497.52

Fuente: Elaboración propia

Del cuadro anterior, se aprecia que los caudales observados y simulados, en su mayoría, no difieren mucho entre sí, con errores promedios menores al 27% en la estación Ñácara, 6% en Tambogrande y 3% en la estación Sánchez Cerro. Esta diferencia de errores se debe

principalmente a que los parámetros se ajustaron en función a los caudales en la estación ubicada en la ciudad de Piura. Por otra parte, se debe tener en cuenta que los hietogramas de entrada en cada una de las diez subcuencas se generaron a través de un patrón establecido, dado que no se cuenta con los hietogramas reales. De acuerdo con esta óptica, siempre ha de estar presente una variación en los resultados y los ajustes de la calibración se realizaron con el fin de que estas variaciones sean las mínimas posibles para analizar las avenidas máximas en la ciudad de Piura.

El número de curva calibrado para cada subcuenca y la variación respecto al valor inicial se muestra en la Tabla 5.7:

Tabla 5.7 Número de curva calibrado

Subcuenca	CN inicial	CN calibrado	Diferencia
W460	51.8	46.6	-5.2
W530	58.3	50.8	-7.5
W540	60.2	49.6	-10.6
W550	61.8	60.6	-1.2
W630	54.7	44.1	-10.6
W660	74.6	79.6	+5.1
W740	65.8	68.6	+2.8
W760	50.6	52.1	+1.5
W770	74.8	77.9	+3.1
W880	73.5	76.9	+3.4

Fuente: Elaboración propia

En la tabla anterior se observa que en la mayoría de subcuencas, principalmente las que comprenden las nacientes del río, la variación del número de curva respecto al valor inicial estimado por el ANA es mínima. Sin embargo, en las cuencas W540 y W630 la variación se estima en 10.6 menos del valor inicial. Con respecto a W540, esta subcuenca es la segunda de mayor tamaño (1,085 km²), cuya zona perteneciente hacia la margen izquierda del río es desierta y plana, mientras que la zona hacia la margen derecha es montañosa con mayor presencia de vegetación; por consiguiente, la variación de CN posiblemente sea menor si se dividiera en subcuencas de menor tamaño. Por otro lado, la subcuenca W630 es la que se ubica al final del modelo y está comprendida por desierto en su mayoría (mayor infiltración). Si se aumentara el CN para acercarse al valor inicial, el error en los caudales simulados sería mayor.

Por otro lado, en la Tabla 5.8 se muestran los valores calibrados del K y x de Muskingum. A primera vista se observa que los valores calibrados de K resultan mucho menores que los estimados inicialmente, confirmando de esta manera la teoría de que la asignación de este valor es muy subjetiva. Es importante recordar que la estimación inicial se basó en el tiempo de concentración de cada subcuenca. Asimismo, en el proceso de calibración se observó que K es muy sensible respecto a la laminación del hidrograma en el punto de control: A un mayor K el hidrograma tiende a laminarse. En este sentido, el hidrograma observado del 27 de marzo resultó

muy útil para ajustar estos valores. Por otra parte, el parámetro x también se ajustó haciendo uso del hidrograma observado y no presenta variaciones considerables respecto al valor inicial.

Tabla 5.8 Parámetros de Muskingum calibrados

REACH	Inicial		Calibrado	
	K (hr)	X	K (hr)	X
R20	12	0.25	4.2	0.24
R40	4	0.25	1.6	0.24
R60	12	0.25	6.1	0.24
R80	4	0.25	0.7	0.23
R100	3	0.25	2.0	0.23
R110	4	0.25	1.8	0.25
R130	3	0.25	1.1	0.26
R140	15	0.25	9.0	0.25
R160	3	0.25	1.0	0.24
R180	4	0.25	3.3	0.24
R200	10	0.25	3.3	0.25
R250	5	0.25	2.7	0.27
R320	5	0.25	3.2	0.27
R340	4	0.25	1.6	0.25

Fuente: Elaboración propia

A manera de validar el modelo y los parámetros calibrados, se simularon dos eventos pertenecientes a febrero de 2019, cuando el caudal en Piura sobrepasó los 1000 m³/s. Los resultados, mostrados en la Tabla 5.9, comprueban la efectividad del modelo para estimar los caudales en la estación Sánchez Cerro, así como en Tambogrande; sin embargo, es importante mencionar que el modelo tiende a sobrestimar los caudales en la estación Ñácara. Esto podría mejorar si en la calibración se contara con hidrogramas observados en esta estación e inclusive en otros puntos de la cuenca. Finalmente, considerando el tamaño de la cuenca modelada ($\approx 7,420$ km²) así como la data disponible, la estimación del modelo en el punto de interés son acertadas.

Tabla 5.9 Resultados de la validación del modelo hidrológico

Fecha	24-25/02/19	25-26/02/19
Estación Ñácara J207 (m3/s)		
Observado	880.0	271.0
Simulado	1181.4	306.9
Estación Tambogrande J193 (m3/s)		
Observado	1700.0	1059.0
Simulado	1937.0	1010.2
Estación Sánchez Cerro OUTLET1 (m3/s)		
Observado	1503.0	1058.0
Simulado	1469.2	1298.0

Fuente: Elaboración propia

Ahora bien, luego de calibrado el modelo y con las tormentas de diseño presentadas en la sección 5.2, se procedió a simular los hidrogramas de avenidas para tiempos de retorno de 25, 50, 100 y 500 años. Dada la configuración del modelo hidrológico, es posible visualizar los hidrogramas de

avenida de cada subcuenca, unión (Joints) o canal (Reach); sin embargo, para propósitos de este estudio se muestran y evalúan los hidrogramas de las subcuencas más representativas (Alto, Medio y Bajo Piura), así como en las estaciones Tambogrande y Piura. El hidrograma para estimado para un TR de 100 años se muestra en la Figura 5.3, mientras que las tablas y demás figuras se muestran en el Anexo O.

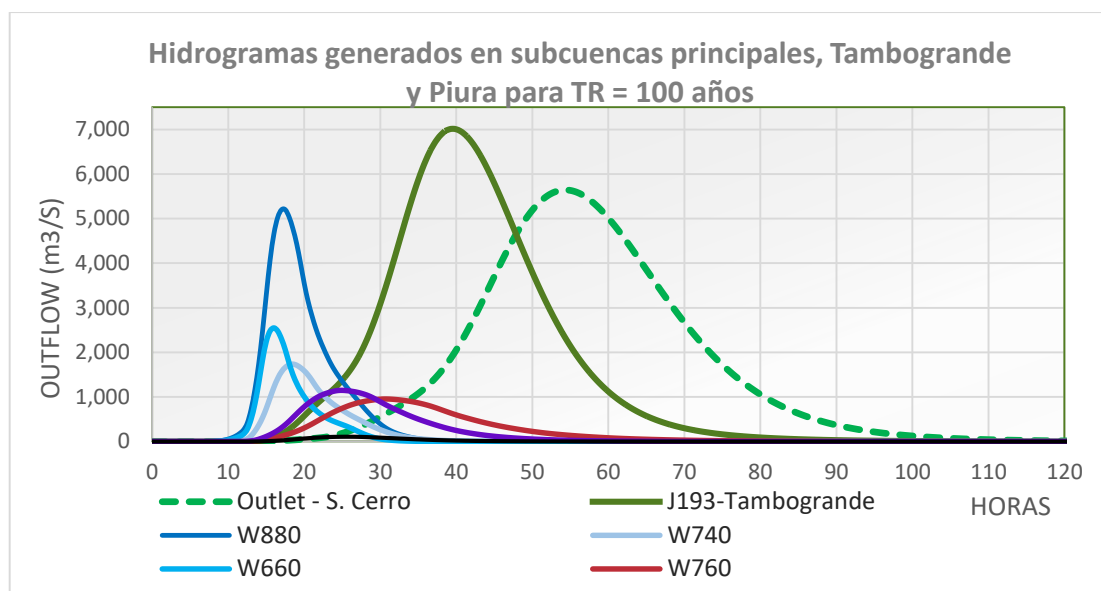


Figura 5.3 Hidrogramas de avenida para TR = 100 años

Fuente: Elaboración propia

La figura anterior muestra el resultado de simulación del modelo hidrológico ante precipitaciones máximas de 24 horas para diferentes tiempos de retorno. Los hidrogramas que se muestran en línea continua corresponden a los aportes de las subcuencas más representativas (seis de un total de diez), mientras que las de línea discontinua corresponden a los caudales que llegarían a las ciudades de Tambogrande y Piura en caso de presentarse las condiciones de lluvia especificadas y de manera simultánea en todas las subcuencas.

Por un lado, las subcuencas W880, W660, W740 (hidrogramas en tono azul) y W770 corresponden al Alto Piura y son las que mayor aporte producen en un evento específico. Nótese que las subcuencas con mayor aporte, independientemente del periodo de retorno, son W880 seguido de W770, ambas comprenden la cabecera de cuenca, así como a las nacientes del río Piura. Asimismo, si se observa los hidrogramas de W880 y en la estación de control, se puede establecer que para TR de 25, 50 y 100 años, el caudal pico que obtiene esta subcuenca es similar al caudal pico que la onda de avenida alcanza en la ciudad de Piura, luego de algunas horas.

Por otro lado, se observa que las subcuencas pertenecientes al Medio Piura como son W760, W550 y W540 generan aportes con picos mucho menores a los del Alto Piura (nótese la laminación de los hidrogramas). De esta manera, resulta importante precisar que si bien en el análisis de precipitaciones se aceptó la posible sobrestimación de valores en la estación Virrey

(ubicada en la subcuenca W760), se comprueba que el aporte de esta subcuenca resulta mucho menor comparado con el gasto total registrado en la estación Sánchez Cerro.

Por su parte, examinando los hidrogramas de las subcuencas aportantes del Bajo Piura: W460, W530 y W630, se determina que su aporte es insignificante respecto al gasto total de la cuenca. Nótese en las figuras 5.3, O.1, O.2 y O.3 que el aporte de W460 o quebrada San Francisco es casi nulo para TR de hasta 100 años.

Mirando hacia atrás al análisis de avenidas extraordinarias y posterior análisis de inundaciones, obsérvese los hidrogramas J193 y Outlet, donde el primero hace referencia a los caudales que transportaría el río a la altura de la ciudad de Tambogrande; mientras que el segundo, a la altura de Piura. Por un lado, se determina que la avenida que pasa por Tambogrande tiende a laminarse conforme avanza hacia Piura, con una diferencia entre picos de aproximadamente 15 – 16 horas; de modo que, en base a estos resultados, es válido afirmar que Tambogrande se encuentra expuesto a magnitudes mayores de caudal que la misma Piura. Por otro lado, en la estación Sánchez Cerro se observa que los picos o caudales máximos alcanzarían valores sumamente considerables, teniendo en cuenta que las subcuencas, analizadas de manera independiente, presentan magnitudes pequeñas. La Tabla 5.10 resume los caudales máximos instantáneos para diferentes periodos de retorno que presentaría el río Piura en la estación Sánchez Cerro:

Tabla 5.10 Caudales máximos instantáneos simulados para diferentes TR en la estación Sánchez Cerro

TR (años)	Q _{máx} (m ³ /s)
25	3,202
50	4,091
100	5,477
500	9,754

Fuente: Elaboración propia

Si bien la configuración del modelo hidrológico ha considerado que se produce lluvia en todas las subcuencas simultáneamente y con una intensidad determinada por el método de los bloques alternos, se entiende que la realidad pueda ser diferente, principalmente en que la duración de la lluvia sea menor a 24 horas y que no llueva en todas las subcuencas simultáneamente; sin embargo, se ha intentado que con la metodología llevada a cabo, además de los resultados de la calibración y validación, el modelo hidrológico logra justificar estos resultados.

Entonces, partiendo de los resultados de la tabla anterior, se puede afirmar que en el FEN de 1983 y 2017 el río Piura presentó un caudal de magnitud similar a un evento de 25 años de tiempo de retorno, en comparación con el FEN de 1998 cuyo caudal máximo presentado hace referencia a un evento de un poco más de 50 años. Por otro lado, desde que se comenzó a registrar los caudales del río Piura, aún no se tienen registros de caudales correspondientes a TR de 100 y 500 años, pero la probabilidad de que ocurran está presente.

5.4 Análisis de áreas de inundación y zonas de riesgo:

Antes de simular los escenarios para diferentes periodos de retorno se procedió a calibrar el modelo hidráulico. Para ello se simuló el evento histórico del 27 de marzo de 2017, donde el río Piura alcanzó un caudal pico de 3,468 m³/s y como resultado se inundaron los distritos de Piura y Castilla. La calibración se basó principalmente en ajustar los valores iniciales de Manning en el cauce principal de tal manera que el nivel de agua alcanzado en las secciones de los puentes Cáceres y Sánchez Cerro correspondiera con los valores observados. Si bien no se contó con los niveles exactos, la información recopilada indica que el tirante sobrepasó el tablero del puente Cáceres en aproximadamente 0.30 – 0.40 m, mientras que en el puente Sánchez Cerro la superficie de agua llegó a rozar la base del tablero, tal como se muestra en la Figura 5.4:

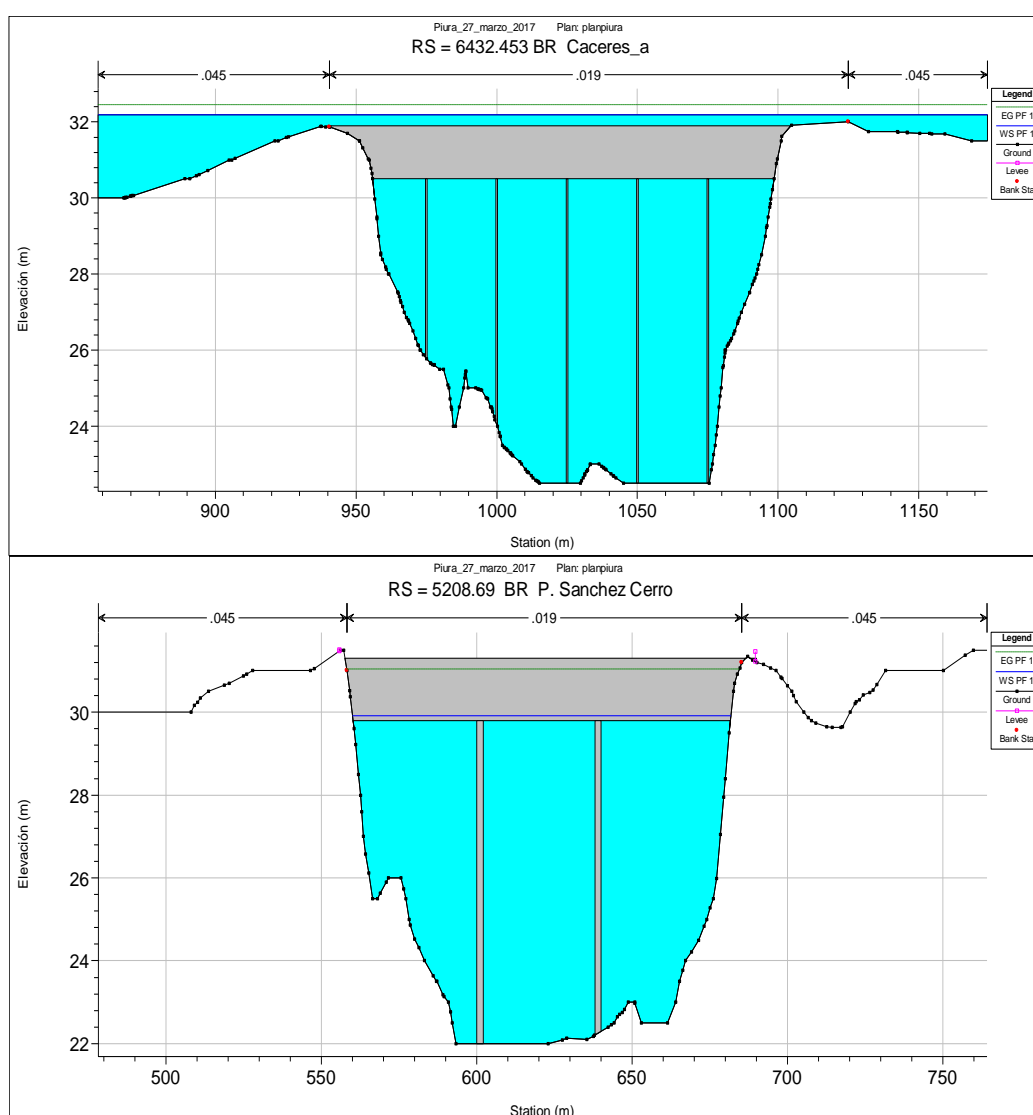


Figura 5.4 Nivel de agua alcanzado en los puentes Cáceres y Sánchez Cerro en el evento histórico

Fuente: Elaboración propia

Así mismo, durante el proceso de calibración se verificó constantemente el perfil longitudinal de nivel de agua lo largo del tramo modelado, el cual se muestra en la Figura 5.5.

La avenida no llegó a afectar los puentes Bolognesi ni San Miguel, quedando el nivel de agua por debajo de ambos tableros. Por otra parte, en el tramo aguas abajo del puente Bolognesi, se observa que la avenida no se desbordó debido a que fue contenida por los diques, tal como se aprecia en las figuras 5.5 y 5.6:

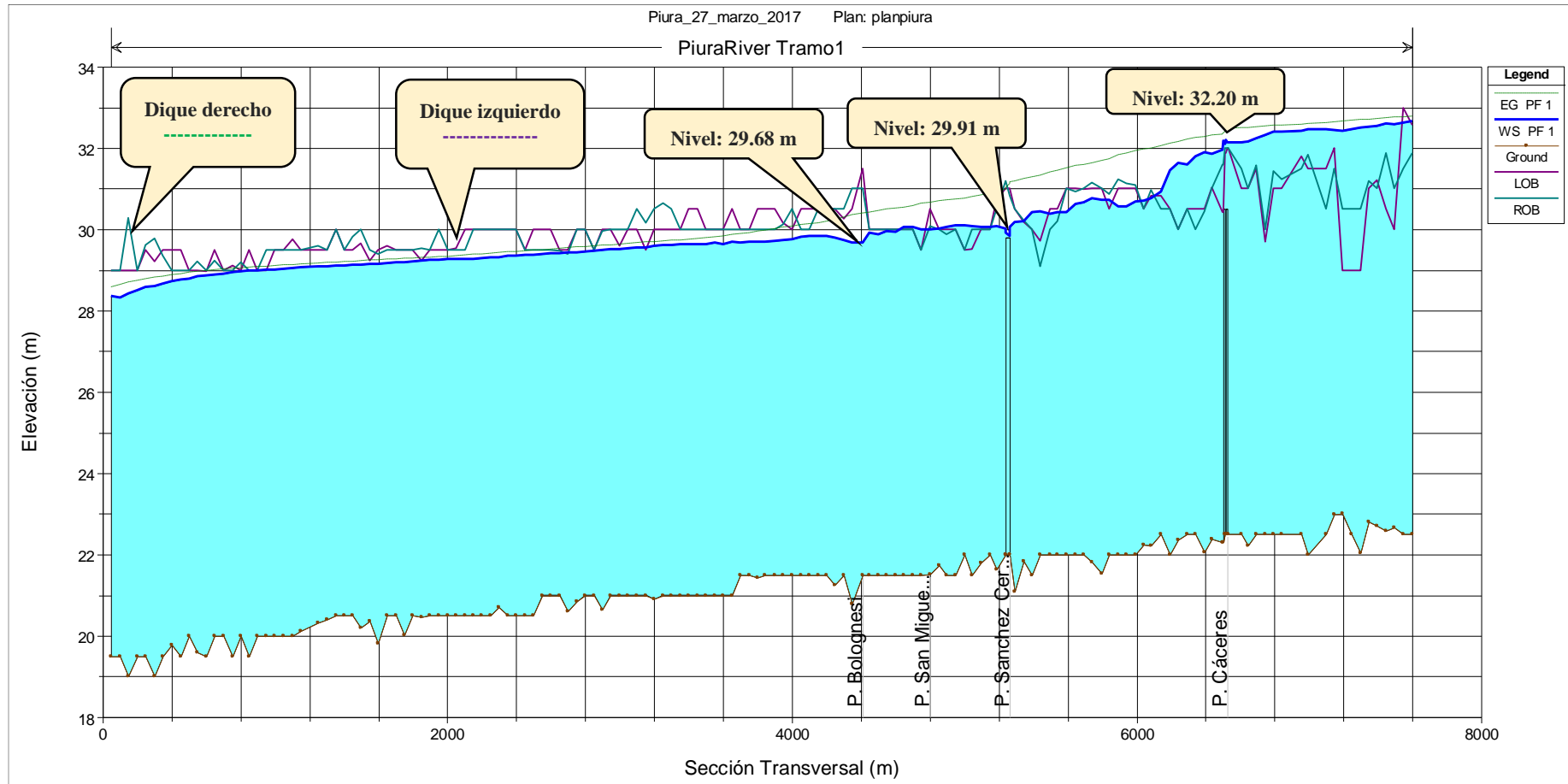


Figura 5.5 Perfil longitudinal de superficie de agua del río Piura alcanzado en la simulación del día 27 de marzo de 2017
Fuente: Elaboración propia

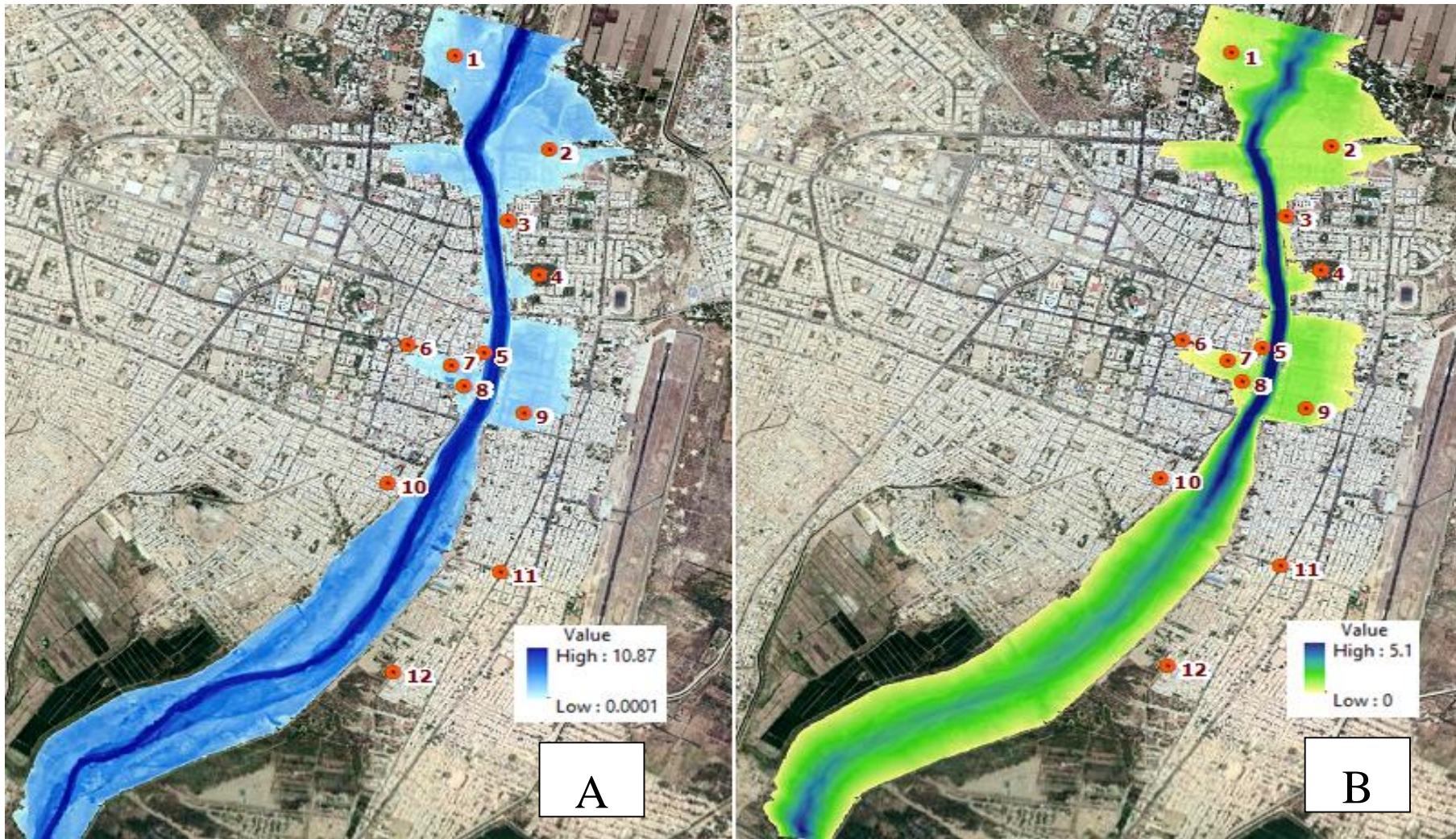


Figura 5.6 (A) Profundidad del flujo en m y (B) velocidad de flujo en m/s simulado para el evento del 27 de marzo de 2017.
Fuente: Elaboración propia

La extensión de la inundación, así como los tirantes en calles y lugares importantes mostrados coinciden con la información recopilada a través de la visita de campo y el análisis minucioso de registros fotográficos (Ver Anexo P): se puede apreciar la inundación de la urb. Cocos del Chipe, UNP, la parte anterior del hospital regional, la plaza de Armas, el mercado de Castilla, entre otros. Asimismo, en los mapas anteriores se visualizan algunos puntos enumerados que representan lugares urbanos y suburbanos que se consideraron para analizar la inundación. En este sentido, las zonas más expuestas por el lado de Piura (margen derecha) se situaron arriba del puente Cáceres conformadas por las urbanizaciones los Cocos del Chipe y Quinta Ana María. Mientras que, por el lado de Castilla (margen izquierdo), las zonas con mayores tirantes se ubicaron aledañas al mall o centro comercial y la UNP. Por otro lado, aguas más abajo, se observan tirantes considerables en la plaza de Armas y plaza Tres Culturas por el lado de Piura, mientras que la zona aledaña al mercado de Castilla representa la zona con mayor índice de peligro debido a los altos tirantes presentados. En la Tabla 5.11 se resume el evento histórico simulado en función a los tirantes y velocidades en los puntos de referencias considerados:

Tabla 5.11 Tirantes y velocidad de flujo en distintos sitios urbanos para el 27 de marzo de 2017

Ubicación en el mapa	Calle/Lugar/Referencia	27 de marzo	
		Tirante (m)	Velocidad (m/s)
1	Parque Los Cocos del Chipe	1.49	0.39
2	Av. Cáceres/Av. Universitaria (Ingreso UNP)	1.07	0.35
3	Av. Independencia/Hospital Regional	0.02	0.01
4	Parque Abelardo Quiñones	-	-
5	Malecón Eguiguren/ Jr. Ica	1.07	0.28
6	Óvalo Grau/ Av. Grau	-	-
7	Plaza de Armas	1.00	0.20
8	Plaza Tres Culturas	1.50	0.32
9	Jr. Ayacucho/Mercado de Castilla	1.92	0.57
10	Parque Quinta Julia	-	-
11	Av. Miguel Grau/Jorge Chávez	-	-
12	Parque Villa California	-	-

Fuente: Elaboración propia

En general, la simulación hidráulica del evento histórico muestra que la extensión de la inundación se corresponde con lo ocurrido en la realidad, con diferencias poco considerables de niveles de agua y tirantes en los puntos de referencia. Además, se corroboró que se cumplan las condiciones iniciales; es decir, se verificó que el número de Froude en cada sección sea menor a 1 para que el tipo de flujo corresponda a flujo subcrítico. Por otro lado, para validar el modelo se simularon tres eventos adicionales con fecha inmediatamente posterior al evento histórico que, a pesar de que los caudales de estos eventos son menores a 3,468 m³/s, muestran gran correspondencia con las crecidas en el cauce del río tal como se apreció en imágenes satelitales de inundación de alta resolución (Ver Anexo Q).

Ahora bien, calibrado y validado el modelo, se simularon los escenarios 1, 2, 3 y 4 asociados con los periodos de retorno de 25, 50, 100 y 500 años, respectivamente, los cuales son mostrados en la Tabla 5.10. Es importante recordar que la simulación se realizó para flujo permanente y que, dependiendo de la sección transversal, se tuvo que incluir el uso de *levees* con el fin de que el flujo se distribuya correctamente y no se presenten áreas inefectivas de flujo. Así mismo, se ha tratado de revisar detalladamente que se cumplan las condiciones iniciales en cada escenario.

La Figura 5.7 muestra los perfiles longitudinales del nivel de agua alcanzado en cada escenario. Vale recordar que el flujo corresponde al tipo gradualmente variado, por lo que también se pueden observar ligeros remansos aguas abajo de los puentes. Además, en el tramo inicial desde la sección 3750 hasta el puente Sánchez Cerro se aprecia que el nivel en las secciones asciende conforme se presenta un TR mayor. Sin embargo, aguas abajo del puente, se aprecia que el nivel correspondiente a TR=25 está por encima de los niveles pertenecientes a los TR de 50 y 100. Esto se debe al efecto que producen los diques de tierra aguas abajo del puente Bolognesi: Por un lado, mientras los diques contienen la avenida (TR de 25), los tirantes son mayores en este tramo. Por otro lado, si la avenida desborda los diques (TR de 50 y 100), los tirantes tienden a disminuir, aunque inundan mayores áreas. Por otra parte, se observa que la avenida para un TR 500 años genera tirantes que superan a la de 100 años en aproximadamente 2 y 1.20 m en la zona urbana y suburbana, respectivamente.

El perfil longitudinal también permite analizar la situación de los puentes. Entonces, habiendo descrito las cotas de los tableros en la sección 4.6.3.5 y analizando los perfiles, se deduce lo siguiente: El puente Cáceres resulta ser el más afectado de todos, además que la cota de la base del tablero es superada hasta por la avenida de menor magnitud. En comparación, la base del tablero del puente Sánchez Cerro recién se ve afectado con la avenida del Escenario 2, no obstante, la cota de agua sobrepasa la rasante en los Escenarios 3 y 4. Además, en estos últimos, se puede apreciar que el puente tiende a retener el flujo, dado que aguas abajo de este, el nivel disminuye alrededor de 1 m. En el caso del puente Bolognesi, si bien inicialmente se vería afectado con los flujos de los Escenarios 2 y 3, luego de desbordarse aguas abajo de este, el nivel descendería; sin embargo, ante el Escenario 4 sí se vería seriamente afectado, así como todos los demás puentes. Se debe tener en cuenta que este análisis se realizó en función a los niveles de agua y a las cotas de los tableros, pero no se ha considerado los daños por socavación que posiblemente sufrirían los pilares de los puentes.

Finalmente, luego de una serie de geoprocesamientos en base a los resultados exportados desde HEC-RAS se elaboraron los mapas de inundación y velocidad del flujo para cada escenario. Los mapas correspondientes a un TR de 100 años se muestran en las Figuras 5.8 y 5.9. En el Anexo R se adjunta el resto de mapas de inundación, así como las tablas con los resultados por sección.

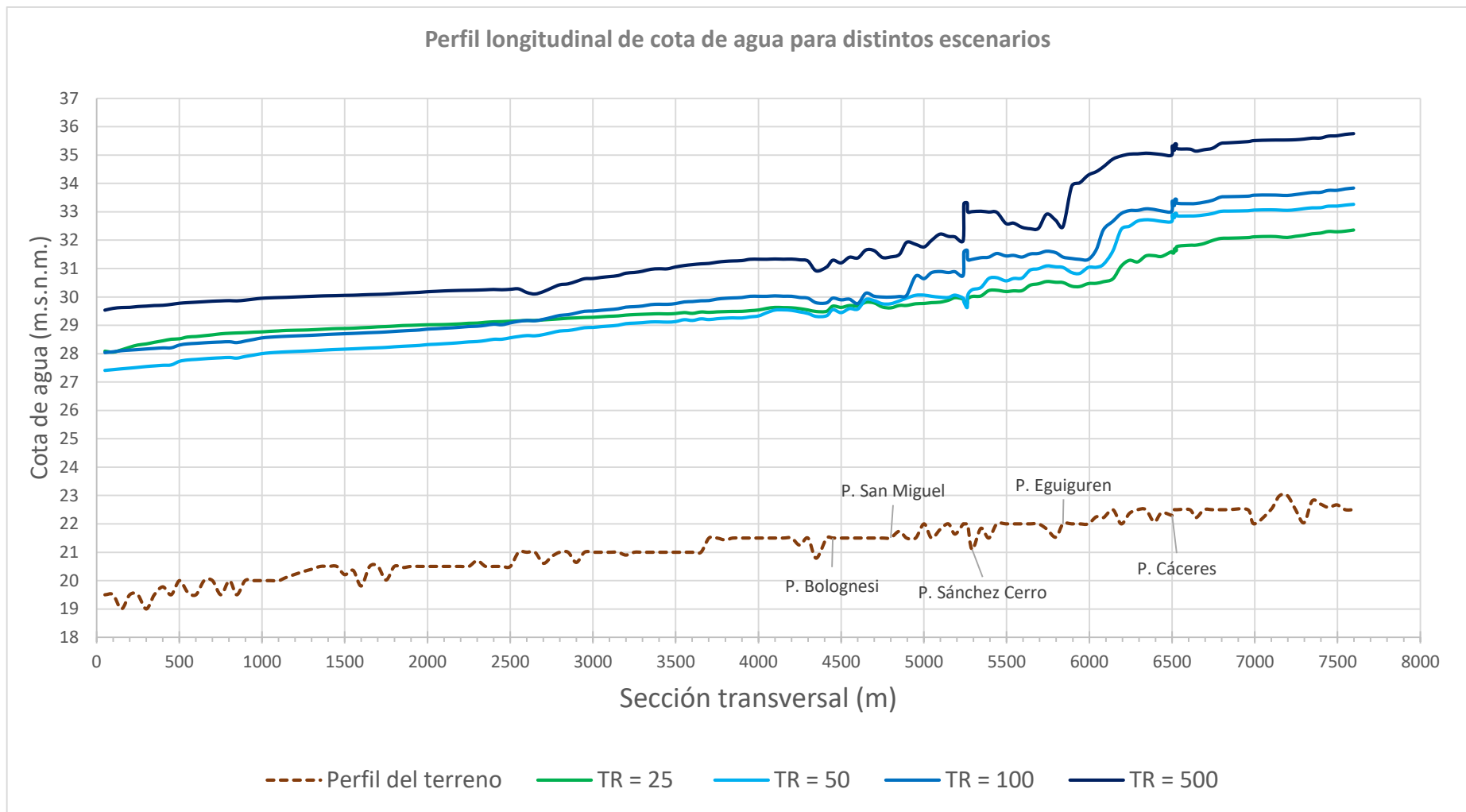


Figura 5.7 Perfil longitudinal de cota de agua para distintos escenarios

Fuente: Elaboración propia

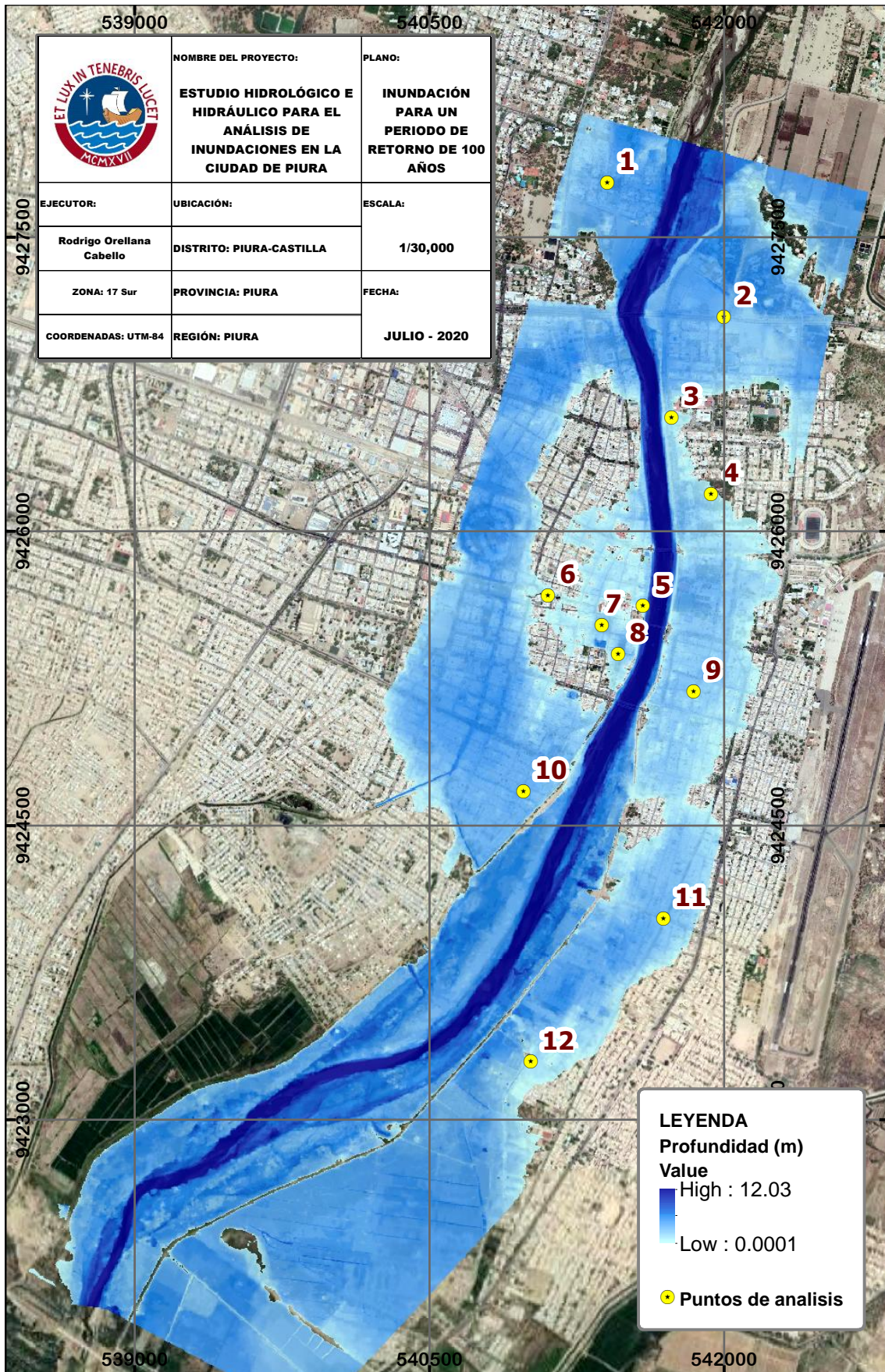


Figura 5.8 Mapa de inundación para el escenario 3
Fuente: Elaboración propia

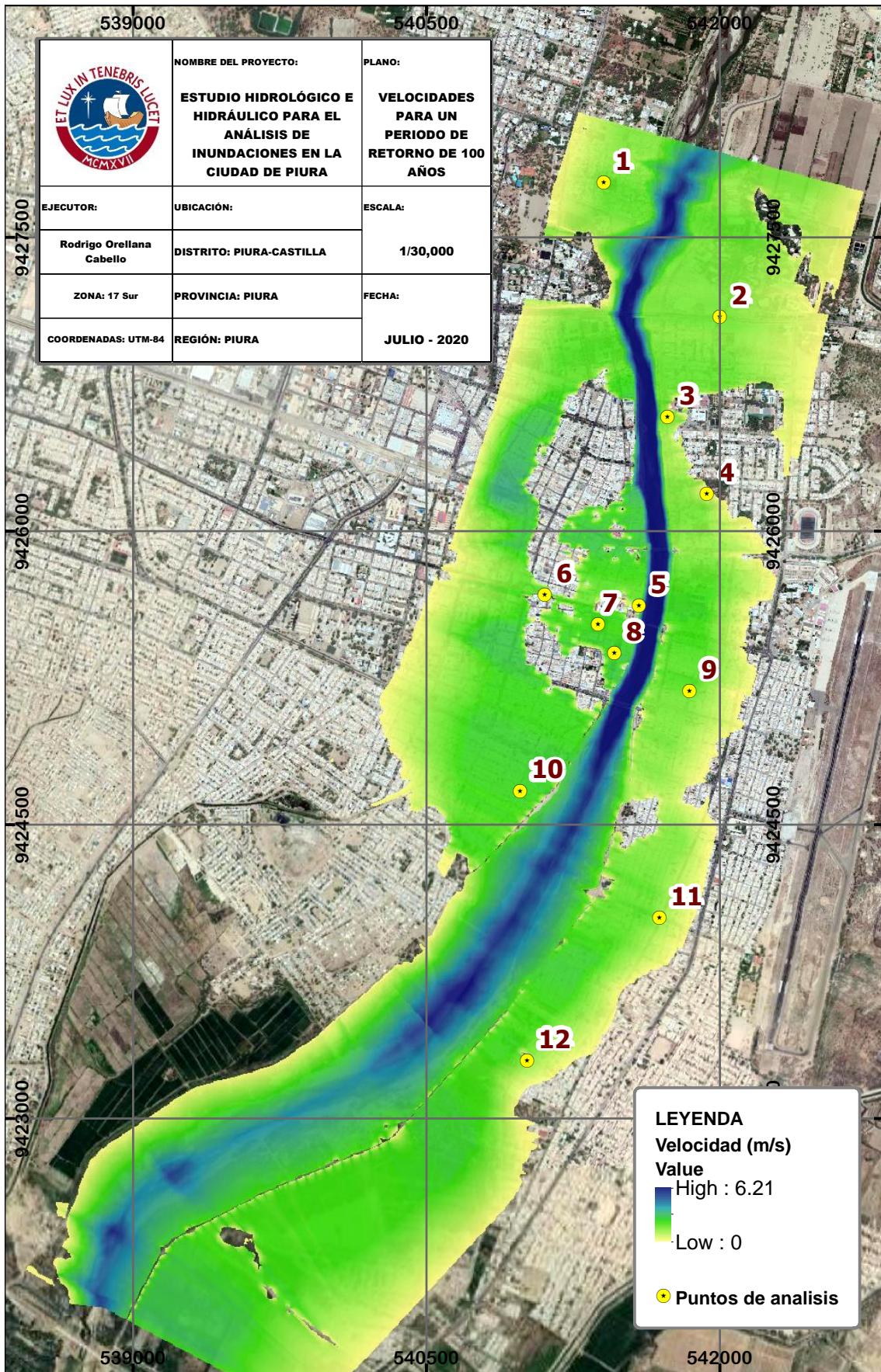


Figura 5.9 Mapa de velocidades para el escenario 3

Fuente: Elaboración propia

Los mapas de inundación obtenidos indican que se presentan zonas inundables para todos los escenarios simulados, siendo de mayor consideración cuando el periodo de retorno es mayor. En otras palabras, bastaría que el río registrase una avenida con 4% de probabilidad de ocurrencia para que muchas partes de la ciudad se inunden. Esta situación conlleva a analizar los tirantes y la velocidad del flujo en puntos de referencia del tramo en estudio. Para ello se tomaron en cuenta algunos lugares, principalmente de concurrencia pública, tanto en la zona urbana como suburbana los cuales se muestran enumerados en los mapas. Entonces, se presenta la Tabla 5.12 que muestra un resumen del tirante y velocidad que se produciría en cada uno de los escenarios modelados. Los tirantes que superan el metro de altura, así como las velocidades que son mayores a 1 m/s se han presentado en distinto formato.

Tabla 5.12 Tirantes y velocidades de flujo para diferentes escenarios

N°	Calle Lugar Referencia	Tirante (m)				Velocidad (m/s)			
		Escenario/Probabilidad				Escenario/Probabilidad			
		1	2	3	4	1	2	3	4
		0.04	0.02	0.01	0.001	0.04	0.02	0.01	0.001
1	Parque Los cocos del Chipe	1.17	2.11	2.64	4.56	0.35	0.45	0.59	0.84
2	Av. Universitaria (Ingreso a UNP)	0.68	1.77	2.18	4.14	0.31	0.43	0.56	0.81
3	Av. Independencia (Hospital)	-	0.30	0.79	3.41	-	0.10	0.58	0.84
4	Parque Abelardo Quiñones	-	-	0.27	1.42	-	-	0.09	0.74
5	Malecón Eguiguren/ Jr. Ica	0.71	0.98	1.21	2.91	0.24	0.42	0.56	0.99
6	Óvalo Grau/ Av. Grau	-	-	0.05	1.88	-	-	0.60	0.99
7	Plaza de Armas	0.67	0.77	1.00	2.43	0.21	0.27	0.76	1.07
8	Plaza Tres Culturas	1.25	1.25	1.46	3.02	0.30	0.51	0.90	1.14
9	Jr. Ayacucho/Mercado de Castilla	1.67	1.56	1.87	3.36	0.51	0.57	0.65	0.99
10	Parque Quinta Julia	-	-	2.63	3.94	-	-	0.81	1.04
11	Av. Miguel Grau/Av. Jorge Chávez	-	1.61	2.24	3.53	-	0.44	0.48	0.63
12	Parque Villa California	-	0.37	0.90	1.89	-	0.40	0.48	0.88

Fuente: Elaboración propia

El Escenario 1, cuyo mapa de inundación es similar al del evento histórico, presenta tirantes que van desde los 0.67 m, en la plaza de Armas, hasta los 1.67 m, en las zonas aledañas al mercado de Castilla. Vale decir que los tirantes más altos de todo el tramo modelado corresponden precisamente a esta parte del distrito de Castilla, donde también se ubica el colegio Don Bosco. Los tirantes para este escenario bordean los 1.50 m. Sin embargo, la inundación es más extensa en las urbanizaciones Los Cocos del Chipe y Quinta Ana María, donde también se presentan tirantes considerables. Luego de estas urbanizaciones, otra zona muy afectada la conforma el campus de la UNP y las zonas aledañas al margen izquierdo del puente Cáceres, donde se ubica el Mall Plaza. Aguas más abajo, también se observan tirantes alrededor de 0.7 m que inundan el malecón Eguiguren. Por otro lado, el Hospital Regional no se ve afectado ni tampoco el tramo

ubicado aguas abajo del puente Bolognesi, ya que los diques existentes contienen la avenida. Por otra parte, las velocidades en la llanura de inundación para este escenario son menores a 0.50 m/s.

Con respecto al Escenario 2, las áreas de inundación aumentan considerablemente en el tramo aguas abajo del puente Bolognesi, debido a que la avenida se desborda por el dique izquierdo. Se determinó que, en general, las cotas de rasante del dique derecho se encuentran más elevadas que las del dique izquierdo. Asimismo, se evaluó que esta situación no ocurriría si el nivel de rasante de los diques a ambos lados estuviera a 1m más del existente, aunque la inundación aguas arriba posiblemente empeoraría. Entonces, además de los lugares inundados en el escenario anterior, se suman la inundación de los alrededores del Hospital Regional con un tirante de 0.30 m y, como se mencionó, toda la franja perteneciente al tramo suburbano que se ubica en la margen izquierda del río, con tirantes de alrededor de 1.60 m en la av. Miguel Grau con la av. Jorge Chávez y con tirantes de casi 0.40 m más abajo, en el parque Villa California. Por su parte, las velocidades del flujo en las zonas inundadas se mantienen por debajo de los 0.50 m/s, a excepción de la zona aledaña al mercado de Castilla que ligeramente supera este valor.

Por otra parte, el panorama para el Escenario 3 se torna de mayor consideración que los anteriores, sobre todo para el tramo urbano ubicado a la margen derecha del río, ya que se origina una importante corriente inmediatamente aguas abajo del puente Cáceres, tal como se puede apreciar en la Figura 5.8 y 5.9. Este nuevo flujo, con velocidades de 0.90 hasta 1.20 m/s, inunda espacios importantes como el mercado de Piura, la av. Sullana Norte, la av. Los Cocos, la Biblioteca Municipal, el óvalo Grau, hasta la altura del parque Quinta Julia donde la corriente retorna al cauce principal del río. Los demás espacios inundados descritos en el Escenario 2, incrementan tanto su tirante como su velocidad en el Escenario 3. En general, los tirantes para este escenario superan el metro de altura, mientras que la velocidad supera los 0.50 m/s en la gran mayoría de los puntos analizados.

Interpretando el mapa de inundación del Escenario 4, correspondiente a una avenida con probabilidad de ocurrencia de 0.2%, es posible establecer que se trataría de un evento realmente devastador, dado que la superficie de agua abarca en casi toda la topografía disponible, incluyendo la inundación de la llanura ubicada en el margen derecho del tramo suburbano. Por un lado, los tirantes que se originan en el Cercado de Piura representan una gran amenaza a la vida de las personas. Por ejemplo, en la plaza de Armas se registran tirantes de más de 2.4 m, en el óvalo Grau tirantes de casi 2 m, y más de 3 m en otros lugares cercanos. Sin embargo, en este escenario, claramente la zona con mayor peligro se encuentra aguas arriba en las urbanizaciones como Los Cocos del Chipe y aledaños, la UNP e inclusive el mismo Hospital Regional. Los tirantes en estos puntos son ampliamente peligrosos ya que superan el valor de 4 m. De la misma forma, las viviendas y asentamientos ubicados aguas abajo del Puente Bolognesi (Ej. 10, 11 y 12 en los mapas) se encuentran muy expuestos a estos altos tirantes. A todo ello, los resultados de velocidad

para este escenario arrojan valores aproximadamente de 0.8 m/s para la mayoría de puntos analizados, mientras que en el mercado de Piura se alcanzan valores superiores a 1 m/s.

La situación de las inundaciones en los escenarios descritos conllevó a estimar el factor de peligrosidad a la vida humana en cada uno de los puntos analizados. Para ello, se ha considerado determinar este factor desde dos enfoques o criterios, tal como se describe en la literatura. Por un lado, se empleó el criterio de Abt o la estabilidad al vuelco y, por otro, el criterio de la estabilidad al deslizamiento. Cabe recordar que ambos criterios se fundamentan en los valores de velocidad y tirante, donde el peligro se presenta si el valor es mayor a un valor máximo admisible, tal como se muestra en la Tabla 5.13:

Tabla 5.13 Estimación de la peligrosidad de la inundación para diferentes escenarios

N°	Calle Lugar Referencia	ESTIMACIÓN DEL PELIGRO							
		Criterio de estabilidad al vuelco $V \cdot y$				Criterio de estabilidad al deslizamiento $V^2 \cdot y$			
		Máximo admisible = 0.5				Máximo admisible = 1.23			
		Escenario				Escenario			
		1	2	3	4	1	2	3	4
1	Parque Los cocos del Chipe	0.4	1.0	1.5	3.8	0.1	0.4	0.9	3.2
2	Av. Universitaria (Ingreso a UNP)	0.2	0.8	1.2	3.3	0.1	0.3	0.7	2.7
3	Av. Independencia (Hospital)	-	-	0.5	2.9	-	-	0.3	2.4
4	Parque Abelardo Quiñones	-	-	-	1.1	-	-	-	0.8
5	Malecón Eguiguren/ Jr. Ica	0.2	0.4	0.7	2.9	-	0.2	0.4	2.9
6	Óvalo Grau/ Av. Grau	-	-	-	1.9	-	-	-	1.8
7	Plaza de Armas	0.1	0.2	0.8	2.6	-	0.1	0.6	2.8
8	Plaza Tres Culturas	0.4	0.6	1.3	3.4	0.1	0.3	1.2	3.9
9	Jr. Ayacucho/Mercado de Castilla	0.9	0.9	1.2	3.3	0.4	0.5	0.8	3.3
10	Parque Quinta Julia	-	-	2.1	4.1	-	-	-	4.3
11	Av. Miguel Grau/Av. Jorge Chávez	-	0.7	1.1	2.2	-	0.3	0.5	1.4
12	Parque Villa California	-	0.1	0.4	1.7	-	0.1	0.2	1.5

Fuente: Elaboración propia

Los cálculos realizados en la tabla anterior muestran que, según el criterio de **estabilidad al deslizamiento**, solo se presenta peligro ante una avenida de 500 años de TR (Escenario 4). Sin embargo, según el **criterio de Abt**, el peligro se presenta desde una avenida de 50 años de TR (Escenarios 2, 3 y 4), con la excepción de que en el escenario 1 se tiene un peligro de 0.9 en las zonas aledañas al mercado de Castilla. Ahora, habiendo observado los enormes tirantes de agua en todos los escenarios y haciendo hincapié en lo conservacionista, se puede establecer que la vida se encuentra en peligro ante una avenida mayor o igual a 50 años de periodo de retorno.

Por otro lado, se debe tener en cuenta que, si se consideran otros efectos asociados con las inundaciones como son el daño a la infraestructura de viviendas, educativas, hospitalarias, además del bloqueo de calles, avenidas y espacios públicos en general, bastaría que se presente una avenida con un TR de 25 años (Escenario 1) para que se originen estas consecuencias.

5.5 Propuesta de alternativas para reducir el riesgo a inundaciones

A grandes rasgos, el factor principal para que se produzcan las inundaciones en la ciudad de Piura y Castilla es la reducida capacidad hidráulica que tiene el río frente a precipitaciones extremas en la cuenca. Ahora bien, la capacidad del río en este tramo podría variar a causa de los fenómenos de sedimentación y erosión a los que se encuentra expuesto. Tal como sucedió durante el FEN 98, donde el cauce del río en el tramo urbano soportó un caudal de 3,900 m³/s producto de una erosión generalizada. Sin embargo, se debe tener en cuenta que durante este fenómeno las lluvias se presentaron con varios meses de anticipación y con poca intensidad, motivo por el cual los caudales fueron creciendo de manera paulatina, y al registrarse el caudal máximo, el río ya había logrado una buena estabilidad y gran capacidad. En contraste, el FEN Costero es más corto e intenso. En el 2017 las lluvias comenzaron a fines de enero y en dos meses el río había alcanzado su caudal máximo, impidiendo que el cauce se consolide e incremente su capacidad. En ambos casos, existe una incertidumbre de que la cuenca experimente precipitaciones extremas y que estas puedan surgir independientemente de la presencia del FEN.

Se ha determinado que la capacidad máxima que tiene el río en el tramo urbano (Topografía 2015) alcanza los 2,200 m³/s, aunque este valor se ve reducido hasta los 1,900 m³/s en los primeros 300 m aguas arriba del tramo estudiado. Por otra parte, se tiene conocimiento de que luego del FEN Costero del 2017, el fondo del cauce incrementó su nivel en aproximadamente medio metro y que posterior a ello se realizaron trabajos de descolmatación.

En todo caso, los resultados del modelamiento hidrológico e hidráulico llevados a cabo indican que la capacidad hidráulica del río, que incluye obras como los muros de encauzamiento en el tramo urbano y los diques de tierra en el suburbano, no satisface la demanda asociada a caudales mayores a un TR de 25 años ($Q_{25} = 3,202 \text{ m}^3/\text{s}$) mientras que en la práctica mundial los especialistas recomiendan que los diseños para el control de inundaciones en zonas urbanas se realicen para un TR de 100 años. Por su parte, las directivas del MEF (órgano encargado de financiar los proyectos de interés nacional) establecen que los diseños de obras para la protección contra inundaciones deben desarrollarse para precipitaciones o avenidas asociadas a un periodo de retorno de 100 años en zonas urbanas y 50 años en zonas rurales.

En este sentido, se pueden considerar diferentes alternativas entre estructurales y no estructurales para abordar el problema de las inundaciones en la ciudad de Piura. Si bien el presente estudio se enfocó solamente en la ciudad de Piura, las inundaciones ocurren a lo largo de todo el recorrido del río y es en el Bajo Piura donde se registran los mayores desastres; motivo por el cual el control de inundaciones debe plantearse desde un enfoque integral. En la planificación se debe incluir la ejecución de presas, diques, muros de contención, dragado de sedimentos, salida del río al mar, control y mantenimiento de riberas, así como la reforestación de las subcuencas altas.

A continuación, se analizan cada una de los componentes y sus efectos para controlar las inundaciones en la ciudad de Piura:

- **Diques longitudinales y muros de contención**

No representan una medida eficaz para evitar los desbordes, además que el tramo urbano ya cuenta con estas estructuras. Si se intentara controlar la avenida de diseño (TR de 100 años), los muros deberían tener una altura desde 4 m hasta 5 m para garantizar que el río no se desborde, tal como se muestran en la Figura 5.10. Por un lado, esta medida demandaría elevar las cotas de fondo de los tableros de los puentes y, además, presenta una gran desventaja, ya que al emplear muros de contención de esta magnitud los desechos pluviales no podrían drenarse directamente por gravedad al río. Por otro lado, muros de tal tamaño alterarían la estética de una ciudad. Asimismo, generaría una falsa sensación de seguridad ya que el riesgo de que puedan fallar es realmente alto.

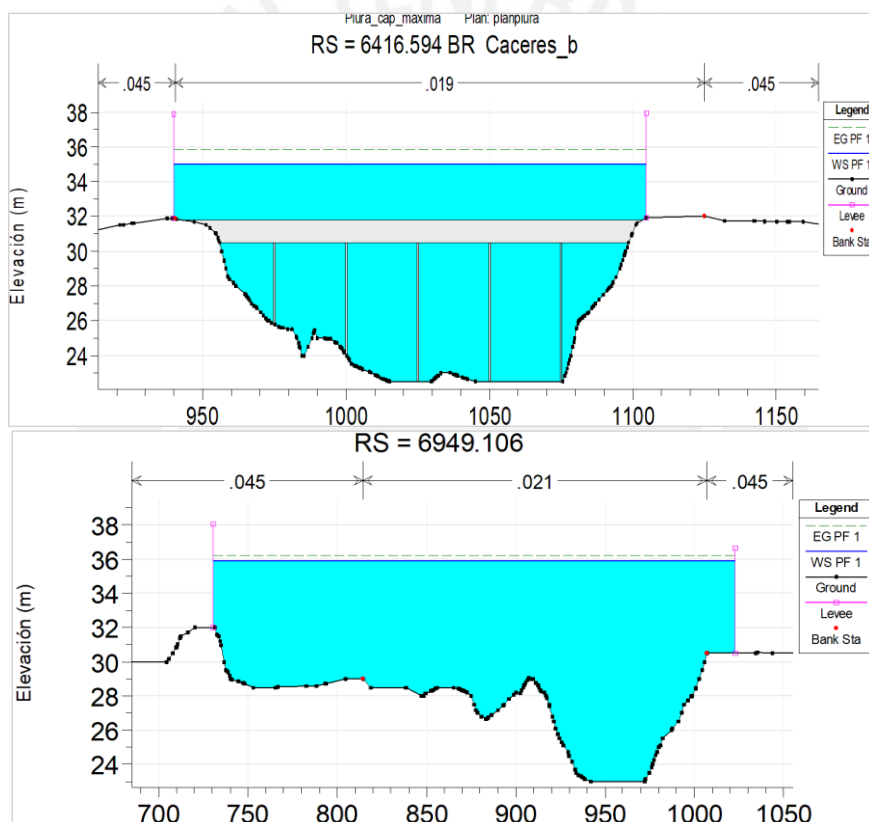


Figura 5.10 Vista transversal de la altura de diques ante una avenida con TR de 100 años
Fuente: Elaboración propia

- **Embalses de laminación o retención temporal**

Las presas con sus respectivos embalses representan la medida estructural que permitiría, en mayor porcentaje, solucionar el problema de las inundaciones no solo en la ciudad de Piura sino en toda la cuenca. Los embalses tienen un efecto laminador, debido a que el caudal máximo que llega a salir del embalse es siempre más pequeño que el caudal que viene de forma natural, tal como se observa en la Figura 5.11:

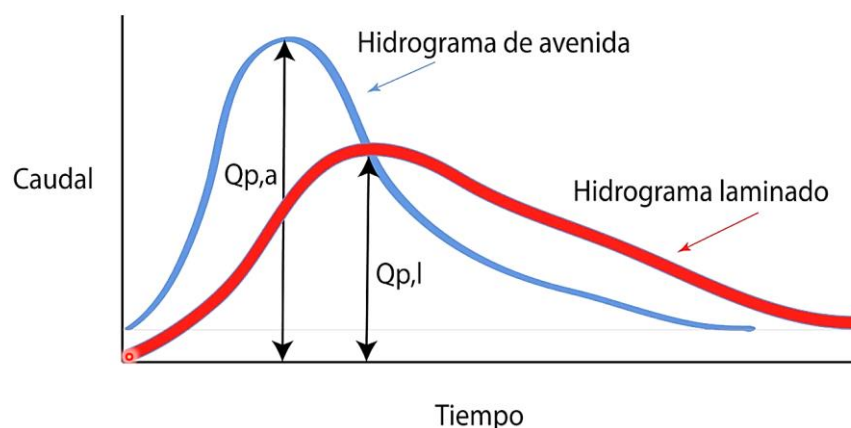


Figura 5.11 Efecto de los embalses en los hidrogramas de avenidas

Fuente: Recuperado de UPM, 2018

El hidrograma de avenida de la figura anterior presenta un pico muy alto y precisamente se asemeja con los hidrogramas que se determinaron para la ciudad de Piura. Obsérvese que el hidrograma de salida de los embalses presenta un pico mucho menor que el de entrada. Todos los embalses tienen el efecto de laminación, pero dependerá de las consideraciones de diseño tales como volumen muerto, volumen de regulación, volumen de reserva, si es de compuertas o de labio fijo, para laminar en mayor o menor medida. Es preciso recordar que aguas arriba de la ciudad de Piura se encuentra la presa derivadora Los Ejidos que, si bien genera un embalse, su principal función es la de incrementar el nivel de agua del río para luego derivar cierto caudal a través de un canal con fines de irrigación, mas no fue diseñada para controlar inundaciones.

Según los resultados del modelamiento hidrológico las subcuencas con los mayores aportes y los picos más altos son W880 y W770, las cuales se ubican en el Alto Piura. Así que es fundamental que la presa se ubique cerca o después de la confluencia de estas (Ver Figura 5.12). En principio, pensar en una presa de gran envergadura demandaría mucha área a ser inundada y, debido a la presencia de varios pueblos aledaños a los afluentes tales como Hacienda Bigote, Serrán, Villa Malacasí, Buenos Aires; resultaría dificultoso localizarla. En este sentido, es muy probable que se requiera no solo una sino más presas que pueden ser ubicadas aguas abajo de la confluencia mencionada. Es importante mencionar que las presas no necesariamente deben localizarse a lo largo del río Piura, sino pueden ubicarse en los afluentes principales de las subcuencas, principalmente las que descargan por la margen izquierda.

A todo esto, el mecanismo de funcionamiento de las presas debe ser evaluado a través de un modelamiento hidrológico de tránsito de embalses donde indefectiblemente se garantice que el pico del hidrograma de diseño que transcurra por la ciudad de Piura sea menor a $1,900 \text{ m}^3/\text{s}$. De esta manera también se garantiza que los pueblos ubicados en el Bajo Piura se encuentren a salvo de desbordes. Por su parte, se debe garantizar también que las presas satisfagan y aseguren la capacidad hidráulica del río Piura en ciudades importantes como Chulucanas y Tambogrande.

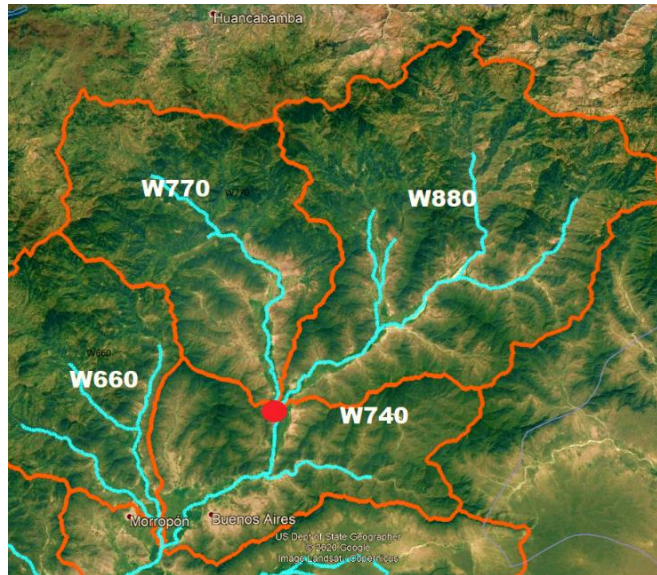


Figura 5.12 Confluencia de las subcuencas W880 Y W770

Fuente: Google Earth

Las principales ventajas de emplear las presas y embalses en el manejo de inundaciones para la ciudad de Piura, se puede destacar que el río tendría niveles más bajos para una sencilla deposición de aguas pluviales en épocas de crecida, y que los diques y defensas ribereñas existentes soportarían los caudales estimados. Por otro lado, y dependiendo del diseño, se puede proporcionar un funcionamiento adicional como reservorios que permitan irrigar el Alto Piura. En este caso la estructura no sería solamente de almacenamiento temporal, no obstante, conducirían a un mayor costo de inversión.

- **Dragado de sedimentos**

La descolmatación de sedimentos y limpieza de vegetación en el río Piura es la técnica o medida que se ha venido adoptando para prevenir los desbordes desde años atrás. A pesar de que es un procedimiento válido para darle mantenimiento al cauce del río, no debería de considerarse como una solución frente al problema de las inundaciones, ya que, por un lado, son muchos los kilómetros que requieren ser dragados y ello demanda una alta inversión. Por otro lado, el río Piura continuamente transporta sedimentos y los va depositando precisamente en el Medio y Bajo Piura, además que ante una gran avenida la deposición se da en mayor proporción; en consecuencia, no garantiza que, durante un Niño Global, que podría durar varios meses, las avenidas recurrentes sean contenidas por el canal del río.

En contraste, es común que cerca de los puentes se acumulen los depósitos sedimentarios y que ante una gran avenida puedan generar el colapso del puente. Esta situación se observó principalmente en el puente Avelino Cáceres, donde además de acumulaciones sedimentarias se observó gran cantidad de maleza, así como desperdicios de todo tipo en las riberas y el cauce. Por lo que sí es recomendable realizar una remoción de sedimentos y maleza periódicamente.

• Salida directa del río Piura al mar

Así como se explicó en la introducción de este estudio, el lugar de desembocadura del río Piura cambió de ser por el mar de Sechura a una gran laguna llamada La Niña. Básicamente la laguna está formada sobre una gran depresión natural y se encuentra escasamente conectada al mar a través del estuario de Virrilá. Esta falta de drenaje natural hace que en avenidas grandes la laguna rápidamente se colmate y comience a actuar represando al río e incrementando los niveles aguas arriba. Por otra parte, la pendiente es muy baja ($\approx 0.36\%$) y consecuentemente la velocidad también. Estos factores provocan que los sedimentos se acumulen en el cauce y originan los desbordes por sobre los diques.

La casi nula pendiente del río se incrementaría si se acortara el recorrido, retornando la desembocadura a su lugar de origen o a través de un canal que desemboque directamente al mar. Una opción a considerar a grandes rasgos podría ser la de conectar el río con uno de sus brazos antiguos como es el Dren 1308 que actualmente se usa para eliminar los excedentes de la irrigación del valle y que tiene una capacidad de conducción aproximada de unos $800 \text{ m}^3/\text{s}$. La salida del río al mar sin pasar por La Niña debería de ejecutarse conjuntamente con las presas con el fin de optimizar el funcionamiento de los diques ya existentes en el Bajo Piura y evitar que el cauce se siga colmatando.

• Reforestación de la cuenca alta

Se tiene conocimiento de que la alta tasa de producción de sedimentos se debe a un incontrolado crecimiento de áreas deforestadas, especialmente en las subcuencas altas. Por otra parte, resulta claro que en un evento extremo los mayores aportes de caudal se producen precisamente en esta zona y que ello también se encuentra estrechamente relacionado con los altos índices del número de curva. Visto de esta forma, se plantea reforestar la cuenca alta con el fin de reducir la erosión del suelo e incrementar la capacidad de infiltración del mismo; además de ello cubrir el suelo con algún tipo de plantaciones que permitan disminuir el número de curva de las subcuencas. La ventaja principal radica en que, al disminuir la tasa de erosión, se ayudaría a aumentar el tiempo de vida de los embalses y se evite su colmatación temprana, tal como suele suceder con otras presas en el país y el mundo. Por otra parte, al disminuir el número de curva, se reduce el hidrograma de la subcuenca.

Es importante realizar un adecuado manejo de la cuenca. Ello implica gestionar el ordenamiento territorial y definir criterios de urbanismo, respetar la faja marginal a futuro, establecer normas de gestión de embalses; asimismo, articular y definir claramente los roles principales entre entidades que cumplen funciones dentro de la gestión de la cuenca del río Piura, tales como el GORE, COER, PECHP y el CRHCHP. Además, se debe mejorar y actualizar el modelo de predicción de caudales máximos en el río Piura, que debe de ir en concordancia con el SAT.

CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

Objetivo específico 1: Desarrollar el análisis de precipitaciones máximas de 24 horas, examinando los datos recolectados en las estaciones y los provenientes de la data PISCO. Esta parte incluye, el análisis de frecuencias y la evaluación de los hietogramas de diseño.

- Los fenómenos hidrológicos extremos que se producen en la cuenca del río Piura presentan un alto grado de variabilidad, principalmente en las precipitaciones y los aportes anuales del río. Por un lado, se ha observado que, en las series de precipitaciones de 24 horas tomadas para este estudio, la magnitud de este valor puede elevarse considerablemente en el Alto y Medio Piura, independientemente de la presencia de un FEN, e inclusive registrarse altas profundidades de precipitación en el Bajo Piura ante la presencia de un FEN. Por otro lado, es cierto que todos los años ocurren periodos de estiaje y avenida, pero existen años en los que estos periodos se vuelven totalmente extremos. En 12 de los últimos 50 años, el caudal máximo del río no superó los $100 \text{ m}^3/\text{s}$ en los periodos de supuesta avenida. Sin embargo, en el mismo periodo de tiempo se han producido caudales mayores a $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ en 7 años diferentes. De este análisis se verifica que el río Piura es un río irregular de régimen muy intermitente y puede llegar a registrar caudales picos muy elevados en un corto periodo de tiempo.
- Si bien en el pasado la cuenca del río Piura contaba con numerosas estaciones pluviométricas distribuidas mayoritariamente en la zona alta, varias de ellas, entre operativas y no operativas, presentan registros incompletos de precipitación debido a los daños provocados durante los Fenómenos de El Niño o por fallas técnicas en las mismas; así que, ante la necesidad de contar con series completas y constantes de precipitación, se optó por evaluar y emplear el producto PISCO en su versión diaria, elaborado por el SENAMHI. De este modo, se logró completar los datos de precipitación de 24 horas faltantes de las dieciocho estaciones consideradas para este estudio.
- En tanto que para el análisis de precipitaciones se priorizó emplear la data observada y solo se empleó PISCO para completar los datos faltantes, se determinó que, para una fecha en específico, la precipitación observada guarda buena relación con la precipitación proporcionada por PISCO. Por consiguiente, luego de cumplir con las pruebas de datos dudosos y de bondad de ajuste en el análisis estadístico, se asume que las precipitaciones estimadas para diferentes periodos de retorno tienen un alto grado de confiabilidad.

Objetivo específico 2: Desarrollar el modelamiento geo espacial de la cuenca utilizando HEC-GeoHMS y el modelamiento hidrológico en HEC-HMS.

- El modelamiento hidrológico de la cuenca del río Piura con salida en la ciudad de Piura no resulta sencillo, principalmente por la cantidad de subcuencas y todos sus parámetros que su gran extensión demanda a caracterizar.
- Se empleó el software HEC-HMS para desarrollar el modelo semi-distribuido que permita determinar la respuesta de precipitación-escorrentía en cada uno de los elementos que la componen (subcuencas, tramos de cauce, confluencias y salidas). Asimismo, se empleó el método de Kriging en ArcGIS con el fin de interpolar la precipitación de 24 horas y obtener la precipitación promedio correspondiente a cada subcuenca. Para los valores de precipitación analizados, el método de Kriging muestra resultados ligeramente superiores a los obtenidos por el método IDW; sin embargo, en términos generales, la diferencia de la precipitación promedio por subcuenca entre ambos métodos es casi nula. De esta manera, para el diseño de tormentas y posterior obtención de hidrogramas no existe variaciones considerables en los resultados finales entre un método y otro.
- Pese a que podría considerarse imposible que las condiciones establecidas en el modelamiento hidrológico se presenten de manera simultánea; es decir, que llueva simultáneamente en todas las subcuencas, al tratarse de un estudio de máximas avenidas se han considerado las opciones más críticas que puedan suceder. Además, el presente estudio constituye una metodología válida, robusta y fiable ya que ha sido contrastada con metodologías elaboradas por otros autores para modelamientos hidrológicos.

Objetivo específico 3: Evaluar los hidrogramas y caudales máximos estimados a través del modelamiento hidrológico.

- La avenida máxima probable del río Piura en la ciudad de Piura para un periodo de retorno de 100 años se estimó en $5,477 \text{ m}^3/\text{s}$. Es importante mencionar que los hietogramas de ingreso para calcular este valor se determinaron con el método de los bloques alternos, sin embargo, si se hubiese empleado el método de lluvia tipo I del SCS, este valor aumentaría hasta en $5,650 \text{ m}^3/\text{s}$, sin presentar variaciones considerables. De todas formas, ambos valores superan ampliamente a los estimados en estudios anteriores realizados luego del FEN de 1998 explicados en el primer capítulo de este estudio, e inclusive al estimado por el ANA en 2014 ($Q_{100} = 4,035 \text{ m}^3/\text{s}$). Aunque cabe resaltar que este último fue obtenido por el método estadístico y no a través de un modelamiento hidrológico.

Objetivo específico 4: Evaluar la hidrodinámica del flujo del tramo urbano utilizando como herramienta de modelamiento hidráulico HEC-GeoRAS y HEC-RAS.

- El modelamiento hidráulico y el análisis de áreas de inundación en la ciudad de Piura se llevaron a cabo con HEC-RAS, que además permitió el modelamiento de los puentes Avelino Cáceres y Sánchez Cerro. El modelo hidráulico se calibró en función a los niveles de agua que se registraron durante la inundación histórica ocurrida en 2017, obteniendo buena concordancia con observaciones específicas de niveles y zonas de inundación.
- En particular, es arriesgado adoptar una postura respecto a la capacidad máxima del río Piura en el tramo urbano, ya que ello dependerá de los fenómenos de erosión y sedimentación que se presenten entre avenidas recurrentes. Aunque lo cierto es que actualmente un caudal mayor a 1,900 m³/s genera ligeros desbordes. Lo cual indica que, sin modificaciones rigurosas en su forma, el cauce no tiene la capacidad de transportar caudales mayores a 50 años de periodo de retorno sin inundar las zonas más críticas identificadas.

Objetivo específico 5: Elaborar y analizar mapas de inundación en la ciudad de Piura a través del modelamiento hidráulico.

- De acuerdo a los resultados obtenidos en el modelamiento hidrológico e hidráulico se puede concluir que la inundación de marzo de 2017 corresponde a un periodo de retorno de 25 años. Si se comparan las Figuras 5.6 (A) y O.1 que corresponden al mapa de inundación del evento histórico y al mapa de inundación del Escenario 1, respectivamente, se logra apreciar que las zonas inundadas son similares.
- La zona más crítica y la más afectada ante avenidas que desborden el río Piura siempre será la que se ubica aguas arriba del puente Avelino Cáceres, donde se encuentran las urbanizaciones los Cocos del Chipe, Quinta Ana María, UNP, Open Plaza. A pesar que estas urbanizaciones, ubicadas en el margen derecho, se asientan sobre la cota 31-31.5 msnm, los tirantes generados son mucho más altos que los tirantes que se generan en el cercado de Piura, que se encuentra aguas abajo y sobre la cota 29-29.5 msnm. Este problema se debe, en gran medida, a que el río sufre un estrangulamiento justamente en el puente Cáceres, donde el ancho de su cauce disminuye de más de 220 m a 130 m.
- De acuerdo con el análisis de peligrosidad desarrollado, se concluye que una avenida de 50 años de periodo de retorno o mayor a 4,000 m³/s pone en peligro la vida humana. Los parámetros de velocidad de flujo en las llanuras de inundación no representan la principal amenaza en el tramo urbano, ya que inclusive ante una avenida de 500 años de periodo

de retorno, los valores de velocidad escasamente superan el metro por segundo. En contraste, la preocupación radica en los tirantes que se generarían; dado que para avenidas mayores a 50 años de periodo de retorno los tirantes en espacios públicos de importancia superan el metro de profundidad. Para el caso de una avenida de 500 años, los tirantes en los puntos analizados superan los 3 metros, en su mayoría.

Objetivo específico 6: Proponer medidas estructurales para el tramo de la zona urbana con el fin de evaluar la reducción del impacto.

- En definitiva, controlar avenidas de tal magnitud en la ciudad de Piura, entre otras acciones, demanda principalmente de estructuras de retención, como presas y embalses. Actualmente, la cuenca del río Piura no cuenta con embalses necesariamente construidos para controlar las inundaciones. Si bien estas estructuras demandan grandes inversiones, así como algunos años para que puedan ejecutarse, en el largo plazo traerán consecuencias positivas en el desarrollo futuro no solo de la ciudad de Piura si no a lo largo de toda la cuenca.

6.2 Recomendaciones

- Se estimó que el número de Manning para las llanuras de inundación en la ciudad de Piura se encuentran en el rango de 0.040 a 0.050. Estos valores se corroboraron detalladamente con los resultados de la calibración. Aunque se sugiere verificar o contrastar este parámetro, además de las áreas de inundación, con modelos hidráulicos en 2D.
- Se ha observado un mal uso del suelo, especialmente en las subcuencas del Alto Piura, donde el fenómeno de deforestación es la causa principal para que el río Piura transporte altas tasas de sedimentos. En este sentido, es primordial incentivar una cultura de protección de los bosques y praderas, sobre todo en las cabeceras de cuenca.
- Por otro lado, se ha observado la presencia de basura y desechos constructivos en el cauce de la misma ciudad, además de abundante maleza en ciertos tramos; si no se realiza una adecuada limpieza de estos elementos con la anticipación debida, el coeficiente de rugosidad del cauce se incrementa y ello acentúa aún más las consecuencias de una probable inundación.
- Se debe tener en consideración que, en los últimos 50 años, el caudal del río en la ciudad de Piura ha sobrepasado los 2,000 m³/s en 7 años diferentes, generando inundaciones que afectan principalmente el Bajo Piura. Asimismo, esta tendencia aparentemente va en aumento; por lo tanto, es primordial ejecutar los proyectos de control de inundaciones en el corto a mediano plazo.

- Se sugiere seguir implementando estaciones pluviométricas automáticas que reemplacen a las estaciones convencionales a fin de que se tenga el registro horario de la precipitación para que, en base a ello, se realicen estudios sobre cómo se distribuye la precipitación de 24 horas y se pueda obtener un patrón o patrones característicos de lluvia en la cuenca del río Piura. Así mismo, se espera que la entidad encargada de brindar la información meteorológica, mantenga actualizada los registros y facilite su disposición en línea.
- Sería de mucha utilidad contar con estaciones hidrométricas aguas arriba de la estación Ñácara. Por ejemplo, a la altura de Morropón y/o Villa Malacasí con el fin de obtener registros de caudal provenientes del Alto Piura, que permitirían calibrar el modelo hidrológico con mayor precisión.
- Tal como se ha planteado en la propuesta de alternativas para reducir el riesgo de inundaciones en la cuenca del río Piura, son muchos los componentes desde donde se puede abordar la problemática. En tal sentido, se sugiere que el trabajo futuro a realizar en un corto plazo sea el de ubicar y diseñar las presas de retención temporal donde se defina el volumen que debe tener esta estructura (o estructuras) y llevar a cabo el respectivo estudio de tránsito de avenidas con los hidrogramas estimados en la presente tesis. Asimismo, se sugiere realizar un estudio detallado del transporte de sedimentos en el Bajo Piura para que posteriormente se pueda modelar el desborde del río incluyendo el flujo de sedimentos usando un modelo hidráulico bidimensional. Además, se debe considerar realizar una tesis donde se planteen alternativas para el nuevo trazo del río con salida directa al mar.

BIBLIOGRAFÍA

Aybar, C.; Lavado-Casimiro, W.; Huerta, A.; Fernández, C.; Vega, F.; Sabino, E. & Felipe-Obando, O. (2017). Uso del Producto Grillado “PISCO” de precipitación en Estudios, Investigaciones y Sistemas Operacionales de Monitoreo y Pronóstico Hidrometeorológico. Nota Técnica 001 SENAMHI-DHI-2017, Lima-Perú.

Alvarado-Ancieta, C. A., & Ettmer, B. (2008). Agradación y degradación del río Piura - Realineamiento del cauce principal inferior, fenómeno El Niño, Perú. *Ingeniería Hidráulica En México*, 23(3), 5–28.

Arcement, G. J., & Schneider, V. R. (1989). Guide for selecting Manning's roughness coefficients for natural channels and flood plains. <https://doi.org/10.3133/wsp2339>

Autoridad Autónoma de la Cuenca Hidrográfica Chira-Piura (2007). Plan de defensas ribereñas y encauzamiento de ríos: resumen del diagnóstico situacional, pp. 14-15.

Autoridad Nacional del Agua. (2014). Tratamiento del cauce del río Piura para el control de inundaciones.

Autoridad Nacional del Agua. (2015). Evaluación de Recursos Hídricos Superficiales en la Cuenca del río Piura.

Azurín, C. (2010). Estudio para la conformación de un programa de inversión pública que permita disminuir la vulnerabilidad frente al incremento de caudales originados por precipitaciones extremas en la cuenca Media y Baja del río Piura Recuperado de <https://hdl.handle.net/20.500.12543/711>

Breña, A. (2004). Precipitación y Recursos Hidráulicos en México (1.^a ed.). México: Universidad Autónoma Metropolitana., pp. 5-6.

CAF (2000). El Fenómeno El Niño 1997-1998: Memoria, Retos y Soluciones. Corporación Andina de Fomento.

Cane, M. (2005). The evolution of El Niño, past and future. *Earth and Planetary Science Letters*, pp. 227-240.

Campos, D. (2010) Introducción a la hidrología urbana. (1.^a ed.). México: San Luis Potosí, pp. 147-156

CENAPRED (2004). Fascículo de inundaciones. Distrito Federal México: Centro Nacional de Prevención de Desastres, 53pp.

Cervantes, C. (2012). Generación de Mapas de Riesgo de Inundación Mediante Modelación en 2D. Universidad Autónoma de México.

Chow, V. T. (1994). Hidráulica de Canales Abiertos. Santa Fe de Bogotá: McGraw Hill, pp. 108-121.

Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). Hidrología aplicada. Santa Fe de Bogotá: McGraw-Hill.

COER (2017). Reporte a las 21:00 Horas del día 27/03/2017. Puente Sánchez Cerro: 2,850 m³/seg. Según los últimos reportes de caudales del PECHP, estos están disminuyendo y la tendencia seguirá en el transcurso de las siguientes horas. Recuperado de: <https://www.facebook.com/coerpiura/photos/a.511597718979442/840987742707103>

Cosgrove, W.J. and Rijsberman, F.R. (2000). *World Water Vision: Making Water Everybody's Business*. Earthscan Publications Ltd., London.

Czech Geological Survey (2010). Evaluación de las condiciones geomorfológicas e hidrogeológicas de las cuencas bajas del Río Piura y Río Chira para mitigar factores ambientales que restringen el desarrollo social y económico de las regiones. Reporte final. Prague, Czech.

De la Cruz, J. (2009). *Formulación del riesgo conjunto, inundación-sequia, bajo un esquema probabilístico, aplicado en la región hidrológica Nazas-aguanaval*. Universidad Autónoma de México.

El Tiempo (2017). ¿Cómo organizarnos para la gestión integrada de cuencas? PARTE V. Recuperado de https://eltiempo.pe/organizarnos-la-gestion-integrada-cuencas-parte-v/?fbclid=IwAR0P1FArHtHp9y0V_r3ZY7NvrFthf3g7sUbz9WbIdqiEBIISs8yPJJLvH1c

European Exchange Circle on Flood Mapping (2007). *Handbook on good practices for flood mapping in Europe*. Ministry of Transport, Public Works and Water Management.

Faustino, J., & Jiménez, F. (2000). *Manejo de cuencas hidrográficas*. Costa Rica: Centro agronómico tropical de investigación y enseñanza, pp. 1-4.

Fattorelli, S y Fernández, P. (2011). *Diseño Hidrológico*. (2.^a ed.). Edición digital.

Freeze, R. Allan (1975). *A stochastic-conceptual analysis of one-dimensional groundwater flow in nonuniform homogeneous media*.

French, A. y Mechler, R. (2017). *Managing El Niño Risks Under Uncertainty in Peru: Learning from the past for a more disaster-resilient future*. Laxenburg, Austria: International Institute for Applied Systems Analysis

Government of Germany (2002). *Early Warning, Forecasting and Operational Flood Risk Monitoring in Asia (Bangladesh, China and India)*. A Technical Report of Project (GT/1010-00-04), 4pp.

Grupo Propuesta Ciudadana (2019). *Dos años de Reconstrucción en Piura: la espera que se desborda*. Nota de actualidad. (N.º 45). Recuperado de <https://propuestaciudadana.org.pe/wp-content/uploads/2019/04/NDA-45-2019-Dos-a%C3%B1os-de-la-reconstrucci%C3%B3n.pdf>

Huertas, L. (1999). *La costa peruana vista a través de Sechura*. Prom Perú. Lima.

INDECI (2017). *Compendio estadístico del INDECI 2017 – Gestión reactiva/ Perú*. Dirección de Políticas, Planes y Evaluación, pp. 13-28.

INDECI (2019). *Boletín estadístico virtual de la gestión reactiva*. (Nº11). Año 6. JUL 2019.

Ingol, E. (2018). *Modelamiento Hidrológico Geoespacial Usando HEC- GeoHMS Aplicación a la Cuenca del Río Chilca*. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.11394.84169>

Ingol, E. (2018). Modelamiento Hidráulico Usando GEO-HECRAS. Aplicación Tramo Río Piura. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.29267.84008>

Jonkman, S. N. (2005). Global Perspectives on Loss of Human Life Caused by Floods. *Natural Hazards*, 34(2), 151-152. <https://doi.org/10.1007/s11069-004-8891-3>

Leon, A., and C. Kraul. (2017). Peru's brutal season of floods leaves 94 dead, 700,000 homeless. *The Los Angeles Times*, 28 March 2017. Recuperado de <http://www.latimes.com/world/mexico-americas/la-fg-peru-floods-20170328-story.html>

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011). Manual de Hidrología Hidráulica y Drenaje.

Nanía-Escobar, L. S., Gómez-Valentín, M., & Dolz-Ripollés, J. (2006). Análisis de la peligrosidad de la escorrentía pluvial en zona urbana utilizando un enfoque numérico-experimental. *Ingeniería Hidráulica En México*, 21(2), 5–15.

O'Connor, J., & Costa, J. (2004). *The world's largest floods, past and present*. Reston, Va.: U.S. Geological Survey, 13pp.

Organización Meteorológica Mundial (2006). Guía de prácticas hidrológicas. Adquisición y procesos de datos, análisis, predicción y otras aplicaciones. OMM N° 168, (6.ª ed.), Ginebra, Suiza, 778pp.

Portuguez, M., & Verano, C. (2016). Generación de mapa de número de curva con sistema de información geográfica. *Apuntes de Ciencia & Sociedad*, 06(01), 91–99. <https://doi.org/10.18259/acs.2016029>

Pourrut, P. (1998). El Niño 1982-1983 a la luz de las enseñanzas de los eventos del pasado - impactos en el Ecuador. *Bulletin de l'institut Francais d'Etudes Andines*, 27 (3), 501-515.

Quinn, WH., Neal, VT., Antúnez de Mayolo, SE. (1987). El Niño occurrences over the past four and a half centuries. *Journal of Geophysical Research*.

Ramos, C. (2010). Estudio de máximas avenidas en las cuencas de la vertiente del Pacífico-Cuencas de la costa norte. Dirección de conservación y planeamiento de recursos hídricos.

Rocha, A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. (1.ª ed.), Lima, Perú: Editorial UNI.

Rocha, A. (2014). Los Aluviones de 1891 y la iniciación de las investigaciones sobre el Fenómeno “El Niño” (ENSO) en el Perú, 9pp.

Rocha, A. (2017). El retorno de los Meganiños de la costa norperuana.

Rodríguez, H. (2012). Inundaciones en zonas urbanas. Medidas preventivas y correctivas, acciones estructurales y no estructurales. Universidad Autónoma de México.

Salas, M. (1999). *Obras de protección contra inundaciones*. (1.ª ed.), México: CENAPRED.

Takahashi, K. (2017) Fenómeno El Niño: “Global” vs “Costero”. Instituto Geofísico del Perú-IGP

Takahashi, K., & Martínez, A. G. (2017). The very strong coastal El Niño in 1925 in the far-eastern Pacific. *Climate Dynamics*, 52(12), 7389–7415. <https://doi.org/10.1007/s00382-017-3702-1>

SENAMHI (2019). Página web oficial del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología. Recuperado de: <https://web2.senamhi.gob.pe/?p=aprendiendo>

Universidad Politécnica de Madrid [UPM] (2018). MOOC PYE 1.5: Embalses para laminación de avenidas [Archivo de video]. Recuperado de: <https://www.youtube.com/watch?v=sFQvJGdtjWo&t=2s>

USDA Soil Conservation Service (1972) National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology. USDA Soil Conservation Service, Washington DC.

U.S. Army Corps of Engineers (2016). HEC-RAS. River Analysis System. Hydraulic Reference Manual. Version 5.0, Hydrologic Engineering Center.

U.S. Army Corps of Engineers (2016). Hydrologic Modeling System. HEC-HMS. Quick Start Guide. Version 4.2, Hydrologic Engineering Center.

Velasco, M. (2002). Investigación hidráulica y sedimentológica del tramo urbano del río Piura. Tesis de pregrado no publicado en Ingeniería Civil. Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú, 129pp.

Venkateswaran, K., MacClune, K. y Enríquez, M. (2017). El Niño Costero: The 2017 Floods in Peru. Zurich Flood Resilience Alliance.

Ward, P. J., Kumm, M., & Lall, U. (2016). Flood frequencies and durations and their response to El Niño Southern Oscillation: Global analysis. *Journal of Hydrology*, 539(May), 358–378. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.05.045>

WMO & UNESCO (2012). International glossary of hydrology. Switzerland: World Meteorological Organization, 126pp.