

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA HIDRÁULICA**



**TESIS**

**“ZONIFICACIÓN DE ÁREAS INUNDABLES DEL BARRIO LA BREÑA  
OCASIONADO POR AVENIDAS EXTRAORDINARIAS DEL RÍO  
GRANDE DE CELENDÍN – CAJAMARCA”**

**Para optar el título profesional de:**

**INGENIERO HIDRÁULICO**

**Presentado por:**

**Bach. DYANGO JHASMELL RABANAL SIILVA**

**Asesor:**

**Dr. Ing. JOSÉ FRANCISCO HUAMÁN VIDAURRE**

**CAJAMARCA-PERÚ**

**2018**

## **DEDICATORIA**

A mi madre, Gloria Silva Salazar.

A mis hermanos Alexander, Fredy, Wilfer y Nilton.

## **AGRADECIMIENTO**

Al Dr. Ing. José Francisco Huamán Vidaurre, asesor de la presente tesis, por la paciencia, apoyo incondicional, apreciaciones y buena disposición durante la formulación del presente trabajo de investigación.

A mis jurados el Ph.D. Ing. Santos Oswaldo Ortiz Vera, Dr. Ing. Luis Andrés León Chávez, M.Cs. Ing. Luis Vásquez Ramírez, por todo el apoyo, recomendaciones y consejos brindados durante la revisión de este trabajo.

A mis hermanos Wilfer José Rabanal Silva, Fredy Omar Rabanal Silva, por apoyarme en los trabajos realizados en campo.

A los docentes de la Universidad Nacional de Cajamarca, por su contribución durante mi desarrollo académico y profesional.

A mis compañeros de la Universidad Nacional de Cajamarca, que me brindaron su apoyo.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

ÍNDICE DE CONTENIDOS .....	i
ÍNDICE DE TABLAS .....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS .....	v
RESUMEN .....	vii
ABSTRACT .....	viii
I. INTRODUCCIÓN .....	1
1.1. CONTEXTO .....	1
1.2. PROBLEMA .....	2
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN .....	2
1.4. ALCANCES .....	2
1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN .....	3
II. MARCO TEÓRICO .....	4
2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS .....	4
2.2. BASES TEÓRICAS .....	5
a. Cartografía .....	5
b. Topografía .....	5
c. Inundación y sus Causas .....	5
d. Modelamiento Hidrológico .....	7
e. Período de Retorno y Riesgo de Falla .....	8
f. Distribución Gumbel .....	9
g. Curvas IDF (Intensidad – Duración - Frecuencia) .....	12
h. Similitud Hidráulica y Morfometría Adimensional de Cuencas Hidrográficas ..	14
i. Método Racional .....	18
j. Clasificación de los Ríos .....	20
k. Tránsito de Avenidas .....	27

1. Proceso de la Simulación Numérica de una Inundación en Iber.....	48
m. Mapa de Riesgo.....	49
n. Medidas de Mitigación.....	50
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS .....	51
III. MATERIALES Y MÉTODOS.....	52
3.1. ÁREA DE ESTUDIO .....	52
3.2. MATERIALES .....	54
3.3. PROCEDIMIENTO .....	57
a. Características de la Cuenca del Río Grande .....	57
b. Análisis Hidrológico .....	59
c. Caracterización del Río Grande.....	65
d. Caudales Máximos .....	65
e. Simulación Hidráulica de Desbordes del Río Grande .....	66
IV. DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	69
4.1. CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA.....	69
4.2. INTENSIDADES MÁXIMAS .....	69
4.3. CARACTERÍSTICAS DEL RÍO .....	70
4.4. CARACTERÍSTICAS DE LAS ÁREAS INUNDABLES.....	72
4.5. CAUDALES MÁXIMOS .....	75
4.6. MODELAMIENTO HIDRÁULICO .....	76
a. Incremento del Tirante de Agua .....	76
b. Variación de Velocidad.....	81
4.7. MAPAS DE RIESGO .....	86
4.8. MEDIDAS DE MITIGACIÓN.....	87
a. Lineamientos y Acciones para el Manejo y Mitigación del Riesgo a Inundaciones .....	87
b. Tipificación de Soluciones Alternativas .....	89

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	94
5.1. Conclusiones .....	94
5.2. Recomendaciones .....	95
Propuesta.....	96
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	97
ANEXO 1. DATOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO.....	100
ANEXO 2. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LAS INTENSIDADES MÁXIMAS .....	106
ANEXO 3. PROCESO DE LA SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LA INUNDACIÓN .....	111
ANEXO 4. PLANOS DE LA ZONIFICACIÓN DEL TRAMO DE ESTUDIO PARA DIFERENTES RIESGOS DE FALLA .....	117

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factores que contribuyen a la ocurrencia de inundaciones .....	6
Tabla 2: Valores de período de retorno (años) .....	8
Tabla 3: Valores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje .....	9
Tabla 4: Valores críticos D para la prueba kolmogorov – smirnov.....	12
Tabla 5: Formas geométricas de cuencas hidrográficas en base a rangos del índice de Gravelius.....	15
Tabla 6: Coeficientes de escorrentía método racional.....	19
Tabla 7: Tipos de ondas presentes en flujo no permanente en canales .....	33
Tabla 8: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning (n) del río ..	45
Tabla 9: Número de condiciones de contorno .....	46
Tabla 10: Características geomorfológicas de la cuenca del río Grande.....	59
Tabla 11: Intensidades máximas para diferentes periodos de retorno.....	61
Tabla 12: Parámetros adimensionales de similitud hidráulica de cuencas hidrográficas .....	62
Tabla 13: Coeficiente de escorrentía ponderado según el Método Racional .....	64
Tabla 14: Caudales máximo según método Racional.....	66
Tabla 15: Intensidades máximas transferidas a la cuenca de destino.....	70
Tabla 16: Coeficientes de Rugosidad Manning Río Grande .....	71
Tabla 17: Valores del coeficiente de rugosidad de Manning (n) de las áreas inundables .....	75
Tabla 18: Caudales para la simulación hidráulica .....	75
Tabla 19: Áreas inundadas para cada riesgo de falla modelado.....	85
Tabla 20: Áreas inundadas de acuerdo a su riesgo .....	86
Tabla 21: Puntos del levantamiento topográfico .....	100
Tabla 22: Intensidades máximas de la estación Augusto Weberbauer - Cajamarca ....	106
Tabla 23: Estimación de los parámetros del modelo y ordenamiento descendente de datos.....	107
Tabla 24: Probabilidades observadas y simuladas de la prueba de bondad de ajuste ..	108
Tabla 25: Distribuciones absolutas entre probabilidades simuladas y observadas en la prueba de bondad de ajuste.....	109

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Hidrogramas de entrada y salida en cuencas con diferente respuesta hidrológica .....	7
Figura 2: Curvas IDF .....	13
Figura 3: Hidrograma .....	18
Figura 4: Clasificación Morfológica de los ríos .....	23
Figura 5: Esquema de vistas longitudinales, transversales y de planta de los principales tipos de flujo .....	24
Figura 6: Esquema para la descripción morfológica cuantitativa.....	25
Figura 7: Variables geométricas do canal utilizadas en la clasificación de Rosgen.....	26
Figura 8: Clasificación de ríos de acuerdo a su relación de atrincheramiento .....	27
Figura 9: Paso de una onda o transito.....	28
Figura 10: Almacenamiento por prisma y por cuña en un tramo de un canal .....	29
Figura 11: Esquema típico de Volumen de Control de donde se derivan las ecuaciones de Continuidad y Momento .....	31
Figura 12: Zonas de recirculación en el ensanchamiento de un río (izquierda) y en el interior de una ría (derecha).....	37
Figura 13: Separación de escalas horizontal (Ls) y vertical (Hs) en flujos poco profundos .....	39
Figura 14: Descripción esquemática de la evolución de un frente seco – mojado.....	47
Figura 15: Ejemplos de malla no estructurada (izquierda) y estructurada por bloques (derecha) .....	48
Figura 16: Ubicación de la cuenca del río Grande de Celendín .....	52
Figura 17: Imagen Satelital de la Zona de Estudio.....	53
Figura 18: Esquema del tramo de estudio del río Grande Celendín .....	55
Figura 19: Panel fotográfico de la cuenca del río Grande .....	57
Figura 20: Geología de la cuenca .....	58
Figura 21: Curva hipsométrica (izquierda) y el histograma de frecuencias de altitudes (derecha), de la cuenca del río Grande .....	58
Figura 22: Cobertura vegetal .....	63
Figura 23: Tipo de suelo .....	63
Figura 24: Pendientes .....	64
Figura 25: Mapa de cobertura vegetal de la zona de estudio.....	74



Figura 26: Tirantes de agua para un caudal de 68.2 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 40% .....	76
Figura 27: Tirantes de agua para un caudal de 71 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 30% .....	77
Figura 28: Tirantes de agua para un caudal de 72.7 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 25% .....	77
Figura 29: Tirantes de agua para un caudal de 73.9 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 22% .....	78
Figura 30: Tirantes de agua para un caudal de 74.8 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 20% .....	78
Figura 31: Tirantes de agua para un caudal de 77.6 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 15% .....	79
Figura 32: Tirantes de agua para un caudal de 81.5 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 10% .....	79
Figura 33: Tirantes de agua para un caudal de 88.4 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 5% .....	80
Figura 34: Velocidades de agua para un caudal de 68.2 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 40%	81
Figura 35: Velocidades de agua para un caudal de 71 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 30% ...	82
Figura 36: Velocidades de agua para un caudal de 72.7 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 25%	82
Figura 37: Velocidades de agua para un caudal de 73.9 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 22%	83
Figura 38: Velocidades de agua para un caudal de 74.8 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 20%	83
Figura 39 : Velocidades de agua para un caudal de 77.6 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 15%	84
Figura 40: Velocidades de agua para un caudal de 81.5 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 10%	84
Figura 41: Velocidades de agua para un caudal de 88.4 m <sup>3</sup> /s y riesgo de falla de 5% ..	85
Figura 42: Levantamiento topográfico .....	105
Figura 43: Zona vulnerable a inundaciones .....	105
Figura 44: Ajuste grafico a la distribución Gumbel .....	110
Figura 45: Geometría de la zona de interés construida desde cero .....	111
Figura 46: Vista general de la malla, se han dado más elementos en el cauce del río y en la ciudad.....	112
Figura 47: Mapa de coeficientes de rugosidad de Manning (n) de áreas inundables ...	113
Figura 48: Asignación de la elevación de la zona en estudio .....	114
Figura 49: Tiempo de simulación e intervalo de resultados .....	115
Figura 50: Condición de contorno de entrada.....	115
Figura 51: Condiciones de contorno de salida.....	115
Figura 52: Información del proceso de calculo .....	116

## RESUMEN

Ante el eminente riesgo de inundación en el Barrio la Breña de la Ciudad de Celendín ocasionado por avenidas extraordinarias de la cuenca del río Grande, el objetivo principal de esta investigación, es zonificar las áreas inundables de esta zona, para generar mapas de riesgos inundación, utilizando eventos con diferentes riesgos de falla, y estableciendo la base para una gestión de riesgo por inundaciones que ayude a la prevención, la planeación territorial y minimice el efecto de las inundaciones en la región. Se recopiló información topográfica mediante un levantamiento topográfico del Barrio la Breña, para la parte cartográfica se descargaron imágenes satelitales. Se recopiló información de intensidades máximas de la Estación Augusto Weberbauer y se transfirió a altitud media de la cuenca del río Grande. La caracterización del río se realizó en función de algunas clasificaciones como por su edad es un río joven, según la clasificación tradicional es río recto y según Rosgen es A6. Las áreas inundables presentan diferentes usos como pastos cortos (51.6%), cultivos (34%), urbano (14%), asfalto (0.4%). La obtención de los caudales para los ocho escenarios posibles son:  $68.2 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $71 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $72.7 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $73.9 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $74.8 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $77.6 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $81.5 \text{ m}^3 / \text{s}$  y  $88.4 \text{ m}^3 / \text{s}$ ; que se obtuvo mediante el Método Racional, luego se modelaron y se obtuvieron los tirantes y velocidades de agua donde la combinación de estos dos parámetros se construyeron los mapas de riesgo y nos muestran la peligrosidad ya sea baja, media o alta. Las medidas de mitigación que se propusieron son de tipo estructurales y no estructurales estas se complementan las unas de las otras. Del modelamiento hidráulico se concluyó que una de las principales causas de la inundación es la modificación y encausamiento del cauce del río en el Barrio la Breña.

**Palabras clave:** zonificación, inundación, avenidas extraordinarias, riesgo de falla, modelación hidráulica.

## ABSTRACT

Faced with the imminent risk of flooding in the Barrio la Breña City Celendín caused by extraordinary floods in the basin of the River Grande, the main objective of this research is rezoned flood areas in this area, to generate risk maps flood, using events with different risks of failure, and establishing the basis for risk management that helps flood prevention, territorial planning and minimize the effect of flooding in the region. Topographic information was compiled through a survey of Barrio la Breña, for cartographic satellite images were downloaded part. Information intensities of Augusto Weberbauer station was compiled and transferred to average altitude of the basin of the River Grande. River characterization was performed according to some classifications like age is a young river, according to the traditional classification it is as straight and river Rosgen is A6. Flood areas have different uses short grasses (51.6%), crop (34%), urban (14%), asphalt (0.4%). Obtaining flows for the eight possible scenarios are:  $68.2 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $71 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $72.7 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $73.9 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $74.8 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $77.6 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $81.5 \text{ m}^3 / \text{s}$  and  $88.4 \text{ m}^3 / \text{s}$ ; that was obtained by the Rational Method, then modeled and the straps and water velocities wherein the combination of these two parameters risk maps were constructed and show the danger either low, medium or high obtained. Mitigation measures that are proposed structural and non-structural type these will complement each other. Hydraulic modeling was concluded that one of the main causes of the flood is the modification and prosecution of the riverbed in the Barrio la Breña.

**Keywords:** zoning, flood, extraordinary floods, risk of failure, hydraulic modeling.

## **I. INTRODUCCIÓN**

### **1.1. CONTEXTO**

El agua es uno de los recursos naturales más valiosos de cualquier país debido a los beneficios sociales y económicos que se derivan de su consciente explotación; sin embargo, junto con las ventajas existen también situaciones extremas tales como las inundaciones y las sequías.

Durante siglos, las civilizaciones antiguas lograron comprender la dinámica de las inundaciones y adaptarse para beneficiarse de éstas, sin sufrir gravemente sus consecuencias. Con el paso del tiempo, las inundaciones se transforman en desastres y catástrofes humanas, debido al acelerado y desordenado crecimiento de la población en áreas vulnerables. A nivel mundial las inundaciones están aumentando más rápidamente que ningún otro desastre, estas cuando son normales son esperadas y, por lo general, bienvenidas en muchas partes del mundo, dado que aportan fertilidad a los suelos, agua y un medio de transporte. Sin embargo, las inundaciones a una escala inesperada (inundaciones perjudiciales) y con una frecuencia excesiva producen daños en la sociedad. Las inundaciones por lo general se producen por un deficiente diseño del drenaje pluvial urbano, o por el desborde de los ríos en épocas de máximas avenidas afectando así a las zonas aledañas tales como ciudades, campos de cultivo, ganadería, etc.

En el Perú han ocurrido desastres extremos, tal es el caso del fenómeno El Niño del 1997 y 1998, donde los damnificados fueron en el departamento de Piura, con 120 mil damnificados; seguido de La Libertad con 72 306 damnificados; Lambayeque con 71 756 damnificados (INDECI,1998), y el más reciente que fue El Niño Costero ocurridos en los meses de Diciembre de 2016 a Marzo de 2017, dejando un saldo de 85 decesos, 270 heridos y 20 desaparecidos, además alrededor de 800 000 personas entre damnificadas y afectadas. El Niño ha ocasionado además daños a 153 329 viviendas, 7 500 kilómetros de vías terrestres, 509 puentes (entre peatonales y vehiculares), 1 250 escuelas y un centenar de centros de salud, la parte afectada fue parte de la costa norte y centro del Perú (INDECI, 2017).

En el departamento de Cajamarca también fueron afectadas por este último Niño Costero el Distrito de Choros (Provincia de Cutervo), Distrito de San Pablo (Provincia de San Pablo), Distrito de Chilete (Provincia de Contumazá), Distrito de San Felipe (Provincia de Jaén), Distrito de Llama (Provincia de Chota), Distrito de Namballe (Provincia de San

Ignacio) y Distrito de Celendín (Provincia de Celendín) (Panorama Cajamarquino, 2017). Esto debido a la precariedad de los sistemas de drenaje pluvial, falta de protección de las defensas ribereñas de los ríos cercanos a las ciudades. Ante esta problemática y específicamente en el Distrito de Celendín, Provincia de Celendín, Barrio la Breña se pretende realizar un estudio de la zona inundable ocasionado por eventos extraordinarios que puede producir el río Grande en dicha zona, de acuerdo a esto se pueda tomar decisiones basadas en mitigar estos fenómenos y en establecer planes de ordenamiento territorial con un sustento real y confiable.

## **1.2. PROBLEMA**

¿Cuáles son las áreas inundables del barrio La Breña ocasionado por avenidas extraordinarias del río Grande de Celendín - Cajamarca?

## **1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

La zonificación de las áreas inundables ocasionado por el desborde del río Grande en el barrio de la Breña del distrito de Celendín – Cajamarca, es una actividad inherente a la responsabilidad de protección de propiedades y bienes de los moradores de las zonas urbanas; la importancia de realizar un trabajo de investigación que conlleve a conocer el riesgo y a proponer medidas de reducción, contribuirá en la toma de decisiones de los organismos encargados de la planificación urbana.

## **1.4. ALCANCES**

La ciudad de Celendín es una zona que está influenciada hidrográficamente, por el río Grande que se encarga de recolectar las aguas pluviales de un sector de la ciudad, luego fluyen hacia la parte baja donde se encuentran ubicado el barrio la Breña, que ha tenido problemas de inundación en estos últimos años, ocasionando daños en las viviendas y zonas de cultivo que son aledañas, persistiendo alto riesgo de desbordamiento ocasionado por eventos extremos de precipitación pluvial, ya que no hay ningún tipo de protección de las zonas afectadas. Uno de los problemas principales de desbordamiento del río Grande, es la modificación de su cauce natural, Todo debido a que se quiere aprovechar al máximo las áreas aledañas al río en actividades como la ganadería, agricultura, en otros casos se ha construido viviendas. Reduciendo así la faja marginal y quedando propensos a un desastre natural como inundaciones.

## **1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

### **OBJETIVO GENERAL**

- Zonificar las áreas del barrio La Breña, por riesgo de inundación, ocasionado por avenidas extraordinarias del río Grande Celendín – Cajamarca.

### **OBJETIVO ESPECÍFICOS**

- Recopilar y procesar información cartográfica y topográfica de las áreas con riesgo de inundación ubicadas en el barrio de la Breña de la ciudad de Celendín.
- Recopilar y procesar información hidrológica (Intensidad máximas de precipitación) perteneciente a la cuenca del río Grande (Celendín).
- Caracterizar el río.
- Caracterizar el uso de las áreas con riesgo de inundación ubicadas junto al margen del río grande.
- Estimar los caudales de máxima avenida del río Grande, para riesgos de falla de 40%, 30%, 25%, 22%, 20%, 15%, 10%, 5%, tomando como punto de descarga la confluencia con el rio Chico ubicado a una altitud de 2608 msnm.
- Modelar Hidráulicamente el río Grande y las áreas inundables para diferentes riesgos de falla.
- Delimitar y zonificar las áreas aledañas al río Grande, por riesgo de inundación.
- Describir las medidas que tiendan a reducir o mitigar los daños ocasionados en las áreas afectadas, por desborde del río Grande.

## **II. MARCO TEÓRICO**

### **2.1. ANTECEDENTES TEÓRICOS**

Los estudios realizados por Carlos de Gonzalo Aranoa en el año 2011, acerca de metodología de modelización hidrometeorológica con HEC – HMS e hidrodinámica con HEC-RAS (1D) e IBER (2D), enfocada a la ordenación del riesgo de inundación. Los resultados de esta comparación ponen de manifiesto las ventajas y las limitaciones de ambos sistemas de modelización, destacando la mayor precisión y verosimilitud del modelo construido con IBER (2D) y la mayor eficiencia del modelo construido con HEC-RAS (1D). En este caso la información topográfica destacó como la mayor fuente de incertidumbre en el modelo.

Los estudios realizados por Henry Francisco Soria Díaz, Ana M. Camarasa Belmonte y Pilar Carmona González en el año (2015), constituye un diagnóstico aproximado sobre el riesgo de inundación de la ciudad de Iquitos. La finalidad del estudio fue identificar las áreas que presentan riesgos de inundación, en referencia al registro histórico del caudal del río Amazonas en el 2012, para establecer propuestas de gestión y ordenación territorial. La metodología empleada para la elaboración de la cartografía de riesgo se basó en el trabajo de Camarasa y Soriano (2008, 2012), como referencia para la identificación de las unidades de peligro de inundación y vulnerabilidad, a partir de las cartografías de geomorfología, uso actual del suelo, valoración económica del suelo y exposición humana. Los resultados manifiestan que, en la cartografía de riesgo de inundación, la unidad predominante fue el de riesgo “alto” que representó el 65.36% del área de estudio; en contraste, las unidades con riesgo “bajo y medio” constituyeron el 25.21%. Se propone el crecimiento urbano de la ciudad para los próximos veinte años hacia el área de influencia de la carretera Iquitos-Nauta, por tener condiciones de relieve alto, tales como las terrazas medias, altas, y colinas bajas.

Los estudios realizados por Joel Manuel Fernández Espinoza en el año 2015 en la ciudad de Lima, acerca de analizar y evaluar una propuesta de restauración del tramo urbano del río Rímac, mediante la aplicación de una alternativa de bioingeniería. Con ello se busca el establecimiento de una barrera de vegetación en los márgenes del río con el propósito de la reducción de la velocidad de escorrentía, estabilización del terreno y por consiguiente el control de la erosión. Los resultados obtenidos para las condiciones

actuales, se propuso la utilización del vetiver como alternativa de bioingeniería para el establecimiento de la barrera de vegetación en los márgenes del río.

## **2.2. BASES TEÓRICAS**

### **a. CARTOGRAFÍA**

La cartografía es una ciencia muy antigua cuyo fin es ofrecer una representación gráfica fiable del territorio; mostrar de forma reducida, sintética y esquemática una realidad compleja e incluso a veces difícilmente abarcable, y a través de ello obtener una mejor comprensión de los fenómenos de la Tierra, su localización, tamaño y distribución. A través de la consulta de un mapa, de un solo golpe de vista, podemos comprender mejores realidades que antes resultaban confusas e inconexas. Se trata por tanto de una poderosa herramienta de comunicación.

### **b. TOPOGRAFÍA**

Es la ciencia que estudia el conjunto de principios y procedimientos que tienen por objeto la representación gráfica de la superficie terrestre, con sus formas y detalles; tanto naturales como artificiales. Esta representación tiene lugar sobre superficies planas, limitándose a pequeñas extensiones de terreno, utilizando la denominación de geodesia para áreas mayores. De manera muy simple, puede decirse que para un topógrafo la Tierra es plana (geoméricamente), mientras que para la geodesia no lo es.

### **c. INUNDACIÓN Y SUS CAUSAS**

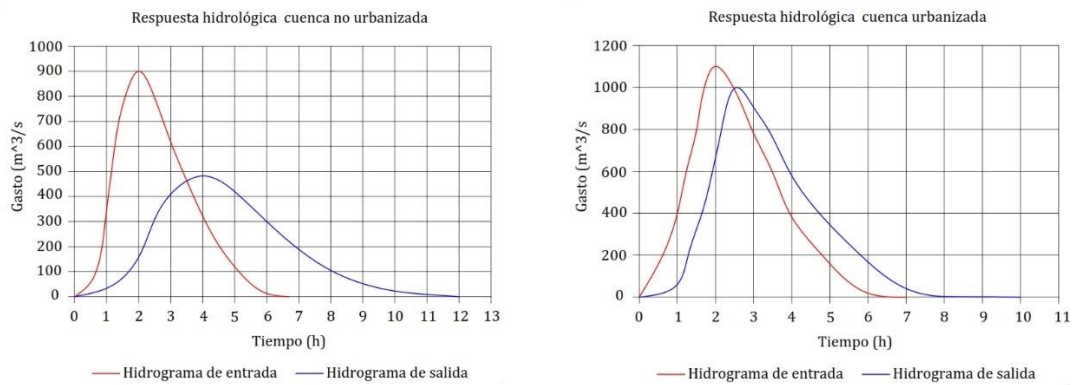
Una inundación puede definirse como el aumento del agua por arriba del nivel normal del cauce. Evento que, debido a la precipitación, oleaje, marea de tormenta o falla de alguna estructura hidráulica, generan invasión o penetración temporal de agua en sitios donde usualmente no la hay, y generalmente, daños en la población, agricultura, ganadería e infraestructura, (OMM/UNESCO, 1974).



**Tabla 1: Factores que contribuyen a la ocurrencia de inundaciones**

<b>Causas meteorológicas</b>	<b>Causas hidrológicas</b>	<b>Actividades humanas que incrementan el riesgo natural de inundación</b>
Precipitación	Nivel de humedad del suelo	Cambios en el uso del suelo que incremente el escurrimiento y posiblemente acumulación de sedimentos
Tormentas ciclónicas	Nivel freático previo a la tormenta	Ocupación de la planicie de inundación obstruyendo el flujo
Tormentas pequeñas	Nivel de infiltración de la superficie	Ineficiencia o falla de mantenimiento de la infraestructura
Temperatura	Presencia de cubierta impermeable	Alta eficiencia en el drenado en las zonas altas que incremente el gasto pico
Nevadas y derretimiento	Forma y rugosidad de sección transversal de canales	Efectos del cambio climático en el régimen de precipitación e inundaciones
	Presencia de flujo fuera de la sección transversal del cauce, red fluvial	El microclima urbano puede propiciar los eventos de precipitación
	Sincronización de escurrimiento desde varios puntos de la cuenca	
	Marea alta que impide el drenaje	

Fuente: WMO, 2008



**Figura 1: Hidrogramas de entrada y salida en cuencas con diferente respuesta hidrológica**

El daño potencial de las inundaciones se ha incrementado, en parte debido a la concentración de la población en zonas urbanas que, localizadas en zonas propensas a inundaciones, con la seguridad de que las obras de control les proporcionarán protección, ver figura 1.

Generalmente, este tipo de obras están diseñadas para eventos de pequeña o mediana magnitud, por lo tanto, los daños debidos a este tipo de inundaciones han disminuido otros factores que contribuyen al incremento del riesgo de inundación son una mayor área impermeable (pavimentos y urbanización), la deforestación y la rectificación de canales. Las consecuencias directas son mayores coeficientes de escurrimiento, mayores gastos pico en menor tiempo (como respuesta a precipitaciones intensas), una rápida erosión del terreno, desplazamiento de agua, sedimentos y otros materiales, (KUNDZEWICZ, W & TAKEUCHI, K. 1999), ver Tabla 1.

#### **d. MODELAMIENTO HIDROLÓGICO**

Los modelos Hidrológicos entendidos como una aproximación al funcionamiento real del ciclo del agua en una cuenca se pueden clasificar en físicos y abstractos. A su vez los modelos abstractos de acuerdo con la aleatoriedad de las variables empleadas pueden ser estocásticos o deterministas. Los modelos hidrológicos distribuidos se aproximan mucho más a la realidad al aceptar que la escorrentía es una respuesta hidrológica continua en el espacio y en el tiempo que afecta de distinta manera a toda la superficie de la cuenca. Se reafirma el hecho de que es importante poder consultar la información sobre lo que sucede en cualquier punto de la cuenca. Así, estos modelos simulan la escorrentía en un lugar

concreto considerando la influencia del espacio adyacente, es decir, las zonas que directa o indirectamente intervienen en él vertiendo y drenando.

**e. PERÍODO DE RETORNO Y RIESGO DE FALLA**

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada "T" años, se le denomina Período de Retorno "T". Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de "N" años, (MTC, 2008).

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros, (MTC, 2008).

**Tabla 2: Valores de período de retorno (años)**

Riesgo admisible	Vida útil de las obras (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
1	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
2	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
5	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144

Fuente: MONSALVE, G. 1995

El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N \tag{1}$$

Despejando de la ecuación 1, el período de retorno se tiene:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - R)^{\frac{1}{N}}} \quad (2)$$

Donde:

$R$ : riesgo de falla admisible.

$T$ : período de retorno en años.

$N$ : vida útil de la obra en años.

A continuación, se muestra los valores para el período de retorno, que está en función del riesgo admisible y la vida útil de las obras.

De acuerdo a los valores presentados en la Tabla 2, se recomienda utilizar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:

**Tabla 3: Valores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje**

<b>Tipo de obra</b>	<b>Riesgo admisible (**) ( %)</b>
Puentes (*)	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso de quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	64
Subdrenes	72
Defensas ribereñas	22

Fuente: MTC, 2008

(\*) Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias. Se recomienda un período de retorno  $T$  de 500 años para el cálculo de socavación.

(\*\*) Vida Útil considerado  $N = 25$  años. Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.

#### **f. DISTRIBUCIÓN GUMBEL**

Se plantea la utilización de la ley de distribución de Gumbel, dado que ella ha demostrado poseer una adecuada capacidad de ajuste, a valores máximos de caudales, precipitación

en distintos períodos de tiempo, aportaciones anuales, etc. Además, se entrega una prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov, un cálculo del coeficiente de determinación, y ello asociado a un ejemplo práctico.

Una variable aleatoria  $E$  sigue una distribución de probabilidad de Gumbel, si:

$$F(X) = P[\varepsilon \leq X] = e^{-e^{-d(x-u)}} \text{ con } -\infty \leq x \leq \infty \quad (3)$$

y donde  $x$  presenta el valor a asumir por la variable aleatoria, con  $d$  y  $u$  parámetros y  $e$  base de los logaritmos neperianos.

Despejando  $x$  de la ecuación 3, queda:

$$x = u - \frac{\ln(-\ln F(X))}{d} \quad (4)$$

Para la determinación de los parámetros  $d$  y  $u$ , se utilizan las siguientes expresiones que los definen:

$$u = \bar{x} - 0.450047S \quad (5)$$

$$\frac{1}{d} = 0.779696S \quad (6)$$

Donde:

$\bar{X}$ : media aritmética de la serie de datos considerados.

$S$ : desviación típica de la muestra de datos considerados.

### **Determinación de la probabilidad**

Para conseguir definir la probabilidad implícita es preciso consignar dos conceptos previos, que son el período de retorno y la probabilidad de excedencia.

- Período de Retorno: se define como el tiempo que transcurre entre dos sucesos iguales. Sea ese tiempo,  $T$ .
- Probabilidad de Excedencia: es la probabilidad asociada al período de retorno.

Así:

$$P_{\text{excedencia}} = P(x) = \frac{1}{T} \quad (7)$$

En otras palabras, la probabilidad de que la variable aleatoria tome un valor igual o inferior a cierto número  $X$ , está dado por la función de distribución de probabilidad  $F(X)$ .

$$F(X) = \int_{-\infty}^X f(x)dx = P(x \leq X) = 1 - \frac{1}{T} \quad (8)$$

luego, la probabilidad de que  $x$  sea mayor que  $X$  está dada por la función complementaria.

$$P(x > X) = 1 - F(X) = \frac{1}{T} \quad (9)$$

### **Prueba de bondad del ajuste**

Se entiende por bondad de ajuste, la asimilación de datos observados de una variable, a una función matemática previamente establecida y reconocida. A través de ésta es posible interpolar y extrapolar información; en otras palabras, predecir el comportamiento de la variable en estudio, (PIZARRO, R et al. 1986).

Para la estimación de la bondad de ajuste, existen variadas pruebas, las cuales poseen distinto grado de efectividad.

En el presente documento se entrega el test de Kolmogorov-Smirnov y el coeficiente de determinación, (CID, L et al. 1990; SHAO, S. 1970).

### **Test de Kolmogorov-Smirnov**

Para la aplicación del test señalado, es necesario determinar la frecuencia observada acumulada.

Para la frecuencia observada en el caso especial de Gumbel, se ordena la información de menor a mayor y se aplica:

$$F_n = \frac{m}{n+1} \quad (10)$$

Donde:

$F_n$  : frecuencia observada acumulada.

$m$  : número total de orden

$n$  : número total de datos.

En el caso de la frecuencia teórica acumulada, ésta se determina a través de la función de Gumbel.

$$F(X) = e^{-e^{-d(x-u)}} \quad (11)$$

Una vez determinadas ambas frecuencias, se obtiene el supremo de las diferencias entre ambas, en la  $i$ -ésima posición de orden, que se denomina  $D$ .

$$D = \text{Sup} | F_n(x)_i - F(x)_i | \quad (12)$$

Luego, asumiendo un valor de significancia, se recurre a la tabla de valores críticos de  $D$  en la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov- Smirnov, y considerando el tamaño de la muestra, se establece lo siguiente:

Si  $D < D_{\text{tabla}}$ , se acepta que el ajuste es adecuado, con el nivel de confiabilidad asumido.

**Tabla 4: Valores críticos D para la prueba kolmogorov – smirnov**

Tamaño de la muestra	$\alpha=0.10$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.47
15	0.3	0.34	0.4
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.2	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Fuente: APARICIO, F. 1996

#### **g. CURVAS IDF (INTENSIDAD – DURACIÓN - FRECUENCIA)**

Las curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) son curvas que resultan de unir los puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración, y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno, (TÉMEZ, J. 1978).

Se debe destacar que la intensidad, se define como la tasa temporal de precipitación, o sea, la profundidad por unidad de tiempo ( $mm/hr$ ), (CHOW, V et al. 1994), y se expresa en la ecuación (13) como:

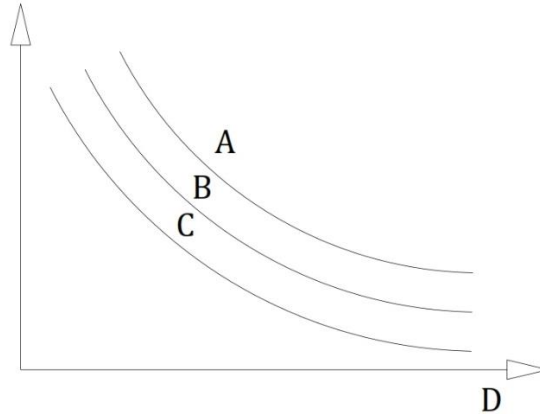
$$I = \frac{P}{D} \quad (13)$$

Donde:

$I$  : intensidad de precipitación en  $mm/hr$ .

$P$  : profundidad de lluvia en  $mm$  o  $pulg$ .

$D$  : duración de la tormenta dada usualmente en  $hr$ .



**Figura 2: Curvas IDF**

$A$ ,  $B$  y  $C$  representan distintos períodos de retorno en años.

Una forma de desarrollar las curvas IDF es a través de una forma analítica. Dicho autor plantea la alternativa de obtener una ecuación que genere las curvas IDF a través de un modelo de regresión lineal, (APARICIO, F. 1997).

$$I = \frac{KT^m}{D^n} \quad (14)$$

Donde:

$I$  : intensidad de precipitación en  $mm/hr$ .

$T$  : período de retorno en años.

$D$  : duración en minutos u horas.

$K$ ,  $m$  y  $n$  : constantes de regresión lineal múltiple.

Luego, aplicando los logaritmos a la ecuación 14 propuesta se pretende llegar a la forma de un modelo de regresión lineal múltiple y cuyo modelo se expresa en la ecuación 15:



$$\log I = \log k + m \log T - n \log D \quad (15)$$

$$y = a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 \quad (16)$$

Donde:

$$y = \log I \quad a_0 = \log k$$

$$X_1 = \log T \quad a_1 = m$$

$$X_2 = \log D \quad a_2 = -n$$

## **h. SIMILITUD HIDRÁULICA Y MORFOMETRÍA ADIMENSIONAL DE CUENCAS HIDROGRÁFICAS**

### **Índice de Gravelius o coeficiente de compacidad en sistemas hidrológicos**

Diversos estudios morfométricos de cuencas, en diferentes épocas, consideran al índice de Gravelius como el parámetro adimensional de mejor referencia para explicar la geometría de la cuenca y su influencia en las características de la escorrentía superficial, (ORTIZ, O. 2015).

El coeficiente de compacidad o índice de Gravelius, dado por la ecuación 17, se define como la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de una cuenca teórica circular que tiene igual área que la cuenca, (GRAVELIUS, H. 1914).

$$K_c = 0.28 \frac{P}{A^{\frac{1}{2}}} \quad (17)$$

Donde:

$K_c$  : Coeficiente de compacidad.

$P$ : Perímetro medido en el plano de la cuenca.

$A$ : Área de la cuenca, medida en el plano a escala.

El índice de Gravelius, constituye el factor de escala más adecuado para describir la geometría de la cuenca y, por tanto, como condición de similitud geométrica de los sistemas hidrológicos. Consecuentemente, se puede inferir que:

“Dos o más sistemas hidrológicos altoandinos son geoméricamente semejantes si tienen igual índice de Gravelius”.

**Tabla 5: Formas geométricas de cuencas hidrográficas en base a rangos del índice de Gravelius**

<b>Formas de sistemas hidrológicos con base en el coeficiente de Gravelius</b>		
<b>Clase de geometría</b>	<b>Rango de clase</b>	<b>Forma de cuenca</b>
Kc1	$1 < Kc \leq 1.25$	Oval redonda
Kc2	$1.25 < Kc \leq 1.50$	Oval oblonga
Kc3	$1.50 < Kc \leq 1.75$	Oblonga alargada

Fuente: HENAOS, J. 1988

### **Relación de confluencias promedio en sistemas hidrológicos**

El valor promedio de la relación de confluencias explica, en cierta medida, la configuración espacial de la red de drenaje y se refleja en la geometría del hidrograma de escurrentía, de modo muy similar a la geometría de la cuenca, (CHOW, V et al. 1994).

Una vez categorizada la red de drenaje, la relación de confluencias promedio resulta de relacionar el número de cauces de cierto orden " $i$ " y el número de cauces de orden inmediatamente superior " $i+1$ " y promediando luego todos los valores parciales, tal como lo expresan las ecuaciones 18 y 19. Los valores de relación de confluencias promedio conducen al análisis interpretativo de la geometría de la red de drenaje y su respuesta dinámica ante tormentas pluviales extraordinarias, (ORTIZ, O. 2015).

$$R_{ci} = \frac{N_i}{N_{i+1}} \quad (18)$$

$$R_c = \frac{1}{n} \sum_{i=1} R_{ci} \quad (19)$$

Donde:

$R_{ci}$  : Relación de confluencia parcial.

$N_i$  : Número de cursos de orden  $i$ .

$N_{i+1}$  : Número de cursos de orden inmediatamente superior.

$R_c$  : Relación de confluencias promedio.

$n$  : Número de relación de confluencias parciales calculadas.

El parámetro adimensional de relación de confluencias promedio, es el que mejor se acerca a la descripción de la configuración espacial de la red de drenaje o patrón de flujo de la escorrentía superficial, y por tanto, constituye el mejor referente de semejanza cinemática. En consecuencia, se puede inferir que:

“Dos o más sistemas hidrológicos altoandinos son cinemáticamente semejantes si tienen igual relación de confluencias promedio”.

### **Coefficiente orográfico en sistemas hidrológicos**

Es uno de los parámetros adimensionales más importantes en sistemas hidrológicos altoandinos como descriptor de fuerzas gravitacionales de los flujos de escorrentía superficial, tal como lo corrobora una de las leyes que gobiernan los sistemas hidrológicos altoandinos, (ORTIZ, O. 2015).

El coeficiente orográfico es el resultado de relacionar el cuadrado de la altitud media y la proyección del área de la cuenca sobre un plano horizontal, expresada mediante la ecuación 20. Parámetro adimensional asociado con la capacidad o potencial de erosión hídrica y de transporte de sedimentos de los sistemas hidrológicos altoandinos, (HENAOS, J. 1988).

$$C_0 = \frac{H^2}{A} \quad (20)$$

Donde:

$C_0$  = Coeficiente orográfico.

H = Altitud media, *msnm*.

A = Área proyectada sobre un plano horizontal.

El parámetro adimensional de coeficiente orográfico constituye el mejor referente de semejanza dinámica. En consecuencia, se puede inferir que:

“Dos o más sistemas hidrológicos son similares, dinámicamente, si tienen igual coeficiente orográfico”.

## Similitud hidráulica de sistemas hidrológicos

Bajo las consideraciones anteriores, “dos o más sistemas hidrológicos altoandinos son hidráulicamente similares si cumplen simultáneamente las tres condiciones de semejanza: geométrica, cinemática y dinámica”, al grado de aproximación previamente definido para cada parámetro de semejanza, (ORTIZ, O. 2015).

En este trabajo, el grado de aproximación de similitud hidráulica para fines prácticos se ha fijado como límites máximos del coeficiente de variación de 0.05, 0.20 y 0.30, para el índice de Gravelius, relación de confluencias promedio y coeficiente orográfico, respectivamente, (ORTIZ, O. 2015).

## Transferencia de información

Hay información generalmente no disponible en localidades muy alejadas, son los datos relativos a intensidades de máximas tormentas pluviométricas, información muy importante en proyectos de drenaje en general (drenaje de carreteras, drenaje urbano de aguas pluviales, defensas riverañas, presas de regulación, canales de riego, centrales hidroeléctricas, prevención de inundaciones, etc.). Esta información puede transferirse a sistemas similares (cuena de origen y cuena destino), toma la forma representada por la ecuación 21, o su equivalente la ecuación 22, expresada en forma de escalas, (ORTIZ, O. 2015).

$$\frac{I_0 t_0}{H_0} = \frac{I_d t_d}{H_d} \quad (21)$$

$$I_d = \left(\frac{H_d}{H_0}\right)\left(\frac{t_0}{t_d}\right)I_0 = H_e t_e^{-1} I_0 \quad (22)$$

Donde:

$I_d$  : Intensidad de precipitación en la cuena destino.

$I_0$  : Intensidad de precipitación en la cuena de origen.

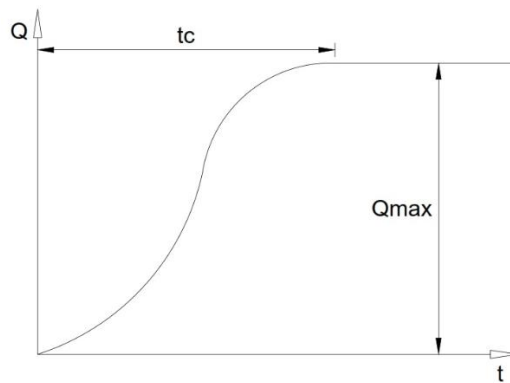
$t_e$  : Escala de periodos de duración.

$H_e$  : Escala de altitudes.

## i. MÉTODO RACIONAL

La fórmula racional es posiblemente el modelo más antiguo de la relación lluvia - escurrimiento. Su origen se remonta a 1851 ó 1889, de acuerdo con diversos autores. Este modelo toma en cuenta, además del área de la cuenca, la altura o intensidad de la precipitación y es hoy en día muy utilizado, particularmente en el diseño de drenajes urbanos, (APARICIO, F. 1992).

Supóngase que en una cuenca impermeable se hace caer uniformemente, una lluvia de intensidad constante durante un largo tiempo. Al principio, el gasto que sale de la cuenca será creciente con el tiempo, pero llegará un momento en el que se alcance un punto de equilibrio, es decir, en el que el volumen que entra por Unidad de tiempo por la lluvia sea el mismo que el gasto de salida de la cuenca, (APARICIO, F. 1992), ver figura 3.



**Figura 3: Hidrograma**

El tiempo que transcurre entre el inicio de la lluvia y el establecimiento del gasto de equilibrio se denomina tiempo de concentración, y equivale al tiempo que tarda el agua en pasar del punto más alejado hasta la salida de la cuenca, (APARICIO, F. 1992).

Naturalmente, el tiempo de concentración  $t_c$ , (ver figura 3) depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y de la velocidad que adquiere, en promedio, dentro de la misma. Esta velocidad está en función de las pendientes del terreno y los cauces, y de la rugosidad de la superficie de los mismos, (APARICIO, F. 1992). El tiempo de concentración se calcula mediante la ecuación 23.

$$t_c = \frac{L}{3600v} \quad (23)$$

Donde:

$t_c$  : tiempo de concentración en *hr*.

$L$ : longitud del cauce principal de la cuenca en *m*.

$v$ : velocidad media del agua en el cauce principal en *m/s*.

Nótese que la ecuación 23 no toma en cuenta el recorrido del agua de lluvia desde que llega a la superficie hasta los cauces.

**Tabla 6: Coeficientes de escorrentía método racional**

Cobertura Vegetal	Tipo de Suelo	Pendiente del terreno				
		Pronunciada	Alta	Media	Suave	Depreciable
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Fuente: MTC, 2008

Otra manera de estimar el tiempo de concentración es mediante la ecuación 24 de Kirpich:

$$t_c = 0.01947L^{0.77} S^{-0.385} \quad (24)$$

Donde:

$t_c$  : tiempo de concentración en *min*.

$L$ : longitud del cauce principal de la cuenca en  $m$ .

$S$ : pendiente promedio de la cuenca,  $m/m$ .

En una cuenca no impermeable, sólo una parte de la lluvia con intensidad  $i$  escurre directamente hasta la salida. Si se acepta que, durante la lluvia o al menos una vez que se ha establecido el gasto de equilibrio, no cambia la capacidad de infiltración en la cuenca, se puede escribir la llamada fórmula racional, (APARICIO, F. 1992).

$$Q_{max} = 0.278CIA \quad (25)$$

donde:

$Q_{max}$ : caudal máximo en  $m^3 / s$ .

$C$ : coeficiente de escorrentía, toma valores entre 0 y 1 (Ver Tabla 6).

$I$ : Intensidad de precipitación máxima horaria en  $mm/h$ .

$A$ : área de la cuenca en  $km^2$ .

#### **j. CLASIFICACIÓN DE LOS RÍOS**

Hay muchas formas y criterios para la clasificación de los ríos; las iremos presentando poco a poco, (ROCHA, A. 1998). Una primera clasificación, simple y general, es la siguiente:

- Ríos sin áreas de inundación (confinados)
- Ríos con áreas de inundación

La presencia de dos cauces, es decir, la existencia de áreas de inundación, se debe a los movimientos laterales que ha efectuado el río a lo ancho de una planicie aluvial a lo largo del tiempo.

El movimiento lateral de los ríos (desplazamiento de cauce) trae como consecuencia que los nuevos cursos fluviales abandonen ciertas áreas que luego pueden constituir Terrazas Fluviales.

El cauce menor, que en algunos casos es un cauce de estiaje, es ocupado por avenidas de bajo periodo de retorno. Cuando el periodo de retorno es mayor el río se desborda, con respecto a su cauce menor, y ocupa el cauce total, o cauce mayor, o cauce de avenidas.

## **Clasificación de los Ríos por su Edad**

La clasificación de los ríos por su edad. Se afirma generalmente que esta clasificación es de origen geomorfológico. Según ella se distinguen tres tipos de ríos: jóvenes, maduros y viejos.

- **Ríos Jóvenes**

Corresponde al estado inicial de los ríos. Cuando el agua forma su curso inicial, éste tiene una sección en forma de V. Son muy irregulares. Consisten de materiales fracturados. Ejemplo típico: torrentes de montaña.

En la selva encontramos ríos jóvenes de otro tipo, en los que predomina una gran movilidad. El cambio frecuente de curso es una de sus características esenciales. En estos ríos aluviales de baja pendiente y en los que falta condiciones naturales de encauzamiento, o de obras que las reemplacen, la tendencia a la divagación, a la creación y abandono de cauces es notable.

Los ríos jóvenes presentan también variaciones importantes en los niveles del lecho, y por lo tanto en los niveles del agua, como parte de los procesos de agradación y degradación que les son propios.

- **Ríos Maduros**

Cuando el río se convierte en maduro, se amplía su sección transversal. El valle es más ancho. Disminuye la pendiente. El río está en estado de equilibrio o próximo a él.

La pendiente y la energía del río son suficientes para transportar el aporte sólido que llega a él (graded condition). En el río maduro hay pequeñas planicies de inundación y algunos meandros. Hay desarrollos agrícolas y urbanos en las planicies aledañas. Hay obras de encauzamiento que impiden o limitan los desplazamientos laterales del río.

- **Ríos Viejos**

Los ríos viejos corresponden a un estado más avanzado de desarrollo. La pendiente del río sigue disminuyendo, su ancho aumenta. El río está confinado, encauzado, controlado. Hay un uso intensivo de todo el valle. Hay desarrollos urbanos, agrícolas e industriales importantes.



## **Morfología de ríos**

También denominado como morfología fluvial, se encarga del estudio de la variabilidad de las formas que caracterizan a los ríos. Esta rama implica el estudio tanto de los cambios transversales y longitudinales, como también la predicción de su comportamiento en el futuro. Las características geotécnicas y las irregularidades de descargas en los ríos juegan un papel significativo en el comportamiento fluvial, (ARBELÁEZ, A. 2003). Por otra parte, la presencia de vegetación en las márgenes del mismo influye en la definición de su cauce, es decir, si esta desapareciera el recorrido del río se tornaría inestable.

## **Clasificación tradicional de los ríos**

La clasificación de los ríos se basa principalmente en la relación que existe entre sus características geomorfológicas. El objetivo de clasificarlos se fundamenta en la necesidad de proveer las herramientas necesarias para la realización de asunciones, es decir, poder predecir el comportamiento que presentará con respecto a su apariencia, desarrollar relaciones empíricas para los tipos de corrientes individuales y por último poder extrapolar datos de otros ríos que presenten un tipo de corriente parecido, (ARBELÁEZ, A. 2003). De acuerdo con lo expuesto anteriormente, se pueden encontrar tres grandes grupos de ríos, los cuales se describirán a continuación.

- **Ríos rectos**

Son canales rectos que presentan un cauce único con una sinuosidad menor a 1.5, (LEOPOLD, L. 1994). No son muy usuales de encontrar en la naturaleza, por lo que solo se evidencian en tramos cortos. Se caracterizan por presentar un valle estrecho con alta estabilidad lateral. Estos tipos de cauces, usualmente son considerados en un estado de transición hacia cauces meándricos, por lo que se tiene que tener especial cuidado al momento de construir infraestructura aledaña.

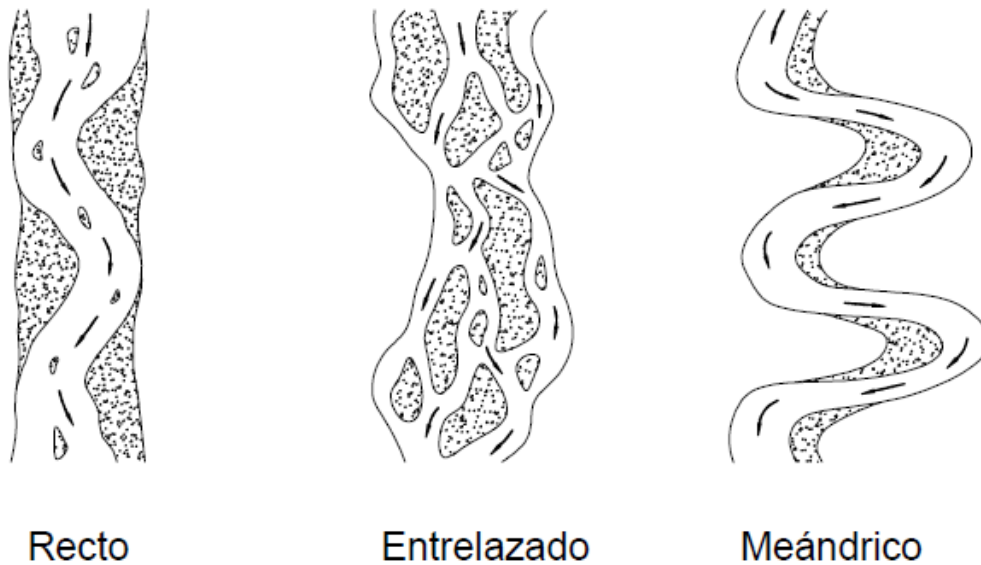
- **Ríos entrelazados**

Estos tipos de ríos se caracterizan por presentar múltiples canales de flujo a lo largo de su recorrido. Generalmente están formados por gravas, con una pendiente relativamente alta, su sección transversal es ancha y mantienen una profundidad baja. La mayoría de estos cauces presentan problemas para la construcción de estructuras debido a que son poco profundos, sus estratos aluviales son de gran espesor y poseen alta inestabilidad. Cabe resaltar que, al ser ríos inestables,

exhiben un grado de libertad mucho mayor con respecto a otros tipos de ríos, (ROCHA, A. 1998).

- **Ríos meándricos**

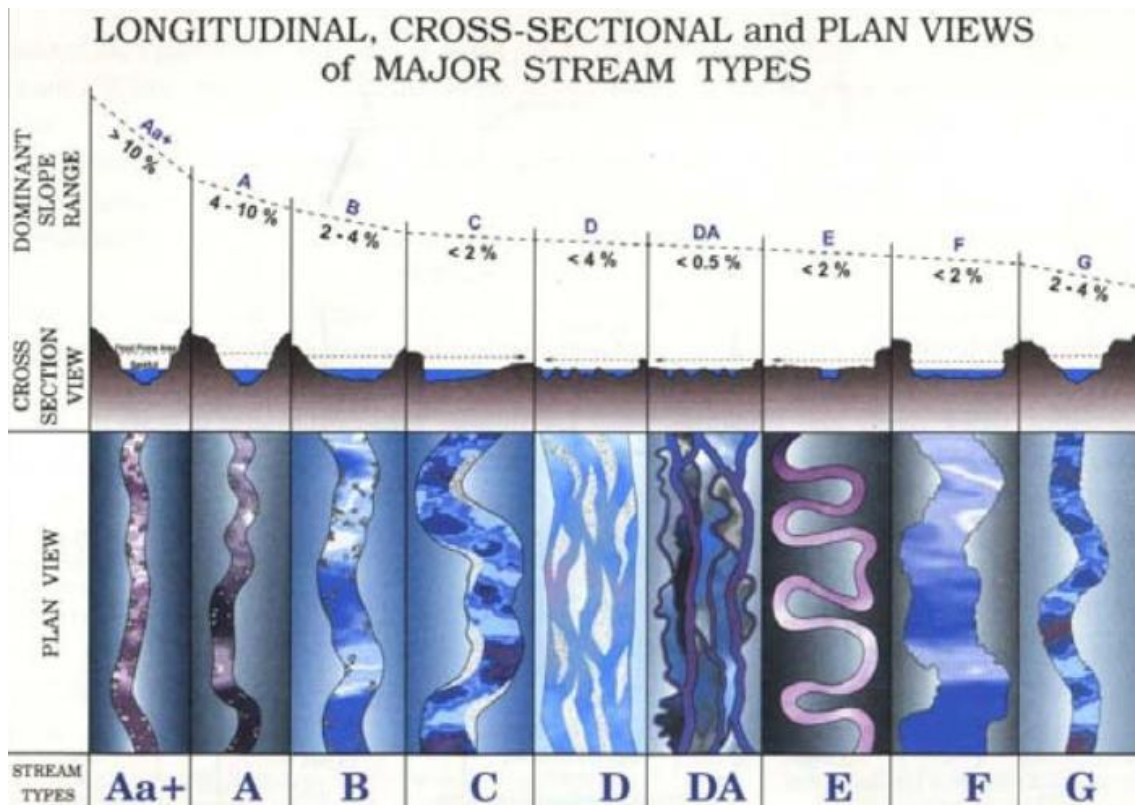
Se encuentran formados por un conjunto de curvas que presentan un dinamismo debido a la naturaleza del comportamiento del río. Para que sean considerados como ríos meándricos su sinuosidad debe ser mayor a 1.5, (LEOPOLD, L. 1994). Se caracterizan por presentar una pendiente baja y la carga de sedimentos está compuesta principalmente por material fino. La forma en que se desarrollan estos tipos de corrientes se debe principalmente al proceso erosivo y sedimentación que se generan en sus márgenes debido a la fuerza centrífuga que se propicia en la curvatura del mismo.



**Figura 4: Clasificación Morfológica de los ríos**

Fuente: ROCHA, A. 1998

## Clasificación de ríos por Rosgen

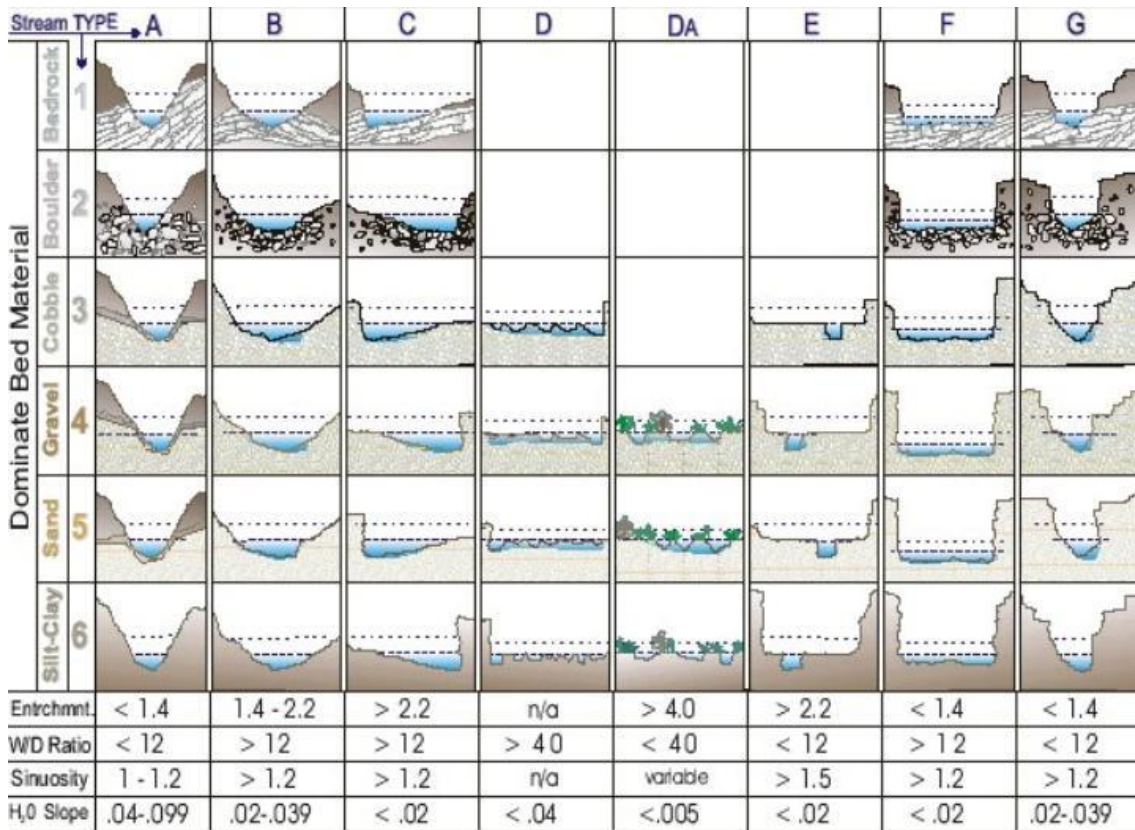


**Figura 5: Esquema de vistas longitudinales, transversales y de planta de los principales tipos de flujo**

Fuente: ROSGEN, D. 1994

Rosgen, propuso un sistema de clasificación diferente sostenido en la evolución de los cauces según los aspectos que presentan en su estado actual. Para ello, planteó niveles de descripción cualitativa y cuantitativa. El nivel 1 corresponde al aspecto cualitativo de la caracterización geomorfológica del cauce. El nivel 2 representa el aspecto cuantitativo, lo cual da lugar a la clasificación morfológica local del cauce, (ROSGEN, D. 1994).

Para el caso del primer nivel, Rosgen realizó una descripción general del cauce. En ella se describen la longitud del perfil, la morfología de las secciones transversales y la vista en planta de patrones. Esta es una forma de clasificación inicial que permite brindar un nivel general de interpretación. Además, con ello se puede organizar y priorizar la información para utilizarla en el siguiente nivel, en donde se desarrolla una descripción más detallada de la clasificación de corrientes. En la Figura 5, se puede observar el esquema para la clasificación general de Rosgen.



**Figura 6: Esquema para la descripción morfológica cuantitativa**

Fuente: ROSGEN, D. 1994

Con respecto al segundo nivel, Rosgen presentó una descripción de las variables morfométricas utilizadas para la clasificación del cauce. Entre ellas se encuentran, con respecto a la sección transversal, la relación de atrincheramiento, relación ancho/profundidad y características de los materiales dominantes. Para el perfil longitudinal se presentan las variables de pendientes y formas del lecho. Por último, con respecto a la forma de planta, se muestran la sinuosidad, relación ancho banca llena / ancho meandro, (ARBELÁEZ, A. 2003). En la Figura 6, se observa el esquema propuesto por Rosgen para la clasificación morfológica de manera cuantitativa.

- Entrenchment o atrincheramiento (A). Este parámetro es definido por la relación entre el ancho del canal en nivel de inundación equivalente a 50 años de recurrencia ( $W_m$ ) y el ancho del canal en nivel de desborde ( $L_{mp}$ ), (ROSGEN, D. 1994).

$$A = \frac{W_m}{L_{mp}} \quad (26)$$

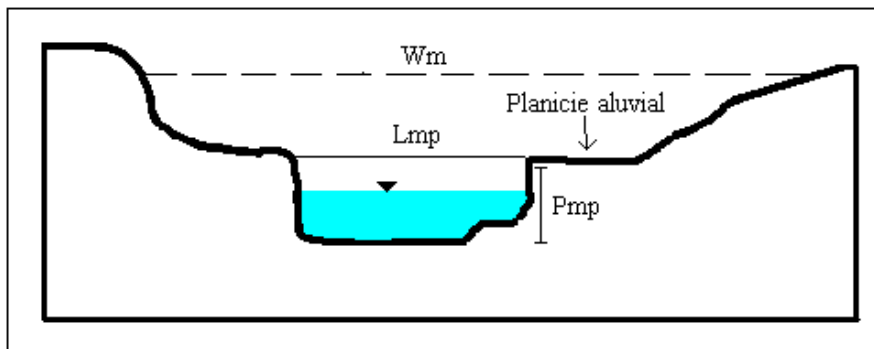
- Sinuosity o sinuosidad (S). Este parámetro es definido por el cociente entre el largo del canal y el largo del valle, (ROSGEN, D. 1994).

$$S = \frac{Long.thalweg}{Long.valle} \quad (27)$$

- WD Ratio (WD). Es la relación entre el ancho del río y la profundidad en una sección específica. Los dos parámetros son medidos en perfiles transversales teniendo como referencia el nivel de desborde, (ROSGEN, D. 1994).

$$WD = \frac{L_{mp}}{P_{mp}} \quad (28)$$

- H2O slope o declividad (D). Este parámetro debe ser medido a lo largo de una distancia equivalente a 20 a 30 veces el ancho del cauce a nivel de desborde, determinada en la sección de estudio. La declividad es obtenida dividiendo el desnivel de la lámina del agua en un tramo considerado por el largo del canal en el mismo tramo, (ROSGEN, D. 1994).



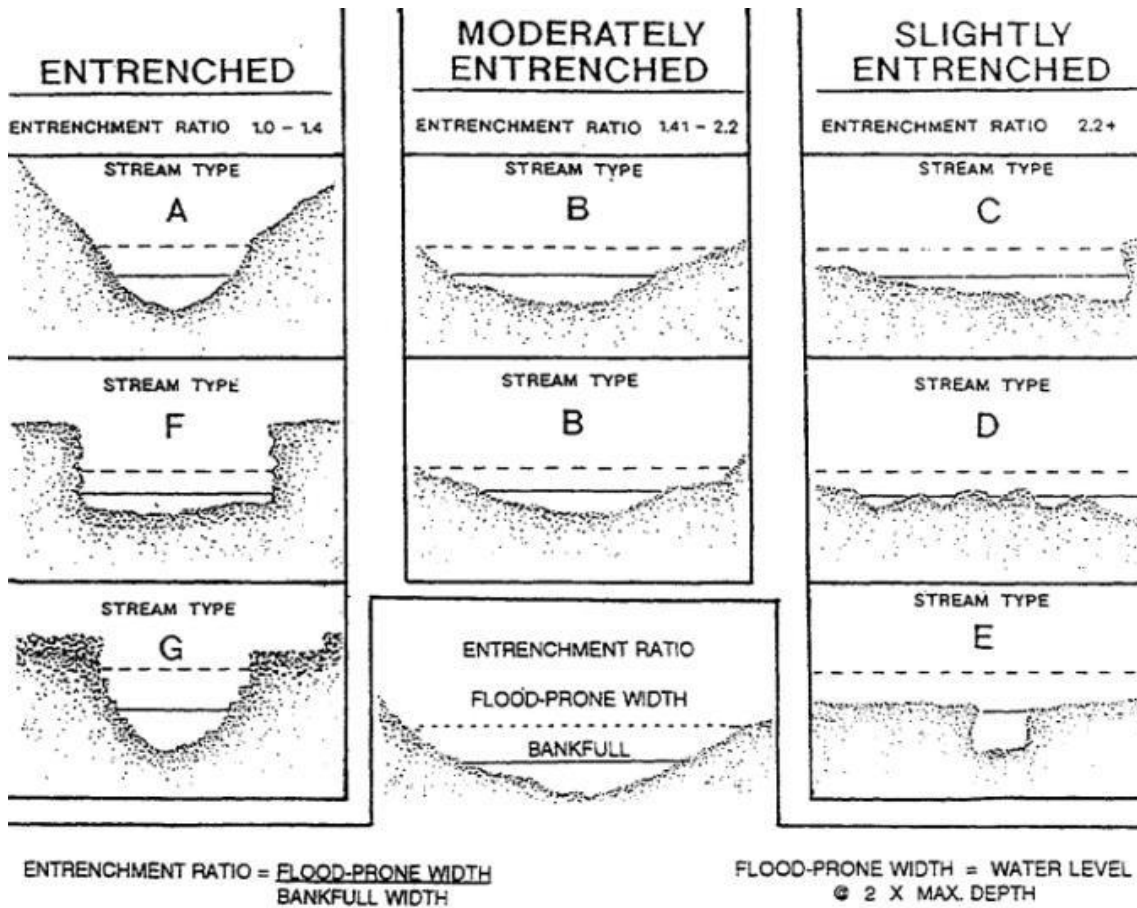
**Figura 7: Variables geométricas do canal utilizadas en la clasificación de Rosgen**

Fuente: ROSGEN, D. 1994

Para efectos del presente estudio, es importante conocer la definición de la variable de atrincheramiento pues permitirá describir técnicamente la morfología del tramo en estudio. En este contexto, se define el atrincheramiento como la contención vertical del río y el grado en el cual este realiza una incisión en el fondo del valle. El grado de incisión puede ser determinado con una relación de atrincheramiento que relaciona el ancho de la zona propensa a inundaciones y el ancho de la sección del cauce lleno.

Por ejemplo, ratios de atrincheramiento menores a 1.4 señalan que los cauces presentan gran incisión, entre 1.4 a 2.2 indican una incisión moderada y mayores a 2.2 indican

canales con ligero atrincheramiento (ver Figura 8). Cabe resaltar que ratios de atrincheramientos cercanos a la unidad implicarán una mayor incisión y por ende una menor probabilidad al desbordamiento, caso contrario sucede para ratios de atrincheramiento mayores, en donde se evidenciará zonas de inundación.



**Figura 8: Clasificación de ríos de acuerdo a su relación de atrincheramiento**

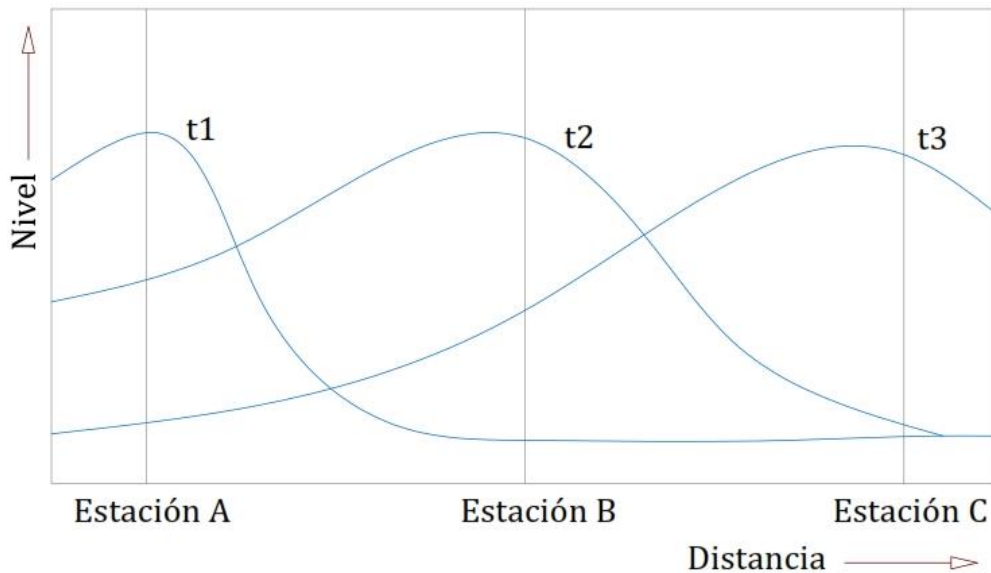
Fuente: ROSGEN, D. 1994

#### k. TRÁNSITO DE AVENIDAS

Un hidrograma de crecida refleja en realidad el movimiento de una onda al pasar por una estación. Es necesario tener presente que conforme la onda se mueve hacia aguas abajo su forma cambia. Estos cambios en la onda se deben a la adición de agua de los tributarios y a que las velocidades en los diversos puntos a lo largo de la onda no son las mismas, (CHEREQUE, W. 1989), ver figura 9.

Las ondas de avenidas se forman por aumento no uniforme del caudal del río por efecto de una tormenta importante. Para su estudio hay disponibles dos métodos: El tránsito por

métodos agregados que se conoce algunas veces como tránsito hidrológico, y el tránsito por métodos distribuidos que se conoce como tránsito hidráulico, (CHOW, V. 1994). Ambos intentan describir los cambios que en el tiempo experimenta la onda de avenida. El análisis del paso de estas ondas de avenida constituye materia de estudio del "tránsito de avenidas" o "flood routing", (CHEREQUE, W. 1989).



**Figura 9: Paso de una onda o transito**

La diferencia entre el tránsito de sistemas agregados y distribuidos es que, en un modelo de sistema agregado, el flujo se calcula como una función del tiempo únicamente en un lugar en particular, mientras que en un sistema de transito distribuido el flujo se calcula como una función del espacio y el tiempo a través del sistema, (CHOW, V. 1994).

### **Tránsito agregado de crecientes**

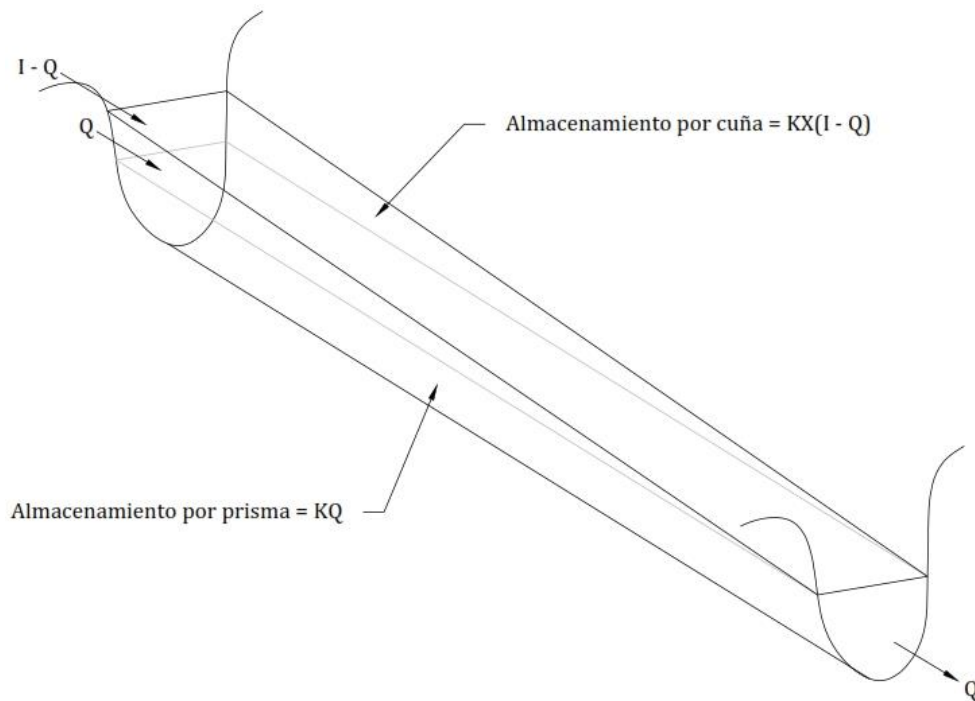
Para un sistema hidrológico, la entrada  $I(t)$ , la salida  $Q(t)$  y el almacenamiento  $S(t)$  se relacionan por la ecuación de continuidad (29), (CHOW, V. 1994):

$$\frac{dS}{Dt} = I(t) - Q(t) \quad (29)$$

### **Tránsito en Cauces Naturales**

El método de Muskingum es un método de tránsito hidrológico que se usa comúnmente para manejar relaciones caudal-almacenamiento variables. Este método modela el almacenamiento volumétrico de creciente en un canal de un río mediante la combinación

del almacenamiento de cuña y prisma (figura 10) durante el avance de la onda de creciente, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida, siendo un almacenamiento de cuña, Durante la recesión, el caudal de salida es mayor que el caudal de entrada resultando en una cuña negativa. Adicionalmente, existe un almacenamiento por prisma que está formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo de la longitud del canal prismático, (CHOW, V. 1994).



**Figura 10: Almacenamiento por prisma y por cuña en un tramo de un canal**

Suponiendo que el área de la sección transversal del flujo de creciente es directamente proporcional al caudal en la sección, el volumen de almacenamiento por prisma es igual  $KQ$  donde  $K$  es un coeficiente de proporcionalidad, y el volumen de almacenamiento por cuña es igual a  $KX(I - Q)$ , donde  $X$  es un factor de ponderación dentro del rango  $0 \leq X \leq 0.5$  el almacenamiento total es por consiguiente la suma de dos componentes,

$$S = KQ + KX(I - Q) \quad (30)$$

la cual puede reordenarse para dar la función de almacenamiento para el método de Muskingum y representa un modelo lineal para el tránsito de caudales en corrientes, (CHOW, V. 1994).

$$S = K(XI + (1 - X)Q) \quad (31)$$



### **Tránsito distribuido de crecientes**

El flujo de agua a través del suelo y de los canales en una cuenca es un proceso distribuido porque el caudal, la velocidad y la profundidad varían en el espacio a través de la cuenca. Estimaciones de los caudales o niveles de agua en puntos importantes de sistemas de canales pueden obtenerse utilizando un modelo de tránsito distribuido de crecientes. Este tipo de modelos está basado en ecuaciones diferenciales parciales (las ecuaciones de Saint Venant para flujo unidimensional) que permiten el cálculo de caudal y del nivel de agua como funciones del espacio y del tiempo, (CHOW, V. 1994).

El cálculo del nivel de agua de una creciente es necesario porque este nivel delinea la planicie de inundación y determina la altura requerida por estructuras tales como puentes y diques; el cálculo de los caudales de crecida también es importante, primero porque el determina el nivel del agua, y segundo, porque el diseño de cualquier estructura de almacenamiento de la creciente tal como un embalse de detención o estanque requiere de una estimación del hidrograma del flujo de entrada. Como alternativa al uso de un modelo de tránsito distribuido de crecientes, está el uso de un modelo agregado para calcular el caudal en el lugar deseado y luego calcular el correspondiente nivel de agua suponiendo un flujo permanente no uniforme a lo largo del canal en ese sitio. La ventaja de un modelo de tránsito distribuido de crecientes sobre esta segunda alternativa es que el modelo distribuido calcula el caudal y el nivel del agua simultáneamente y no por separado, de tal manera que el modelo aproxima mejor la naturaleza de flujo no permanente no uniforme propio de la propagación de la creciente en el canal, (CHOW, V. 1994).

### **Régimen variable en una dimensión**

El régimen variable se suele subdividir en régimen gradualmente variable, cuando las variaciones en calado y caudal se producen en tiempos prolongados y distancias grandes (como la propagación de una avenida en un gran río en régimen lento), y en régimen rápidamente variado cuando estas variaciones tienen lugar en tiempos cortos y distancias reducidas (resalto hidráulico en un río de montaña, frente de onda producido por una rotura de presa, etc.), (Cea & Bladé, 2014).

### **Hipótesis y ecuaciones**

Las ecuaciones que describen el régimen variable en lámina libre en una dimensión son las ecuaciones de Saint Venant que sirven para describir tanto el régimen gradualmente

variable, como el rápidamente variable. Estas ecuaciones no se pueden resolver para geometrías reales con métodos analíticos, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014).

Muchos problemas de hidráulica general, e hidráulica fluvial en concreto, tienen un carácter marcadamente unidimensional. Otras veces la unidimensionalidad no es tan clara pero el hecho de tratarlo como un problema bidimensional no es posible por distintas razones, como por ejemplo, de obtención de información necesaria, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014).

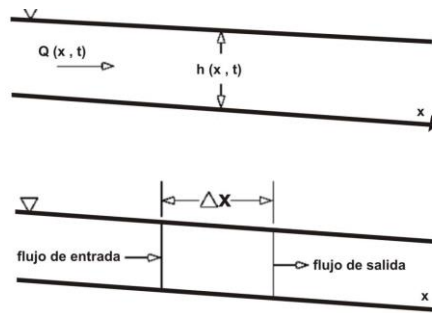
Para la obtención las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales, a partir de las leyes de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, se realizan las siguientes hipótesis básicas:

- Profundidad de la capa de agua pequeña con relación a las otras dimensiones del problema.
- Distribución hidrostática de presiones en la vertical.
- Pendiente de solera reducida.
- Fondo fijo

El sistema de ecuaciones de Saint Venant constituye un sistema de ecuaciones diferenciales de derivadas parciales no lineales de tipo hiperbólico, cuya resolución numérica es utilizando los métodos de diferencias finitas. Una expresión típica de este sistema es:

Ecuación de continuidad

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (32)$$



**Figura 11: Esquema típico de Volumen de Control de donde se derivan las ecuaciones de Continuidad y Momento**

Fuente: US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2010

Ecuación de cantidad de movimiento

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\alpha \frac{Q^2}{A})}{\partial x} + gA[\frac{\partial h}{\partial x} + S_f - S_0] = 0 \quad (33)$$

Donde:

$Q$  : Caudal.

$A$  : Área de la sección de flujo.

$h$  : Profundidad de flujo.

$q$  : Ingreso lateral de caudal.

$\alpha$  : Coeficiente de distribución de la cantidad de movimiento.

$g$  : Aceleración gravitacional.

$S_f$  : pendiente de fricción.

$S_0$  : Pendiente del fondo.

La ecuación 33, se conoce como la ecuación de la cantidad de movimiento y también es una de las ecuaciones de Saint Venant, las cuales gobiernan los principios de continuidad y cantidad de movimiento. En términos de pendientes, se expresa de la siguiente forma:

$$S_a + S_c + S_p + S_f - S_0 = 0 \quad (34)$$

Donde:

$S_a$  : pendiente de aceleración local.

$S_c$  : pendiente de aceleración convectiva.

$S_p$  : pendiente del gradiente de presiones.

$S_f$  : pendiente de fricción.

$S_0$  : pendiente de fondo.

**Tabla 7: Tipos de ondas presentes en flujo no permanente en canales**

N°	Tipo de onda	Pendientes					Nombre común	Aplicaciones
		$S_a$	$S_c$	$S_p$	$S_f$	$S_0$		
1	Onda cinemática, pura sin difusión				X	X	Onda cinemática	Flujo superficial
2	Onda cinemática con difusión			X	X	X	Onda de difusión	Tránsito de avenidas
3	Onda dinámica	X	X	X			Onda de gravedad	Canaletas de laboratorio, canales pequeños
4	Onda dinámica permanente		X	X	X	X	Onda dinámica permanente	Casos especiales
5	Cinemática dinámica mixta	X	X	X	X	X	Onda dinámica	Tránsito de avenida causada por rotura de presa

Fuente: PONCE, V. 2015

La ecuación 34, indica que el balance de la cantidad de movimiento es un balance de pendientes. En el caso más general, cuando todas las fuerzas están presentes, todas las pendientes están actuando. Sin embargo, en ciertos casos, una o más pendientes pueden reducirse a cero, o pueden asumirse insignificantes, comparadas con las demás pendientes. Esta simplificación da lugar a varios tipos de ondas según la ecuación de cantidad de movimiento, los cuales se describen en la Tabla 7, (PONCE, V. 2015).

### **Métodos de solución de las ecuaciones de Saint Venant**

Las ecuaciones de Saint Venant sólo tienen solución analítica en algunos casos simples.

Por tratarse de ecuaciones diferenciales parciales en general deben resolverse por métodos numéricos, distinguiéndose los métodos directos y el de las características. En los primeros se emplean las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento escritas

en su forma diferencial, mientras que en el de las características estas ecuaciones se transforman a una forma del tipo de ecuaciones características y se resuelven analíticamente.

Para resolver las ecuaciones diferenciales parciales, se utilizan distintos modelos numéricos que las transforman en ecuaciones de diferencias finitas, que pueden ser lineales o no lineales.

El método numérico puede ser implícito o explícito, cuya diferencia fundamental está en que en este último las incógnitas se obtienen secuencialmente en el espacio para un mismo tiempo, mientras que en el primero estos se determinan simultáneamente en el mismo tiempo.

Los métodos numéricos a emplear deberán ser convergentes, es decir consistentes y estables a la vez.

Un modelo es consistente cuando al tender a cero el intervalo de espacio y el intervalo de tiempo, las ecuaciones en diferencias algebraicas dan los mismos resultados que las ecuaciones diferenciales, es estable si las soluciones obtenidas al hacer variar los parámetros que emplea el modelo permanecen acotadas.

El método explícito es en general inestable, por lo que tanto el intervalo de espacio ( $\Delta x$ ) como el intervalo de tiempo ( $\Delta t$ ) deben cumplir ciertas condiciones para garantizar la convergencia.

El método implícito es estable, permitiendo mayores intervalos de espacio y tiempo.

### **Método explícito**

El método explícito más simple determina las derivadas en el plano  $i$  en el instante  $j + 1$  en término de los valores conocidos en el instante anterior en los puntos  $i - 1$ , e  $i + 1$ .

Las derivadas de tiempo se evalúan como:

$$\frac{\partial u_i^{j+1}}{\partial t} = \frac{u_i^{j+1} - u_i^j}{\Delta t} \quad (35)$$

y las derivadas de espacio:

$$\frac{\partial u_i^j}{\partial x} = \frac{u_{i+1}^j - u_{i-1}^j}{2\Delta x} \quad (36)$$

es decir, se usa la diferencia hacia adelante para las derivadas de tiempo y la diferencia centrada para las de espacio.

Esta discretización introduce errores, que no deben amplificarse al pasar de un intervalo de tiempo a otro para que el esquema sea estable. Esta estabilidad numérica depende de la razón entre los lados de la malla en el plano  $x-t$ , es decir  $\Delta t/\Delta x$ .

Los esquemas explícitos tienen un coste computacional pequeño en cada paso de tiempo, pero para ser estables es necesario trabajar con incrementos de tiempo también pequeños. Un análisis de estabilidad para esquemas explícitos, a partir de la teoría de las características para soluciones continuas lleva a la conclusión que dichos esquemas, para ser estables, deben cumplir la condición de Courant, que para las ecuaciones unidimensionales. En el caso de la onda cinemática, ésta es:

$$\Delta t_i \leq \frac{\Delta x_i}{c_k} \quad (37)$$

$$c_k = \sqrt{g \frac{A}{b}} \quad (38)$$

donde  $c_k$  es la celeridad de propagación de la onda unidimensional,  $A$  sección mojada,  $b$  ancho superficial

Para la onda dinámica,  $c_k$  se reemplaza por  $V + c_k$ .

Esta condición indica que el intervalo temporal  $\Delta t$  debe ser menor que el tiempo que demora la onda en recorrer la distancia  $\Delta x$ .

En el método explícito es conveniente que el intervalo  $\Delta x_i$  sea fijo y se mantenga a través del tiempo, mientras que el intervalo  $\Delta t$  sea determinado en cada paso de tiempo  $j$ , evaluando la condición de Courant en cada punto  $i$  y eligiendo el menor intervalo  $\Delta t_i$ . Como esta condición no asegura la estabilidad, es recomendable reducir dicho valor en un porcentaje predeterminado.

## Método implícito

En este método tanto las derivadas de tiempo y espacio se expresan en función de la variable en el intervalo siguiente. Así, por ejemplo, en el punto  $i+1$  se puede operar de modo que:

$$\frac{\partial u_{i+1}^{j+1}}{\partial t} = \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_{i+1}^j}{\Delta t} \quad (39)$$

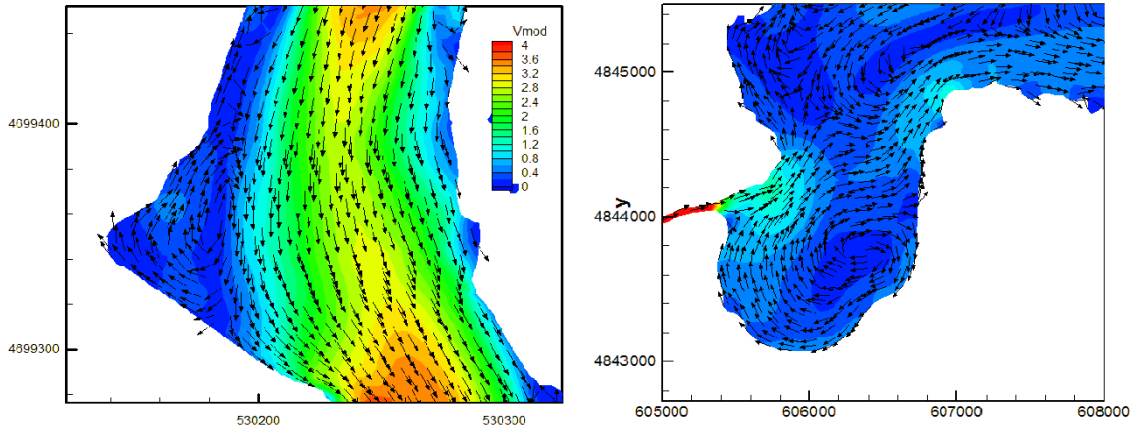
$$\frac{\partial u_{i+1}^{j+1}}{\partial x} = \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_i^{j+1}}{\Delta x} \quad (40)$$

## Modelos de aguas someras bidimensionales

En la modelización de ríos puede ser necesario recurrir a un modelo 2D cuando existen meandros fuertes con llanuras de inundación importantes. En dichas geometrías, para el cálculo de aguas bajas se puede utilizar un modelo 1D, pero para el caudal de avenida la dirección del flujo deja de seguir el cauce principal, inundando las llanuras adyacentes para circular por el cauce de aguas altas, mucho más rectilíneo y ancho que el cauce principal, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014).

Otro caso en el que se debe recurrir a la modelización bidimensional en ríos es en el estudio de tramos cortos en los que existen ensanchamientos y estrechamientos de sección que pueden provocar, en función de las condiciones de calado y caudal, zonas de recirculación importantes (Figura 12). Estas zonas de recirculación, que también suelen aparecer para determinadas condiciones de marea en la desembocadura de ríos en estuarios, son importantes porque reducen la sección efectiva de desagüe, provocando un aumento de velocidad en el resto de la sección. Tienen importancia también en el transporte de sedimentos y sustancias solubles, las cuales pueden quedar atrapadas en estas zonas de aguas muertas, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014).

A diferencia de los modelos 1D, en los que se trabaja con la velocidad media en la sección, y se asume que la dirección del flujo es perpendicular a esta, los modelos 2D trabajan con las dos componentes de la velocidad horizontal promediada en profundidad. Dichas componentes se definen las ecuaciones 41, 42 y 43.



**Figura 12: Zonas de recirculación en el ensanchamiento de un río (izquierda) y en el interior de una ría (derecha)**

Fuente: CEA, L. & BLADÉ, E. 2014

$$U_x = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} \overline{u_x} dz \quad (41)$$

$$U_y = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} \overline{u_y} dz \quad (42)$$

$$h = z_s - z_b \quad (43)$$

Donde:

$h$ : es el calado en cada punto del dominio estudiado.

$u_x$  y  $u_y$ : son las dos componentes horizontales de la velocidad tridimensional.

$U_x$  y  $U_y$ : son las dos componentes de la velocidad horizontal promediada en profundidad.

$z_b$ : es la elevación del fondo.

$z_s$ : es la elevación de la superficie libre.

Por lo tanto, en los modelos 2D se trabaja sobre un dominio bidimensional con tres variables definidas en cada punto del dominio: el calado y las dos componentes de la velocidad horizontal. Las ecuaciones que rigen la evolución de dichas variables se conocen como ecuaciones de aguas someras promediadas en profundidad o ecuaciones de Saint Venant bidimensionales, y se pueden expresar como:



$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = 0 \quad (44)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = & -gh \frac{\partial h}{\partial x} - gh \frac{\partial Z_b}{\partial x} \\ & + \frac{\tau_{s^2x}}{\rho} - \frac{\tau_{b^2x}}{\rho} + 2\Omega h \sin \lambda U_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial y} \end{aligned} \quad (45)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} = & -gh \frac{\partial h}{\partial x} - gh \frac{\partial Z_b}{\partial y} \\ & + \frac{\tau_{s^2y}}{\rho} - \frac{\tau_{b^2y}}{\rho} - 2\Omega h \sin \lambda U_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} \end{aligned} \quad (46)$$

Donde:

$g$ : es la aceleración de la gravedad.

$\tau_s$ : es la fricción en la superficie libre debida al rozamiento producido por el viento.

$\tau_b$ : es la fricción debido al rozamiento del fondo.

$\rho$ : es la densidad del agua.

$\Omega$ : es la velocidad angular de rotación de la tierra.

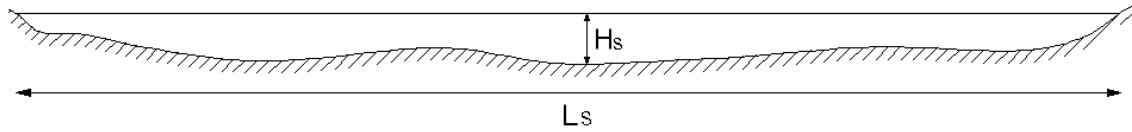
$\lambda$ : es la latitud del punto considerado.

$\tau_{xx}^e$ ,  $\tau_{xy}^e$  y  $\tau_{yy}^e$ : son las tensiones tangenciales efectivas horizontales.

Las ecuaciones pueden además tener en cuenta el efecto de variaciones en la presión atmosférica, así como aportaciones puntuales o distribuidas de caudal.

La deducción matemática de las ecuaciones de aguas poco profundas 2D se realiza promediando en profundidad las ecuaciones de Reynolds tridimensionales. En su derivación es necesario realizar ciertas simplificaciones. Concretamente, se asume una escala espacial vertical (profundidad) mucho menor que la escala horizontal, (ver figura 13), lo cual permite asumir una distribución de presión hidrostática. Al mismo tiempo se asume un campo de velocidad homogéneo en profundidad. La hipótesis de presión hidrostática se cumple razonablemente en el flujo en ríos, así como en las corrientes generadas por la marea en estuarios y zonas costeras. Asimismo, la hipótesis de distribución de velocidad uniforme en profundidad se cumple habitualmente en ríos y estuarios, aunque pueden existir zonas en las que dicha hipótesis no se cumpla debido a

la presencia de flujos locales tridimensionales o a cuñas salinas. En estos casos se debe estudiar la extensión de dichas zonas y su posible repercusión en los resultados, pudiendo ser necesario recurrir a modelos localmente tridimensionales o a modelos bicapa en el caso de cuñas salinas, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014).



**Figura 13: Separación de escalas horizontal (Ls) y vertical (Hs) en flujos poco profundos**

Fuente: CEA, L. & BLADÉ, E. 2014

En su forma más general, las ecuaciones de aguas someras bidimensionales pueden incluir los siguientes efectos:

#### **Presión hidrostática y pendiente del fondo**

Son las fuerzas motrices que ponen en movimiento al fluido. Siempre es necesario tenerlas en cuenta en el cálculo. La correcta evaluación de la pendiente del fondo es fundamental en la precisión de los resultados numéricos, por lo que es muy importante disponer de una buena batimetría. Lo idóneo es disponer de cartografía digital con una resolución espacial suficiente. En los casos en los que únicamente se dispone de un número determinado de secciones transversales es necesario interpolar entre secciones para obtener la cota del fondo en el resto del área de estudio, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014).

#### **Rozamiento del fondo**

La fricción del fondo produce una fuerza tangencial que se opone a la velocidad media. En los modelos bidimensionales la tensión de fondo se calcula en función de la velocidad media promediada en profundidad, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014) como:

$$\tau_b = \rho C_f |U|^2 \quad (47)$$

Donde:

$\tau_b$  : es el módulo de la fuerza de fricción de fondo.

$\rho$  : es la densidad del agua.

$C_f$  : es un coeficiente de fricción de fondo.

Existen diferentes expresiones que permiten aproximar el coeficiente de fricción  $C_f$  . La mayor parte de ellas asumen flujo uniforme en canal con un perfil logarítmico de velocidad en profundidad. Para su cálculo se puede distinguir entre régimen laminar, régimen turbulento liso y régimen turbulento rugoso. En general el régimen laminar nunca se produce, excepto en superficies muy lisas con láminas de agua muy pequeñas (del orden de centímetros o milímetros), (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014). Lo más habitual en hidráulica fluvial es que el régimen sea turbulento rugoso cuando se cumple la siguiente relación:

$$K_s^+ = \frac{K_s u_f}{\nu} > 70 \quad (48)$$

Donde:

$K_s$  : es la altura de rugosidad de fondo y tiene unidades de longitud.

$\nu$  : viscosidad cinemática del fluido.

En este caso se obtiene la siguiente expresión para el coeficiente de fricción  $C_f$  (ley de Keulegan):

$$C_f^{-1/2} = \frac{|U|}{u_f} = 2.5 \ln\left(\frac{11h}{K_s}\right) \quad (49)$$

A diferencia de los modelos 1D, en los modelos 2D el radio hidráulico deja de definirse como área de la sección mojada entre perímetro mojado, ya que en 2D no tiene sentido el definir una sección transversal, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014). Tomando una columna de fluido de anchura  $\Delta x$  y calado  $h$  , el radio hidráulico se calcularía como:

$$R_h = \frac{A}{P_m} = \frac{h\Delta x}{\Delta x} = h \quad (50)$$

Por lo tanto, en los modelos 2D es lo mismo hablar de radio hidráulico y de calado.

### **Tensiones efectivas: viscosidad, turbulencia y dispersión de velocidades**

Las tensiones efectivas horizontales que aparecen en las ecuaciones hidrodinámicas incluyen los efectos de las tensiones viscosas, de las tensiones turbulentas y de la dispersión debido a la no homogeneidad en profundidad del perfil de velocidad, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014).

$$\tau_{ij}^e = \tau_{ij}^v - \overline{u_i u_j} + D_{ij} \quad (51)$$

Donde:

$\tau_{ij}^v$  : son las tensiones viscosas.

$u_i$  y  $u_j$  : son las tensiones turbulentas (también llamadas tensiones de Reynolds).

$D_{ij}$  : son los términos de dispersión.

$$D_{ij} = \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} (U_i - \overline{u_i})(U_j - \overline{u_j}) dz \quad (52)$$

Los términos de dispersión se desprecian en las ecuaciones de aguas someras, debido a la imposibilidad de calcularlos de forma general. Su importancia será mayor cuanto menos uniforme sea el perfil de velocidad en profundidad. Una situación típica en la que estos términos pueden cobrar importancia es en canales con codos o radios de curvatura pequeños, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014).

Las tensiones viscosas se calculan a partir de la viscosidad cinemática del fluido ( $\nu$ ) como:

$$\tau_{ij}^v = \nu \left( \frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right) \quad (53)$$

En general, excepto cerca de las paredes y en flujo laminar, el efecto de las tensiones viscosas es despreciable.

Las tensiones turbulentas son varios órdenes de magnitud mayores que las tensiones viscosas, especialmente en zonas de recirculación, en donde la producción de turbulencia es elevada. En el caso de las ecuaciones de aguas someras bidimensionales las tensiones turbulentas constituyen 3 nuevas incógnitas a calcular, que sumadas al calado y a las velocidades  $U_x$ ,  $U_y$  produce un total de 6 incógnitas. Esto es lo que se conoce como problema de cierre de la turbulencia, porque es necesario resolver un conjunto de 3 ecuaciones con 6 incógnitas. Debido a ello, es necesario utilizar un modelo de turbulencia que permita calcular dichas tensiones turbulentas, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014). La mayoría de los modelos de turbulencia calculan los términos de difusión turbulenta a partir de la siguiente expresión:

$$-\frac{\partial \overline{u_i u_j}}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} (v_t \frac{\partial U_i}{\partial x_j}) \quad (54)$$

Donde:

$v_t$  : es la viscosidad turbulenta o de remolino, que se calcula mediante un modelo de turbulencia para aguas poco profundas.

### **Rozamiento superficial por viento**

La fuerza de rozamiento realizada por el viento sobre la superficie libre se suele calcular a partir de la velocidad del viento a 10 metros de altura mediante un coeficiente de arrastre como:

$$\frac{\tau_s}{\rho} = \frac{\rho_a}{\rho} u_*^2 = \frac{\rho_a}{\rho} C_{10} V_{10}^2 \quad (55)$$

Donde:

$\rho_a$  : es la densidad del aire.

$\rho$  : es la densidad del agua.

$V_{10}$  : la velocidad del viento a 10 metros de altura.

$C_{10}$  : coeficiente de arrastre.

El coeficiente de arrastre  $C_{10}$  depende de la rugosidad de la superficie libre (oleaje). Para condiciones de poco oleaje el coeficiente de arrastre  $C_{10}$  toma valores en torno a  $C_{10} \sim 3 \cdot 10^{-3}$ . Teniendo en cuenta que la densidad del aire es aproximadamente 3 órdenes de magnitud inferior a la del agua, se obtiene la siguiente relación aproximada para la fricción por viento:

$$\frac{\tau_s}{\rho} = 3 \cdot 10^{-6} V_{10}^2 \quad (56)$$

Aunque con este término se tiene en cuenta el efecto de la fuerza del viento sobre la columna de agua, es importante tener en cuenta que, en presencia de vientos fuertes, se pueden generar gradientes de velocidad en profundidad importantes, con velocidades superiores cerca de la superficie. Incluso pueden llegar a producirse recirculaciones en el plano vertical, las cuales no pueden ser resueltas por un modelo de aguas someras, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014).

## **Aportaciones de caudal**

En algunos problemas es necesario modelar el efecto de un aporte puntual o distribuido de caudal en el área de estudio. Algunos ejemplos de aportes puntuales son el vertido de un colector o emisario a un río, o el aporte de caudal de un afluente no incluido en la modelización. El caudal de agua aportado por la lluvia en una tormenta puede ser importante en ciertos problemas, en ese caso se trataría de un aporte de caudal distribuido. También pueden producirse detracciones de caudal, por ejemplo, debido a procesos de infiltración o por la presencia de una toma de agua. Todos estos fenómenos se pueden considerar en las ecuaciones de aguas someras de forma sencilla, simplemente mediante la introducción de un término fuente o sumidero en las ecuaciones de aguas someras, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014).

## **Análisis dimensional de las ecuaciones de aguas someras**

Para un problema dado, la importancia relativa de los diferentes términos implicados en las ecuaciones de aguas someras 2D se puede determinar mediante análisis dimensional de las ecuaciones, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014). Si se adimensionalizan las ecuaciones de aguas someras se obtienen los siguientes ratios adimensionales:

$$F = \frac{U}{\sqrt{gh}} \quad (57)$$

$$T_b = \frac{H}{C_f L} \quad (58)$$

$$R_o = \frac{U}{\Omega L} \quad (59)$$

$$R_l = \frac{UL}{\nu} \quad (60)$$

$$R_t = \frac{UL}{\nu_t} \quad (61)$$

los cuales hacen referencia respectivamente a la fuerza de presión ( $F$ ), a la fuerza de rozamiento del fondo ( $T_b$ ), a la fuerza de Coriolis ( $R_o$ ), a las tensiones tangenciales laminares ( $R_l$ ) y a las tensiones tangenciales turbulentas ( $R_t$ ). La importancia relativa de las fuerzas asociadas a cada número adimensional es inversamente proporcional a la magnitud de dicho número.

## Condiciones de contorno

En un problema bidimensional es necesario distinguir entre dos tipos de contornos: abiertos y cerrados. Los contornos cerrados, también llamados contornos de tipo pared, son impermeables, no permitiendo el paso del fluido a través de ellos. Además, la presencia del contorno tipo pared genera una fuerza de rozamiento lateral en el fluido, de manera similar a la fricción ejercida por el rozamiento del fondo. En general, la superficie de contacto con los contornos laterales es mucho menor que la superficie de contacto con el fondo debido a la separación entre escalas horizontal y vertical, por lo que la fuerza de rozamiento en los contornos de pared se puede despreciar. En este caso se impondría una condición de deslizamiento libre en los contornos cerrados. En problemas en los que la dimensión horizontal y vertical son similares (canales de sección muy estrecha) esta fuerza de rozamiento puede tener cierta importancia en el desarrollo del flujo, aunque en general la influencia es pequeña. En cualquier caso, si se quiere tener en cuenta el efecto del rozamiento lateral se puede introducir una condición de contorno tipo fricción, que consiste en imponer una fuerza tangencial en dirección opuesta al flujo en el contorno. Existen varias maneras de evaluar e implementar dicha fuerza. Una forma sencilla consiste en aumentar de manera artificial el coeficiente de Manning en las zonas pegadas a las paredes, de forma que aumente el rozamiento total en dichas zonas, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014) mediante la siguiente expresión:

$$n_{pared} = \left(1 + \frac{h}{\Delta x}\right)^{2/3} n \quad (62)$$

Donde:

$n$  : es el coeficiente de Manning.

$n_{pared}$  : es el coeficiente de Manning mayorado.

$\Delta x$ : es la anchura de la zona influenciada por el rozamiento de la pared.

Cowan desarrollo un procedimiento para estimar el valor de Manning ( $n$ ) de un río, que es afectado por varios factores primarios. Se calcula mediante la ecuación 63.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5 \quad (63)$$

en donde  $n_0$  es un valor básico de  $n$  para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales comprendidos,  $n_1$  es un valor agregado a  $n_0$  para corregir el efecto de

irregularidades de superficie,  $n_2$  es un valor para las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal,  $n_3$  es un valor de obstrucciones,  $n_4$  es un valor para la vegetación y condiciones de flujo, y  $m_5$  es un factor de corrección para los meandros del canal. Estos valores se seleccionan de la tabla 8, (CHOW, V. 1994).

**Tabla 8: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning (n) del río**

Condiciones de canal		Valores	
Material considerado	Tierra	no	0.020
	Roca cortada		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Liso	n1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal del canal	Gradual	n2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010 - 0.015
Efectivo relativo de obstrucciones	Despreciable	n3	0.000
	Menor		0.010 - 0.015
	Apreciable		0.020 - 0.030
	Severo		0.040 - 0.060
Vegetación	Baja	n4	0.005 - 0.010
	Media		0.010 - 0.025
	Alta		0.025 - 0.050
	Muy alta		0.050 - 0.100
Cantidad de meandros	Menor	m5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: CHOW, V. 1994

En los contornos abiertos se pueden imponer diferentes tipos de condiciones de contorno. Para que las ecuaciones de aguas someras bidimensionales estén bien planteadas desde el punto de vista matemático, el número de condiciones a imponer en los contornos abiertos depende de si se trata de un contorno de entrada o de salida de flujo, así como del tipo de régimen en el contorno (rápido/lento), (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014). Se demuestra matemáticamente que para que el problema esté bien planteado el número de condiciones de contorno a imponer, (ver Tabla 9):



**Tabla 9: Número de condiciones de contorno**

Tipo de contorno	Régimen	Nº condiciones
Contorno entrada	Supercrítico	3
	Subcrítico	2
Contorno salida	Subcrítico	1
	Supercrítico	0

Fuente: CEA, L. & BLADÉ, E. 2014

Las condiciones concretas a imponer pueden ser calado, módulo de la velocidad o dirección del flujo. Lo más habitual es que el flujo discorra en régimen lento en todo el tramo modelado, en cuyo caso es necesario imponer dos condiciones de contorno aguas arriba y una, aguas abajo. Típicamente aguas abajo se impone el calado, o nivel de la superficie libre, mientras que aguas arriba se impone el módulo de la velocidad y la dirección del flujo. También es habitual introducir aguas arriba el caudal total de entrada ( $m^3 / s$ ) en vez del módulo de la velocidad. En dicho caso, a falta de datos más precisos se suele realizar una distribución del caudal unitario ( $m^2 / s$ ) en el contorno de entrada, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014) según la ecuación 64:

$$q_n = \frac{h^{5/3}}{\int h^{5/3} dy} Q \quad (64)$$

Donde:

$q_n$  : es el caudal unitario ( $m^2 / s$ ) normal en cada punto del contorno de entrada.

$Q$  : es el caudal total de entrada por dicho contorno.

La integral en el denominador se extiende a lo largo de todo el contorno considerado.

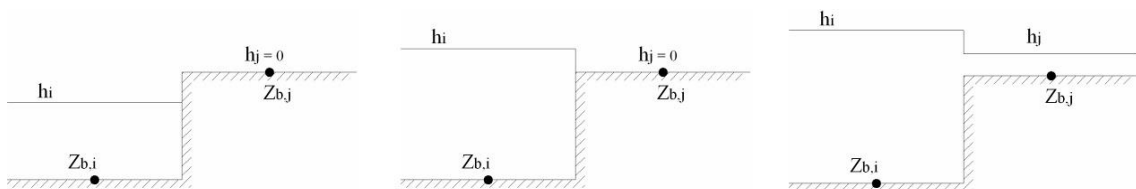
Otras condiciones utilizadas habitualmente en los contornos abiertos son las siguientes:

- Calado constante en espacio y variable tiempo.
- Altura de la superficie libre constante en espacio y variable tiempo.
- Gradiente del calado nulo en dirección perpendicular al contorno.
- Gradiente de la superficie libre nulo en dirección perpendicular al contorno.
- Calado crítico.

## Frentes seco-mojado

La modelización de zonas inundables, así como del movimiento del frente de marea en estuarios y zonas costeras, es fundamental en problemas de hidráulica medioambiental. Las ecuaciones de aguas someras bidimensionales están especialmente indicadas para modelar y evaluar la extensión de zonas inundables en ríos, así como el movimiento del frente de marea en estuarios y zonas costeras. Son problemas en los que generalmente el carácter bidimensional de la geometría es importante en el desarrollo del flujo. En este tipo de problemas es necesario permitir que las diferentes zonas del área de estudio puedan tener agua o no en función de las condiciones del flujo. Entre las zonas secas y las zonas inundadas, aparece un frente seco-mojado que es necesario tratar adecuadamente desde un punto de vista numérico para evitar la aparición de inestabilidades y oscilaciones no físicas en la solución, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014).

Numéricamente, y de forma simplificada, un frente seco-mojado se puede representar mediante un pequeño escalón en el fondo (ver figura 14). En función de la altura de la lámina libre se permite o no el avance del frente hacia las zonas secas.



**Figura 14: Descripción esquemática de la evolución de un frente seco – mojado**

Fuente: CEA, L. & BLADÉ, E. 2014

Este tipo de tratamiento de los frentes seco-mojado ha sido utilizado con éxito tanto para la modelización de procesos estacionarios como no estacionarios, siendo particularmente útil para la simulación de zonas inundables en ríos y zonas costeras, así como para el cálculo de la evolución del frente de marea.

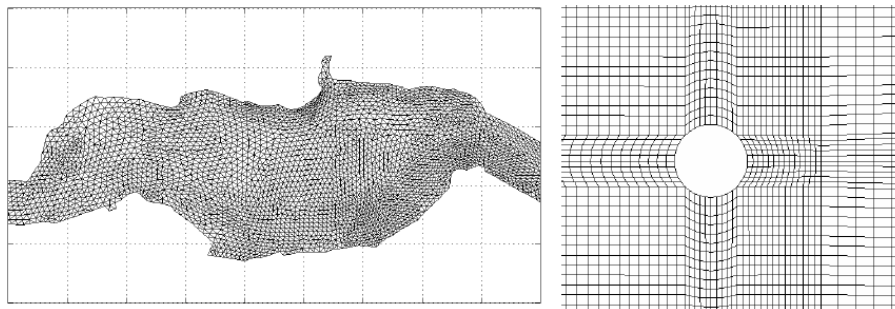
## Mallas de cálculo

La resolución de las ecuaciones de aguas someras 2D pasa por la utilización de métodos numéricos. La descripción de los numerosos métodos y esquemas numéricos existentes queda fuera del alcance de este artículo. Valga decir que para resolver numéricamente las ecuaciones de flujo es necesario discretizarlas en una malla bidimensional. Independientemente del esquema numérico utilizado, las mallas en que se discretizan las

ecuaciones se pueden clasificar de forma general en mallas estructuradas y mallas no estructuradas. Se podría realizar una clasificación más detallada de las mismas, pero para los propósitos de este artículo la anterior clasificación es suficiente, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014).

Las mallas estructuradas bidimensionales están formadas por elementos cuadrangulares ordenados en filas y columnas, de forma que cualquier elemento quede perfectamente identificado por un par de índices ( $ij$ ). La principal ventaja de las mallas estructuradas es su eficiencia desde el punto de vista numérico, tanto en lo que se refiere a la programación de algoritmos como al orden de precisión. Tienen el inconveniente de ser difícilmente adaptables a geometrías muy irregulares, como es el caso de los cauces fluviales. Este problema se solventa en algunos casos mediante el uso de coordenadas curvilíneas o mediante mallas estructuradas por bloques, (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014).

Las mallas no estructuradas están formadas por elementos de cualquier forma. En mallas bidimensionales lo más habitual es utilizar elementos triangulares, pudiéndose utilizar asimismo elementos cuadrangulares en zonas con una geometría más regular. Su principal ventaja es la facilidad con que se adaptan a cualquier geometría, ya que no es necesario que la malla tenga ningún tipo de organización o estructura interna. Esta característica las hace especialmente indicadas para su utilización en hidráulica fluvial, (ver figura 15), (CEA, L. & BLADÉ, E. 2014).



**Figura 15: Ejemplos de malla no estructurada (izquierda) y estructurada por bloques (derecha)**

Fuente: CEA, L. & BLADÉ, E. 2014

## **I. PROCESO DE LA SIMULACIÓN NUMÉRICA DE UNA INUNDACIÓN EN IBER**

Iber es un modelo de simulación numérica del flujo turbulento en lámina libre en régimen no-permanente y de procesos medio ambientales en hidráulica fluvial. Las aplicaciones

de Iber abarcan la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos y el flujo de marea en ríos y estuarios, (GEAMA & FLUMEN, 2012a).

Para poder llevar a cabo un cálculo con Iber se debe tener en cuenta:

- Crear o importar una geometría.
- Asignar una serie de parámetros de entrada (rugosidad, condiciones internas, entre otras).
- Asignar condiciones de frontera y condiciones iniciales.
- Asignar opciones generales de cálculo (tiempo de cálculo, parámetros del esquema numérico, activación de módulos adicionales).
- Construir una malla de cálculo.
- Lanzar el cálculo.

Las condiciones de contorno e iniciales, así como la mayor parte de parámetros se pueden imponer tanto sobre la geometría como sobre la malla. La base del cálculo es la geometría del dominio de la simulación, a continuación, se detalla el procedimiento que se siguió para obtener dicho elemento.

### **Creación de la geometría y asignación de la topografía**

Iber cuenta con una interfaz en la cual se puede crear una geometría desde cero, esto se hace dibujando líneas, puntos y superficies sobre una foto georreferenciada o sobre la propia pantalla de inicio de iber, por otro lado, se pueden importar diferentes formatos estándar (TIN, DXF, ASCII, etc) en los cuales esté contenida la información de la zona donde se quiera realizar el estudio. Para el caso que nos ocupa se ha utilizado la primera opción y se ha creado la geometría desde cero, ya que esto nos permite tener control sobre las partes donde se quiera tener más detalle y donde no, esto con el fin de tener mayor control de la dimensión de la malla de cálculo, (GONZÁLEZ, C. 2012).

### **m. MAPA DE RIESGO**

Se considera que pueden producirse graves daños sobre las personas o los bienes cuando las condiciones hidráulicas durante las avenidas de los ríos satisfagan una o más de las siguientes condiciones, (GEAMA & FLUMEN, 2012b).

- Que el calado sea superior a 1m.

- Que la velocidad del agua sea superior a 1 m/s.
- Que el producto de ambas variables sea superior a 0.5m<sup>2</sup>/s.

Bajo estos criterios Iber hace el cálculo de peligrosidad y los resultados obtenidos de estos cálculos para la simulación donde se utiliza la condición de salida nivel dado. Se considera que una región está en riesgo máximo si el valor de riesgo excede 1.25 y que no está en riesgo si éste es menor que 0.25.

#### **n. MEDIDAS DE MITIGACIÓN**

En general, las diversas alternativas de medidas para el control de inundaciones se pueden clasificar en dos grandes categorías:

- Medidas estructurales.
- Medidas no estructurales.

Las medidas estructurales se asocian con obras (en el ámbito de la ingeniería) que permiten que el caudal de diseño pueda ser conducido a través de la zona en estudio sin producir inundaciones y pueden manifestarse de muy distintas maneras. Las no estructurales se asocian con medidas que no intentan darle la capacidad necesaria al cauce a través de obras civiles, sino de minimizar los daños a la población (en sus vidas, pertenencias o actividades), con educación para la prevención ante fenómenos naturales y elaboración del Plan de Usos del Suelo para orientar el crecimiento de la ciudad hacia zonas seguras, y fuera del alcance de los eventos peligrosos (ARREGUÍN, F et al. 2011).

Es posible que alguna de estas medidas no estructurales sí implique una cierta cantidad de obra civil, pero más bien como un accesorio, no como el mecanismo de control en sí. Por ejemplo, el establecimiento de un sistema de alerta temprana puede requerir la construcción de casetas para la instalación de pluviógrafos y limnógrafos telemétricos en la cuenca aguas arriba de la zona en cuestión, pero sigue considerándose una medida no estructural en el sentido de que no intenta modificar las condiciones de flujo sobre el cauce, sino aumentar la información que con respecto a éste tiene en forma oportuna la población. (ARREGUÍN, F et al. 2011).

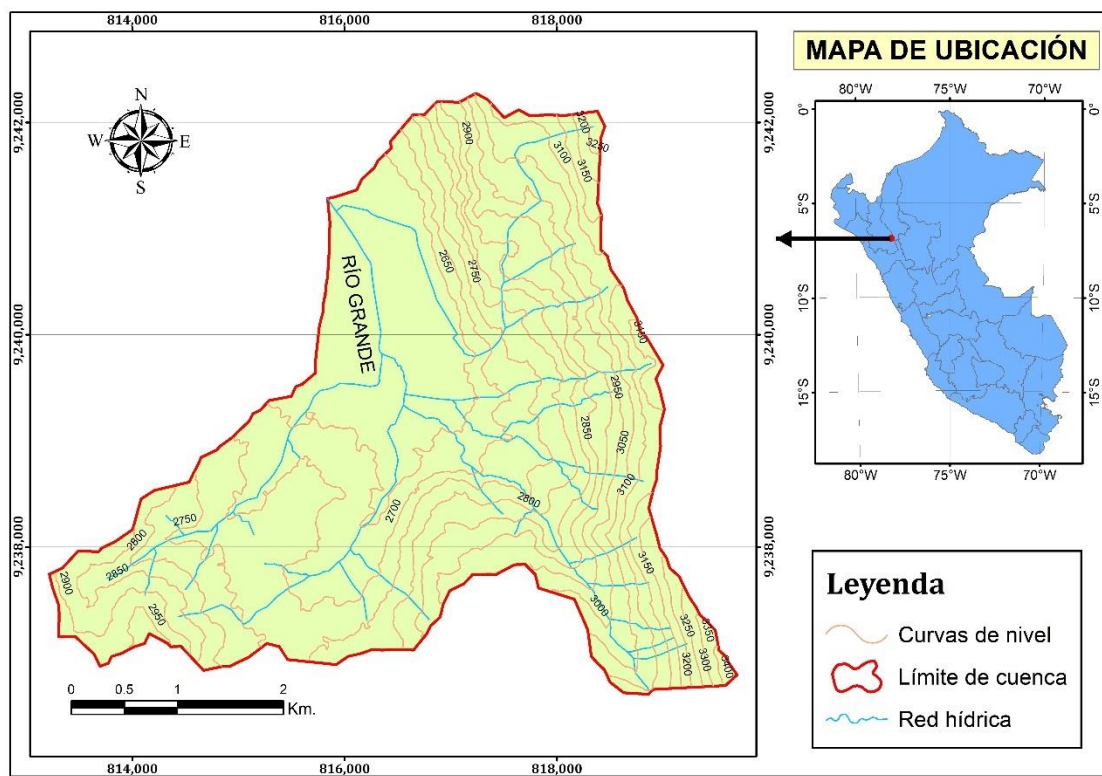
### 2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

- **Zonificación y delimitación de áreas inundables:** Son planos que definen las zonas principales de áreas con inundaciones potenciales, usualmente acompañado por recomendaciones o restricciones tendientes a prevenir daños por inundaciones. Indican la división de un área geográfica en sectores heterogéneos ya que conforme a ciertos criterios. Por ejemplo: capacidad productiva, tipo de construcciones permitidas, intensidad de una amenaza, grado de riesgo.
- **Inundación:** Es la ocupación por parte del agua de zonas que habitualmente están libres de esta, por desbordamiento de ríos, torrentes o ramblas, por lluvias torrenciales, deshielo, por subida de las mareas por encima del nivel habitual, por maremotos, huracanes, entre otros.
- **Riesgo de falla:** Es la probabilidad de que se produzca un suceso con un periodo de retorno  $T$  en algunos de los próximos  $n$  años.
- **Avenida extraordinaria:** Es la elevación del nivel de un curso de agua significativamente mayor que el flujo medio de este. Durante la crecida, el caudal de un curso de agua aumenta en tales proporciones que el lecho del río puede resultar insuficiente para contenerlo. Entonces el agua lo desborda e invade el lecho mayor, también llamado llanura aluvial.
- **Intensidad máxima:** Son las máximas precipitaciones que se dan en una determinada zona por unidad de tiempo.
- **Caudal máximo:** Es el máximo volumen de fluido por unidad de tiempo.
- **Modelo hidráulico:** Es la construcción digital (virtual) de un evento físico, que interviene el agua y permite reproducir y prever el comportamiento de la misma, para poder realizar pruebas y definir soluciones.
- **Tirante:** Es la altura de que alcanza el agua desde el fondo de un lecho.

### III. MATERIALES Y MÉTODOS

#### 3.1. ÁREA DE ESTUDIO

El Distrito de Celendín está ubicado en la Provincia de Celendín del Departamento de Cajamarca, específicamente en la zona 17 S, las coordenadas UTM 9240134 S, 815567, a una altitud aproximada de 2645 msnm. El ámbito de estudio comprende la jurisdicción del distrito de Celendín en la parte baja de la ciudad en el barrio la Breña, en las zonas aledañas al río Grande. (Figura 4); la cuenca del río grande se encuentra ubicada entre las coordenadas UTM 9239064.73 S, 816802.54 W y una altitud media de 2828.051 msnm.



**Figura 16: Ubicación de la cuenca del río Grande de Celendín**

Fuente: Modificado de AP\_07367\_FBD\_F7040\_RT1.dem.tif



**Figura 17: Imagen Satelital de la Zona de Estudio**

Fuente: Modificado de SASPlanet



## **3.2. MATERIALES**

### **TOPOGRAFÍA Y CARTOGRAFÍA**

Para el modelamiento del río es necesario caracterizar y definir las propiedades más importantes que pueden intervenir en el análisis de los flujos. La herramienta de análisis fundamental para esta investigación fueron los sistemas de información geográfica (SIG). Su utilización obedeció a las características fundamentalmente espaciales de la información empleada y a la gran capacidad de estos sistemas para almacenar y manejar los datos, así como para visualizar resultados.

El proceso de formación de una base de información espacial y no espacial fue el fundamento de los procesos de análisis.

Los principales datos y fuentes utilizados para la formación de esta base de información fueron imágenes aerofotográficas como son: AP\_07367\_FBD\_F7040\_RT1.dem.tif, fotozonaUTM.jpg, usoactual.shp y suelos.shp.

Para la adquisición de información geomorfológica, se realizó el levantamiento topográfico de la zona de estudio, el cual consistió de las siguientes etapas:

- Trabajo de campo: El levantamiento topográfico se realizó con Estación Total Leica, la brigada de trabajo fue de tres personas, un operador del equipo y dos primeros. El trabajo consistió en hacer las mediciones a detalle de las secciones del río y de las áreas aledañas. Para iniciar el trabajo se tomaron puntos con el GPS para referenciar la zona, luego se empezó a radiar y tomar puntos de cambio para continuar con el levantamiento topográfico. Finalmente, el trabajo se concluyó en dos días. Los datos del levantamiento topográfico se muestran en el anexo 1.
- Trabajo de gabinete: Con los datos obtenidos en campo se pasó al análisis y procesamiento de los mismos. Con ayuda de software Excel se ordenaron los datos y se guardó en formato csv (delimitado por comas), luego en el software Civil 3D 2017 se subieron los datos y se obtuvieron las curvas de nivel para una equidistancia de 0.5 m en las curvas menores, y en las curvas mayores 2.5 m de equidistancia.

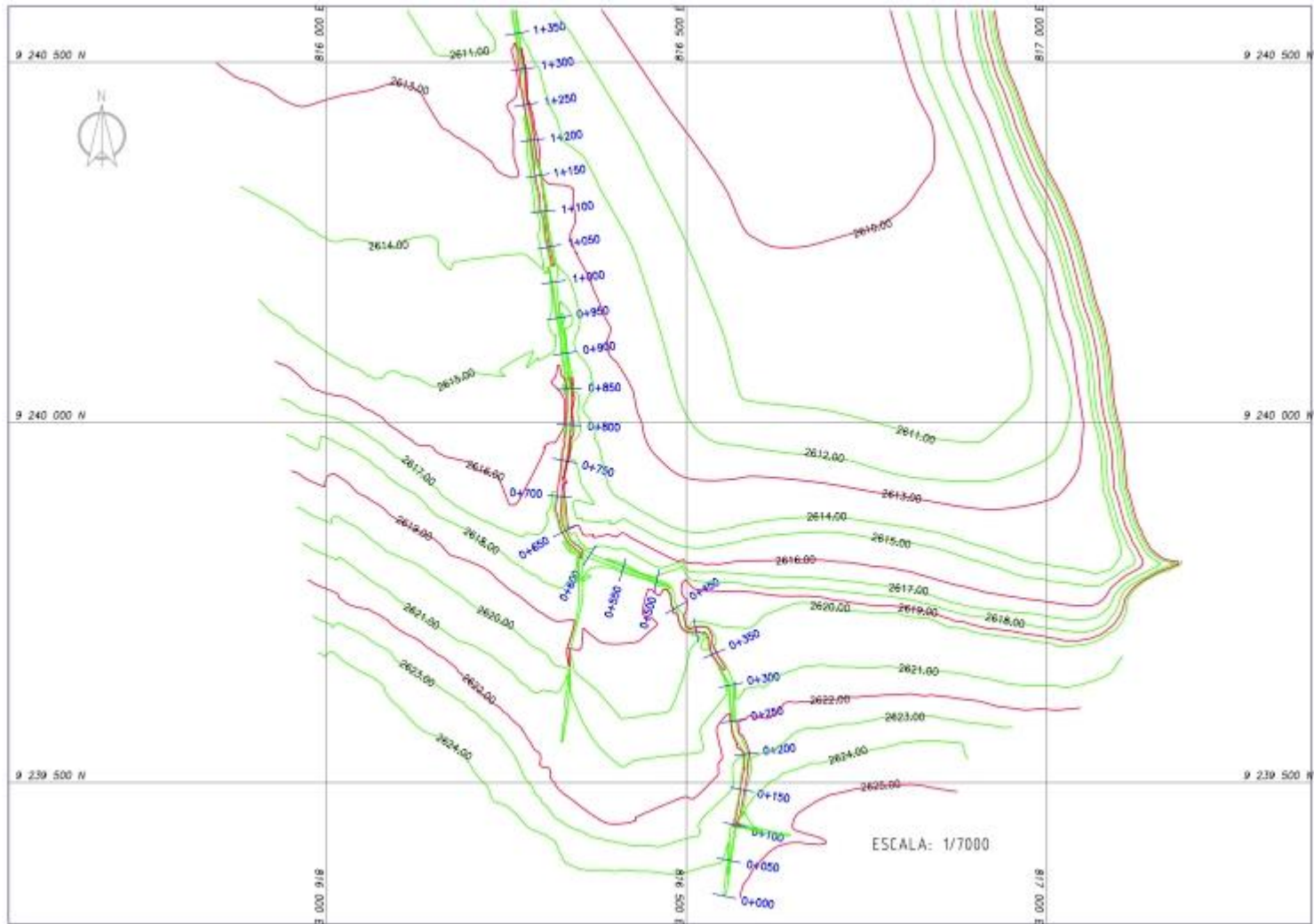


Figura 18: Esquema del tramo de estudio del río Grande Celendín

## **EQUIPOS**

**Estación total.**



**Trípode, bastón y prisma.**



**Wincha.**



**GPS**



## SOFTWARE

- Software Autocad Civil 3D 2017, Arc Gis 10.3, M. Excel 2016, M. Word 2016, Latex, TexStudio, SASPlanet, HidroCALC.
- Software de Modelamiento Hidrológico HidroEsta.
- Software de Modelamiento Hidráulico Bidimensional IBER,

### 3.3. PROCEDIMIENTO

#### a. CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA DEL RÍO GRANDE

En esta etapa para caracterizar la cuenca se visitó el lugar y se sacó algunas fotografías de la cuenca. Se conversó con algunas personas del lugar, también por parte de la Municipalidad Distrital de Celendín nos brindaron información general de la cuenca.

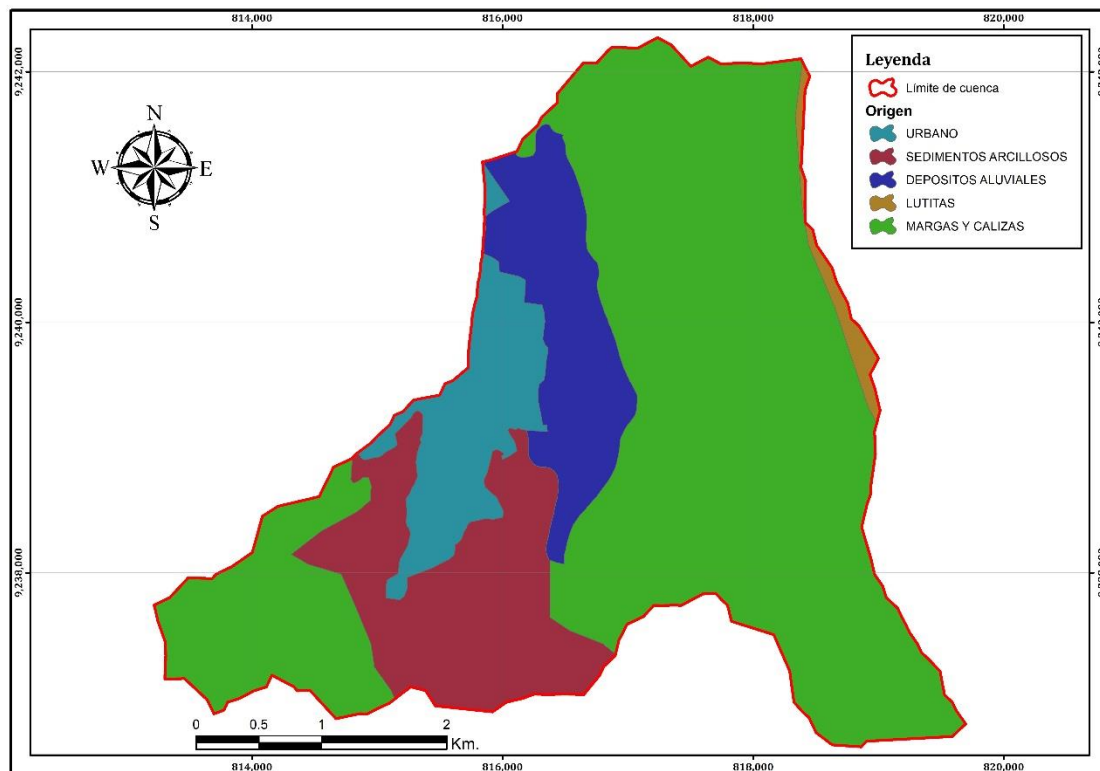
El clima de la zona oscila entre el cálido y el frío templado, con precipitaciones pluviales entre los meses de octubre y abril. Templado de diciembre a mayo y templado frío de junio a noviembre. Temperatura media anual 15°C.



**Figura 19: Panel fotográfico de la cuenca del río Grande**

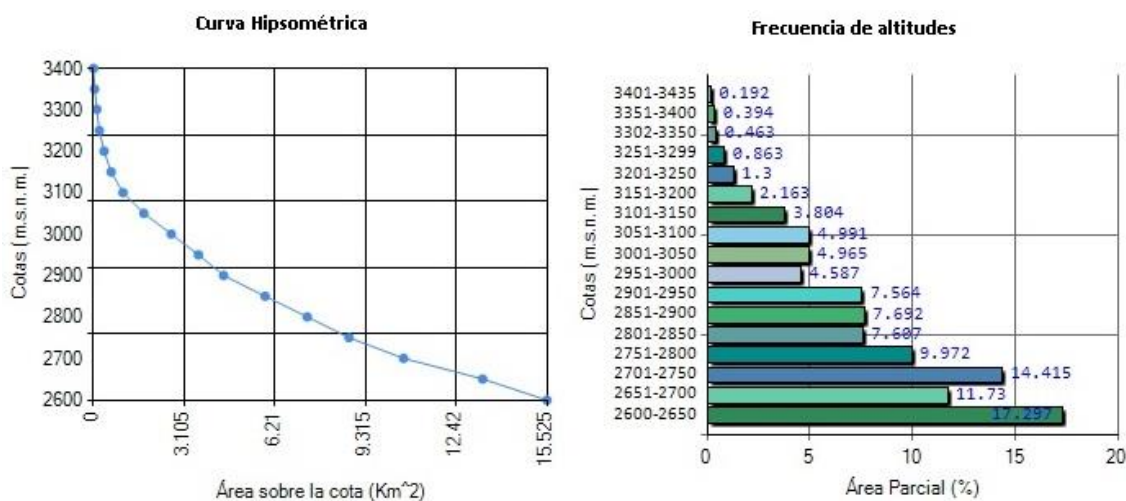
#### Geología de la cuenca

La geología de la cuenca del río Grande se obtuvo de las cartas geográficas descargadas de la ZEE (Zonificación Ecológica y Económica) del ministerio del ambiente el cual presenta las siguientes características particulares: como montañas sedimentarias



**Figura 20: Geología de la cuenca**

Fuente: Modificado de la ZEE



**Figura 21: Curva hipsométrica (izquierda) y el histograma de frecuencias de altitudes (derecha), de la cuenca del río Grande**

Fuente: HidroCALC

formadas sobre una secuencia de margas y calizas gris parduzcas en bancos más o menos uniformes; montañas sedimentarias formadas sobre sedimentos arcillosos tales como lutitas, lodolitas y margas, de color rojo y marrón amarillento; colinas sedimentarias

formadas sobre sedimentos arcillosos tales como lutitas, lodolitas y margas, de color rojo y marrón amarillento; colinas sedimentarias formadas sobre sedimentos arcillosos tales como lutitas, lodolitas y margas, de color rojo y marrón amarillento, depósitos aluviales, (ver figura 20).

### Parámetros de la cuenca

Los parámetros de la cuenca se estimaron en el software HydroCALC En la Tabla 10; se observan los parámetros estimados para la cuenca del río Grande; Además, en la Figura 21 se presentan los gráficos de la curva hipsométrica y el histograma de frecuencias de altitudes.

**Tabla 10: Características geomorfológicas de la cuenca del río Grande**

Parametro		Unidad	Valor	
Área de la cuenca		km <sup>2</sup>	18.773	
Perímetro		km	22.732	
Tiempo de concentración (Tc)		min	55.100	
Parametros de forma	Coeficiente de compacidad (Gravelius)		1.469	
	Factor de forma		0.473	
	Rectangulo equivalente	Lado mayor	km	9.360
		Lado menor	km	2.006
	Longitud del máximo recorrido		km	6.298
	Ancho promedio		km	2.981
	Coeficiente de masividad			0.151
	Coeficiente orográfico			0.426
	Relación de confluencias			3.125
	Relación de longitudes			0.854
	Densidad de drenaje			1.859
Frecuencia de ríos			2.610	
Parametros de relieve	Cota máxima		msnm	2600.000
	Cota mínima		msnm	2435.000
	Altitud media		msnm	2828.051
	Altitud más frecuente		msnm	2600 - 2650
	Pendiente de la cuenca		%	27.450
	Pendiente del cauce principal		%	4.300

### b. ANÁLISIS HIDROLÓGICO

#### Intensidades máximas

El trabajo se realizó con los datos disponibles de intensidades máximas para duraciones de 5, 10, 30, 60 y 120 minutos, de la Estación Augusto Weberbauer (ver tabla 11), ubicada

en los Módulos de la Ciudad Universitaria de la Universidad Nacional de Cajamarca. Estos datos de intensidades máximas, nos permitieron en primer lugar ajustarlo al modelo de distribución Gumbel, para un determinado periodo de retorno y un riesgo de falla, siguiendo una primera metodología, considerando la ecuación 22 de transferencia de intensidades, se transfirió las intensidades de la estación Augusto Weberbauer a la cuenca del río Grande de Celendín.

### **Ajuste a la distribución Gumbel**

La distribución Gumbel, es el modelo que mejor ajusta a datos de eventos extremos como caudales mínimos, máximos, precipitaciones máximas, intensidades máximas. En este caso se ajustó las intensidades máximas de la estación Augusto Weberbauer – Cajamarca. El cálculo se muestra en el anexo 2.

### **Intensidades máximas para diferentes periodos de retorno**

Se calculó el periodo de retorno en función del riesgo de falla y la vida útil de la obra, de acuerdo a la ecuación 2, las intensidades máximas se calcularon en función a la ecuación 4, (ver tabla 11).

### **Parámetros adimensionales de similitud hidráulica de cuencas hidrográficas para la transferencia de información**

La transferencia de información se realizó debido a la falta de información en nuestra cuenca, y cumplió las condiciones de semejanza geométrica, cinemática y dinámica; que están relación con coeficiente de gravelius, relación de confluencias y coeficiente orográfico respectivamente. Estos valores de semejanza de la cuenca de origen y la cuenca de destino se muestran en la tabla 12.

**Tabla 11: Intensidades máximas para diferentes periodos de retorno**

N	R (%)	T	Intensidades máximas estación weberbauer				
			Intensidades máximas (mm/h)				
			5 min	10 min	30 min	60 min	120 min
25	1	2488.0	191.31	137.47	69.15	42.13	26.72
	2	1238.0	179.88	129.39	65.21	39.70	25.08
	5	487.9	164.62	118.60	59.94	36.46	22.90
	10	237.8	152.82	110.27	55.87	33.96	21.21
	15	154.3	145.73	105.25	53.42	32.45	20.19
	20	112.5	140.53	101.58	51.63	31.35	19.44
	22	101.1	138.77	100.34	51.02	30.97	19.19
	25	87.4	136.37	98.64	50.19	30.46	18.85
	30	70.6	132.85	96.15	48.97	29.72	18.34
	40	49.4	126.97	92.00	46.94	28.47	17.50
	50	36.6	121.97	88.46	45.22	27.40	16.78
	60	27.8	117.40	85.23	43.64	26.43	16.13
	70	21.3	112.92	82.07	42.10	25.48	15.48
	80	16.0	108.17	78.71	40.45	24.47	14.80
90	11.4	102.30	74.57	38.43	23.23	13.96	

**Transferencia de intensidades máximas**

La transferencia de información esta se realizó en función de la escala de periodos de duración, escala de altitudes y la intensidad de la cuenca de origen, de acuerdo a la ecuación 22 (ver tabla 15).

Por regresión múltiple con los valores de la tabla 15, se calculó los parámetros k, m y n; para la ecuación 14, que está en función del periodo de retorno y la duración de la lluvia igual al tiempo de concentración, como se muestra en la ecuación 65.

$$I = \frac{250.9915T^{0.1134}}{D^{0.6289}} \tag{65}$$



**Tabla 12: Parámetros adimensionales de similitud hidráulica de cuencas hidrográficas**

Parámetros	Ríos	
	Río Mashcón	Río grande
Área A (Km <sup>2</sup> )	667.44	18.774
Perímetro P (Km)	137.21	22.732
Altitud H(msnm)	3533	2827.634
Número de orden O	4	3
Coefficiente Gravelius KC	1.49	1.469
Relación de Confluencias RC	3.67	3.125
Coefficiente orográfico CO (%)	1.87	1.58
Cuenca	Crisnejas	Alto Marañón
Vertiente	Atlántico	Atlántico

### **Coefficiente de escorrentía ponderado**

Para la obtención del coeficiente de escorrentía para el método racional, se calculó en función la cobertura vegetal, tipo de suelo y la pendiente de la cuenca. Se obtuvieron más de cien coeficientes de los cuales, se sacó un solo coeficiente ponderado (ver tabla 13).

- **Cobertura vegetal**

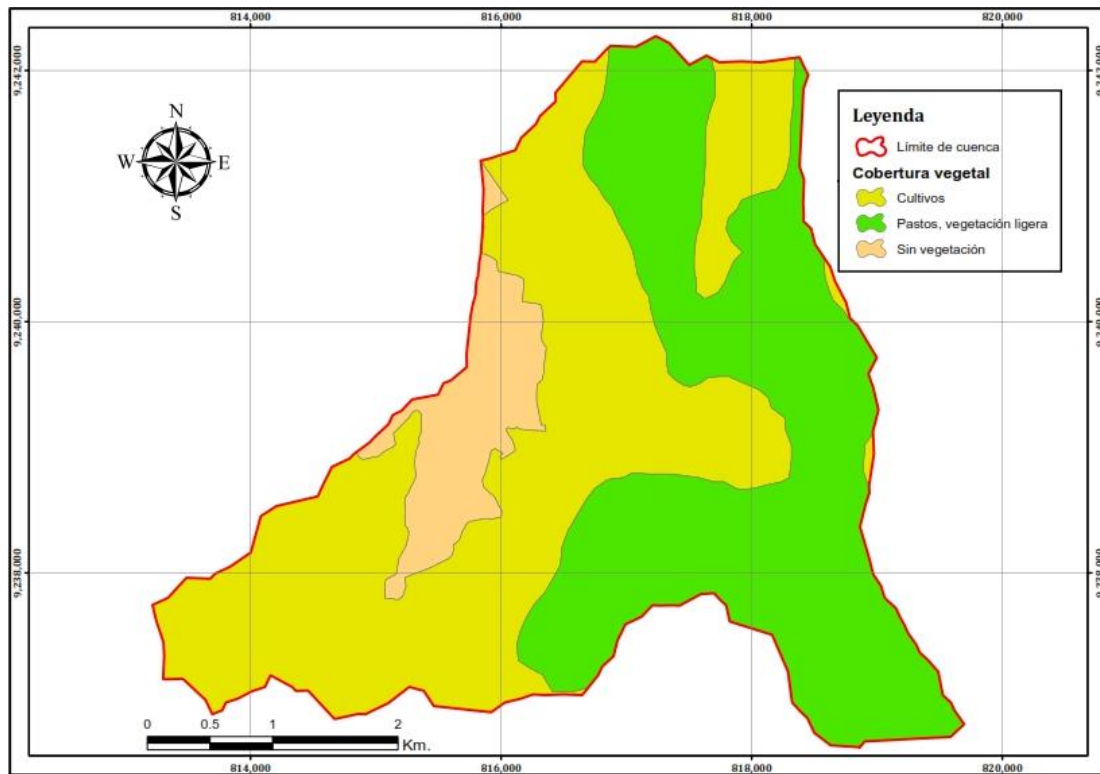
Se señala que la cobertura vegetal presente en esa zona de estudio está representada por suelos urbanos en un 9%, Suelos agrícolas en un 49% y Suelos forestales, pastos en un 42%, (ver figura 22).

- **Tipo de suelo**

El tipo de suelo está en función de las características del suelo, como es la permeabilidad. El cual hay un 55% de suelo permeable, 36% de suelo semipermeable y 9% de suelo impermeable, (ver figura 23).

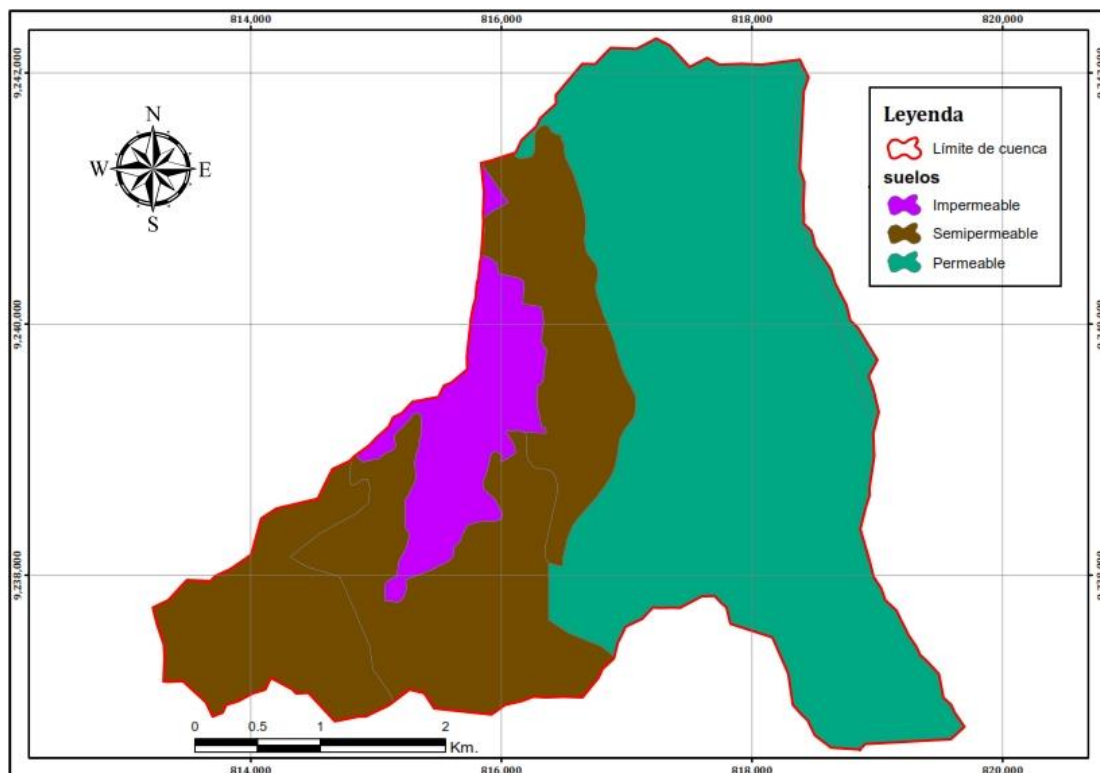
- **Pendiente**

El mapa de pendientes muestra que, en la zona bajo estudio, hay un porcentaje de 0.2% de pendiente despreciable, 7% de pendiente suave, 36% de pendiente media, 44% de pendiente alta y 13% de pendiente pronunciada, (ver figura 24).



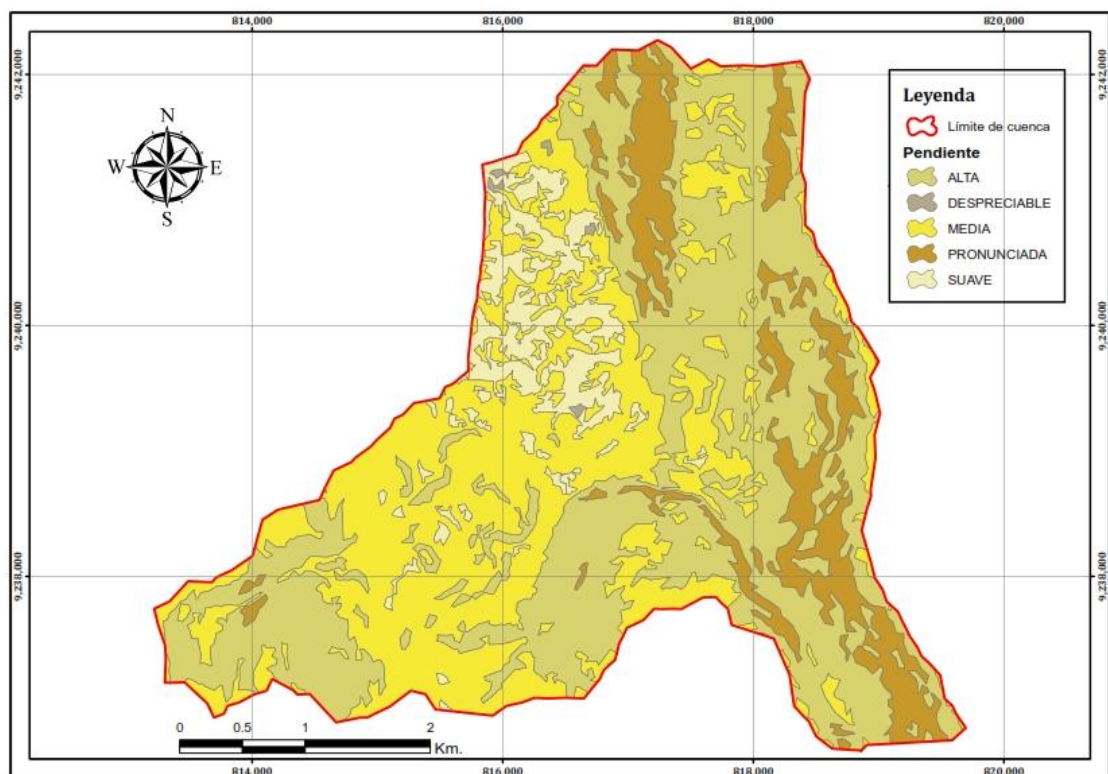
**Figura 22: Cobertura vegetal**

Fuente: Modificado de la ZEE



**Figura 23: Tipo de suelo**

Fuente: Modificado de la ZEE



**Figura 24: Pendientes**

Fuente: Modificado de la ZEE

**Tabla 13: Coeficiente de escorrentía ponderado según el Método Racional**

Areas (ha)	% Areas	pendiente	Cobertura	suelo	Coeficiente de escorrentía	Escorrentía
0.43	0.02%	DESPRECIABLE	Sin vegetación	Inpermeable	0.6	0.00013896
2.32	0.12%	DESPRECIABLE	Cultivos	Semipermeable	0.4	0.00049358
0.49	0.03%	DESPRECIABLE	Cultivos	Permeable	0.2	5.24696E-05
47.18	2.51%	SUAVE	Sin vegetación	Inpermeable	0.65	0.016334797
84.77	4.52%	SUAVE	Cultivos	Semipermeable	0.45	0.020320391
8.50	0.45%	SUAVE	Cultivos	Permeable	0.25	0.001132237
105.33	5.61%	MEDIA	Sin vegetación	Inpermeable	0.7	0.039273989
366.38	19.52%	MEDIA	Cultivos	Semipermeable	0.5	0.097581867
100.28	5.34%	MEDIA	Cultivos	Permeable	0.3	0.016025834
7.62	0.41%	MEDIA	Pastos, vegetación ligera	Semipermeable	0.45	0.001827746
90.26	4.81%	MEDIA	Pastos, vegetación ligera	Permeable	0.25	0.012019846
9.42	0.50%	ALTA	Sin vegetación	Inpermeable	0.75	0.003764152
184.60	9.83%	ALTA	Cultivos	Semipermeable	0.55	0.054082882
139.74	7.44%	ALTA	Cultivos	Permeable	0.35	0.026053804
25.04	1.33%	ALTA	Pastos, vegetación ligera	Semipermeable	0.5	0.006668776
468.99	24.98%	ALTA	Pastos, vegetación ligera	Permeable	0.3	0.074947383
4.05	0.22%	PRONUNCIADA	Cultivos	Semipermeable	0.6	0.001295503
26.55	1.41%	PRONUNCIADA	Cultivos	Permeable	0.4	0.005656327
0.34	0.02%	PRONUNCIADA	Pastos, vegetación ligera	Semipermeable	0.55	9.84459E-05
204.99	10.92%	PRONUNCIADA	Pastos, vegetación ligera	Permeable	0.35	0.038218034
1877.30			Coeficiente de escorrentía ponderado:			0.42

### **c. CARACTERIZACIÓN DEL RÍO GRANDE**

En esta etapa se recurrió a fuentes de información como son cartas geográficas, instituciones que cuentan con información de estudios anteriores, donde las características más generales del río son las siguientes:

- El río Grande se halla por encima de los 2600 msnm, esta zona capta las lluvias provenientes de los meses de octubre a abril, que son los meses de mayor precipitación.
- La ciudad de Celendín está influenciada hidrológicamente por el río Chico que pasa por el centro de la ciudad, recolectando las aguas pluviales de una parte de la de la ciudad; y por el río Grande que recolecta las aguas pluviales de la parte baja de la ciudad, este tramo es el objeto de estudio de este trabajo, ya que existe un alto riesgo de inundación, debido a que es una zona plana, además existen áreas urbanas, cultivos y ganadería que son aledañas al río.
- En esta zona el río Grande tiene cuatro quebradas que son sus afluentes todos ellos desembocan por encima de los 2600 msnm. Existe además una densa red de thalwegs secos (zona del cauce donde se verifican las mayores profundidades) que sólo funcionan cuando se producen grandes lluvias.
- El cauce principal del río Grande tiene su inicio en la parte alta de la cuenca, a una cota de 3250 msnm aproximadamente. el cauce principal una pendiente de 4.3%, en una longitud de 6.298 Km hasta llegar a la confluencia con el río Chico a una cota de 2608 msnm.
- La red hidrográfica de la cuenca del río Grande fluye a la cuenca del río Marañón que pertenece a la vertiente del Atlántico. El río fluye en dirección sur a norte, uniéndose al río La Llanga en el valle de Llanguat.

También se realizó una caracterización desde el punto de vista fluvial, para lo cual se realizó algunas clasificaciones como son: por su edad, por sinuosidad y según Rosgen.

### **d. CAUDALES MÁXIMOS**

En esta etapa corresponde al cálculo de los caudales máximos mediante el método racional, para lo cual se calculó un coeficiente ponderado de esorrentía, también se transfirió las intensidades máximas de la Estación Augusto Weberbauer a la cuenca del río Grande, que se mencionó anteriormente.

En la tabla 14 se muestran los caudales de máximas avenidas para periodo de retorno y riesgos de falla que permita diseñar las estructuras hidráulicas para un correcto drenaje fluvial.

**Tabla 14: Caudales máximo según método Racional**

R (%)	T(años)	Método Racional	
		Imax (mm/h)	Qmax(m3/s)
1	2488.0	49.0	106.3
2	1238.0	45.2	98.2
5	487.9	40.7	88.4
10	237.8	37.5	81.5
15	154.3	35.7	77.6
20	112.5	34.5	74.8
22	101.1	34.1	73.9
25	87.4	33.5	72.7
30	70.6	32.7	71.0
40	49.4	31.4	68.2
50	36.6	30.3	65.9
60	27.8	29.4	63.9
70	21.3	28.5	62.0
80	16.0	27.6	60.0
90	11.4	26.6	57.7

#### **e. SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE DESBORDES DEL RÍO GRANDE**

Este tramo del río se simuló en el programa bidimensional iber como un escenario, para posteriormente interpretar y analizar sus resultados. Este programa se define en tres procesos, pre-proceso, procesamiento y post-proceso los cuales describimos a continuación:

##### **Pre-Proceso**

- Introducción. La secuencia para desarrollar los modelos con Iber, se detallan de la siguiente forma: - Se deberá crear o importar una geometría. - Asignar

- parámetros de entrada (rugosidad de fondo, modelo de turbulencia, etc.) - Asignar condiciones de contorno e iniciales. - Asignar opciones generales de cálculo (tiempo de cálculo, parámetros del esquema numérico, activación de módulos adicionales). - Construir una malla de cálculo. - Realizar el cálculo.
- Crear o importar una geometría. Se creó una interfaz en Iber la donde se creó una geometría desde el inicio, se dibujó puntos directamente, se ingresó coordenadas, líneas y superficies, también se importó distintos formatos estándar (dxf, shapefile, entre otros).
  - Malla de cálculo. Se creó una malla no estructurada. A las zonas propensas a inundaciones se le asignó una malla de 5 m, al tramo del río se le asignó una malla de 0.5 m.
  - Rugosidad. En Iber la rugosidad se asigna a través de un coeficiente de rugosidad de Manning. En este caso se asignó un coeficiente de rugosidad para cada uso de suelo, los valores se tomaron de tablas, y para el río se usó el método de Cowan. Es importante señalar que fue trascendental la asignación del número de Manning (n) a las áreas inundables, para ello se creó regiones en el programa ArcGis, identificando por región una rugosidad característica de la zona, estas rugosidades fueron asignadas de forma automática a la malla a través del formato ASSCI creado en el ArcGis.
  - Modelo digital del terreno. Se asignó un modelo de elevación, el cual se trabajó en ArcGis y se guardó en formato ASCII.
  - Tiempo e intervalo de simulación. Se asignó un tiempo máximo de simulación de 6000 segundos, para intervalos de resultados de 120 segundos.
  - Condiciones de contorno. Se asignó las condiciones de contorno al modelo, para ello en la entrada se señaló que se puede presentar un régimen crítico/subcrítico y un caudal de ingreso correspondiente al caudal máximo. Y a la salida la condición de flujo supercrítico/crítico, y varias posibles salidas como la sección del río y las áreas de baja elevación agua debajo de la zona de estudio.

### **Proceso o cálculo**

- Ejecución de un cálculo. Para comenzar el cálculo, en primer lugar, se fijó los parámetros de cálculo, o datos del problema, mediante las distintas pestañas del menú Datos > Datos del problema. El cálculo comenzó con el menú Calcular. A través de dicho menú es posible iniciar directamente (Calcular > Calcular) o

acceder a la ventana de cálculo, (Calcular> Ventana de cálculo). Esta segunda opción permite tener un mejor control del proceso de cálculo, o acceder al archivo que muestra el estado del proceso (Botón Ver salida), mientras el cálculo se está ejecutando. La ventana de información del proceso también se abre, durante el proceso o cuando éste ha finalizado, con el menú Calcular > Ver información del proceso. Es puede consultar dicha información para detectar posibles avisos de errores.

## **Postproceso**

Una vez finalizado el cálculo, o durante el mismo, se puede acceder al post-proceso para visualizar y analizar los resultados. El cambio entre las interfaces de pre-proceso y post-proceso se realiza mediante el menú Archivo >postproceso y Archivo >preproceso, o mediante los botones correspondientes de la barra de herramientas, figura 15.

- Visualización de Resultados. Iber dispone de multitud de opciones para visualizar y analizar los resultados, personalizar los colores, las leyendas, mostrar etiquetas de valores, etc. Una opción para visualizar resultados es mediante el menú Ventana >ver resultados. La ventana que se abre permite acceder a los distintos grupos de resultados (o Análisis) que se pueden visualizar en cada instante de tiempo, como áreas coloreadas, áreas coloreadas suavizadas, o vectores.
- Creación de gráficos. Con los distintos botones de creación de gráficos de la barra de visualización de resultados (botones evolución de punto, gráfico de línea, gráfico punto y gráfico de borde) es posible crear gráficos de utilidad para el análisis de resultados. Los gráficos creados se pueden gestionar con la ventana de gráficos (Ventana >ver gráficos) y se pueden exportar para abrirlos, por ejemplo, en Excel con Archivo >Exportar >Gráfico.
- Exportar resultados en formato raster. Iber permite exportar la mayoría de resultados en formato ASCII grid de Arc Info a través del menú Iber Herramientas >Resultados en Grid. Sólo se debe seleccionar un resultado, introducir el valor de un instante de tiempo y un tamaño de celda. Iber creará una carpeta dentro de la carpeta del proyecto actual (carpeta Grids of results), y dentro de la misma los archivos en formato ASCII de los resultados seleccionados en el instante de tiempo más próximo al solicitado.

Todas las figuras del pre – proceso, proceso y pos – proceso se muestran en el anexo 3.

## **IV. DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

Esta investigación tuvo como propósito analizar y evaluar escenarios para zonificar áreas inundables, para diferentes riesgos de falla en la predicción hidrológica. Con base en ello, se discuten a continuación los resultados de estos métodos, de acuerdo a los objetivos planteados y la metodología que se usó.

### **4.1. CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA**

Se obtuvo una carta geográfica de 12.5 m de precisión, la cual ayudo a encontrar los parámetros de la cuenca para el tramo en estudio. De la ZEE (Zonificación Ecológica y Económica del Ministerio del Ambiente) se obtuvieron cartas para el tipo de suelo y cobertura vegetal, este material fue de gran ayuda ya nos facilitó una parte del trabajo.

La zona de estudio casi en su totalidad es llanura, es por lo que en la topografía se realizó a detalle. Las curvas de nivel obtenidas del levantamiento topográfico tienen una equidistancia de 0.5 m, se consideró este valor ya que es un valor óptimo.

### **4.2. INTENSIDADES MÁXIMAS**

Los valores de intensidades máximas obtenidas mediante la transposición de información de la estación meteorológica Weberbauer de la Ciudad de Cajamarca, cuya cota es de 2675 msnm a la altura media de la cuenca cuya cota es de 2828.051 msnm, obtuvimos una escala de altitudes igual a 1.057 y una escala de periodos de duración igual a 1 (se transfiere a las mismas duraciones), (ver tabla 15).

Las intensidades transferidas resultan mayores que las intensidades de origen, esto era de esperarse ya que en la escala de altitudes la cota de la estación de origen, es menor que la cota media a la cuenca de destino.



**Tabla 15: Intensidades máximas transferidas a la cuenca de destino**

N	R (%)	T	Intensidades máximas transferidas a la cuenca del río Grande - Celendín				
			Intensidades máximas (mm/h)				
			5 min	10 min	30 min	60 min	120 min
25	1	2488.0	202.3	145.3	73.1	44.5	28.3
	2	1238.0	190.2	136.8	68.9	42.0	26.5
	5	487.9	174.0	125.4	63.4	38.5	24.2
	10	237.8	161.6	116.6	59.1	35.9	22.4
	15	154.3	154.1	111.3	56.5	34.3	21.3
	20	112.5	148.6	107.4	54.6	33.1	20.6
	22	101.1	146.7	106.1	53.9	32.7	20.3
	25	87.4	144.2	104.3	53.1	32.2	19.9
	30	70.6	140.5	101.7	51.8	31.4	19.4
	40	49.4	134.2	97.3	49.6	30.1	18.5
	50	36.6	128.9	93.5	47.8	29.0	17.7
	60	27.8	124.1	90.1	46.1	27.9	17.0
	70	21.3	119.4	86.8	44.5	26.9	16.4
	80	16.0	114.4	83.2	42.8	25.9	15.7
90	11.4	108.2	78.8	40.6	24.6	14.8	

### 4.3. CARACTERÍSTICAS DEL RÍO

Las características del río tienen mucha importancia, para predecir el comportamiento del flujo de agua.

Se realizó diferentes caracterizaciones del río, cada una con sus diferentes parámetros:

- **Por su edad.** El tramo de estudio del río Grande está dentro de los ríos jóvenes, ya que este tramo se encuentra en la parte alta de la cuenca, la mayor parte de la sección tiene forma de V y presentan material fracturado.
- **Por sinuosidad.** Es un río recto, ya que presenta una sinuosidad de 1.071. En este tramo se ha encauzado el río para aprovechar estas áreas en cultivo y ganadería,

esto es un gran problema a largo plazo ya que el río en cualquier momento va a recuperar su cauce natural afectando así a las áreas aledañas.

- **Según Rosgen**

En el primer nivel se realizó una clasificación general que es cualitativa, en función a la pendiente del cauce principal, la sección transversal del río y la vista en planta que se muestra en la figura 7, se obtiene un flujo del tipo A.

En el segundo nivel cuantitativo tenemos los siguientes parámetros que son:

- Atrincheramiento:  $A = 11.54$
- Sinuosidad:  $S = 1.071$
- WD Ratio:  $WD = 4.03$
- Declividad:  $D = 0.0135$

Finalmente, la clasificación del tramo de estudio es: A6. Que indica, el valor “A” significa nuestro río es recto, “6” nos indica que el tipo de suelo predominante es limo/arcilla. El punto donde se realizó el estudio fue en la progresiva 0+350, que es una sección representativa y que no ha sufrido alteraciones de encauzamiento.

El valor de atrincheramiento obtenido es de 11.54, es un valor mayor a la unidad por lo tanto presenta una menor incisión, en este caso existe gran probabilidad de inundación en las zonas aledañas.

**Coefficiente de rugosidad de Manning (n) para el río**

**Tabla 16: Coeficientes de Rugosidad Manning Río Grande**

$n$	Condición del canal	Valor de “n”
$n_0$	Tierra	0.020
$n_1$	Menor	0.005
$n_2$	Gradual	0.000
$n_3$	Despreciable	0.000
$n_4$	Menor	0.010
$m_5$	Menor	1

Se calculó el coeficiente de rugosidad de Manning “n” es 0.035, de acuerdo a la ecuación 63 propuesta por Cowan para el tramo del río, en donde los valores de  $n_0$  a  $n_4$  y  $m_5$  se seleccionaron de la tabla 16.

#### **4.4. CARACTERÍSTICAS DE LAS ÁREAS INUNDABLES**

Es necesario considerar que las características naturales o biofísicas como tal no generan ningún tipo de amenaza, más la conjugación de éstas pueden resultar en alguna amenaza, de ahí que se consideren aspectos por separado como, suelos, cobertura, precipitación y pendientes. Así mismo es necesario tomar en cuenta la influencia antrópica, ya que ésta incrementa el accionar de las mismas.

Existen en río Grande características particulares como son las precipitaciones, las características de sus suelos, así como los usos que éstos han recibido (específicamente de tipo habitacional), que han colocado a varias viviendas en situaciones de riesgo ante las amenazas de aluviones presentes. Las viviendas expuestas a la inundación en esta zona tenemos:

- Las que están en la parte derecha de cauce del río son construcciones precarias (casas de madera y adobe) que no son habitadas permanentemente, solo se usan como alojamiento en épocas de pastoreos o en épocas de cultivos, que les sirve como alojamiento ante cualquier eventualidad climática, también hay algunas casas de campo que mayormente son lugres de descanso de algunas personas los fines de semana, y en menor número viviendas habitadas permanentemente que son las más vulnerables ante inundaciones debido a que se encuentran dentro de la faja marginal del río, estas viviendas cuentan con los servicios de agua y luz, no cuentan con desagüe sus aguas servidas son vertidas directo al río.
- Las que están en la parte izquierda del cauce del río son las viviendas de la parte baja de la Ciudad, el tipo de material de estas construcciones es de ladrillo y de adobe, también se encuentran en riesgo de inundación debido a su cercanía del río y es más peligroso debido a que sus calles son pavimentadas que lo hace impermeable, aumentando así el riesgo. En esta zona si se cuenta con la mayoría de los servicios como luz, agua, desagüe y en algunas viviendas cuentan con cable e internet.

## Usos de suelos de las áreas inundables

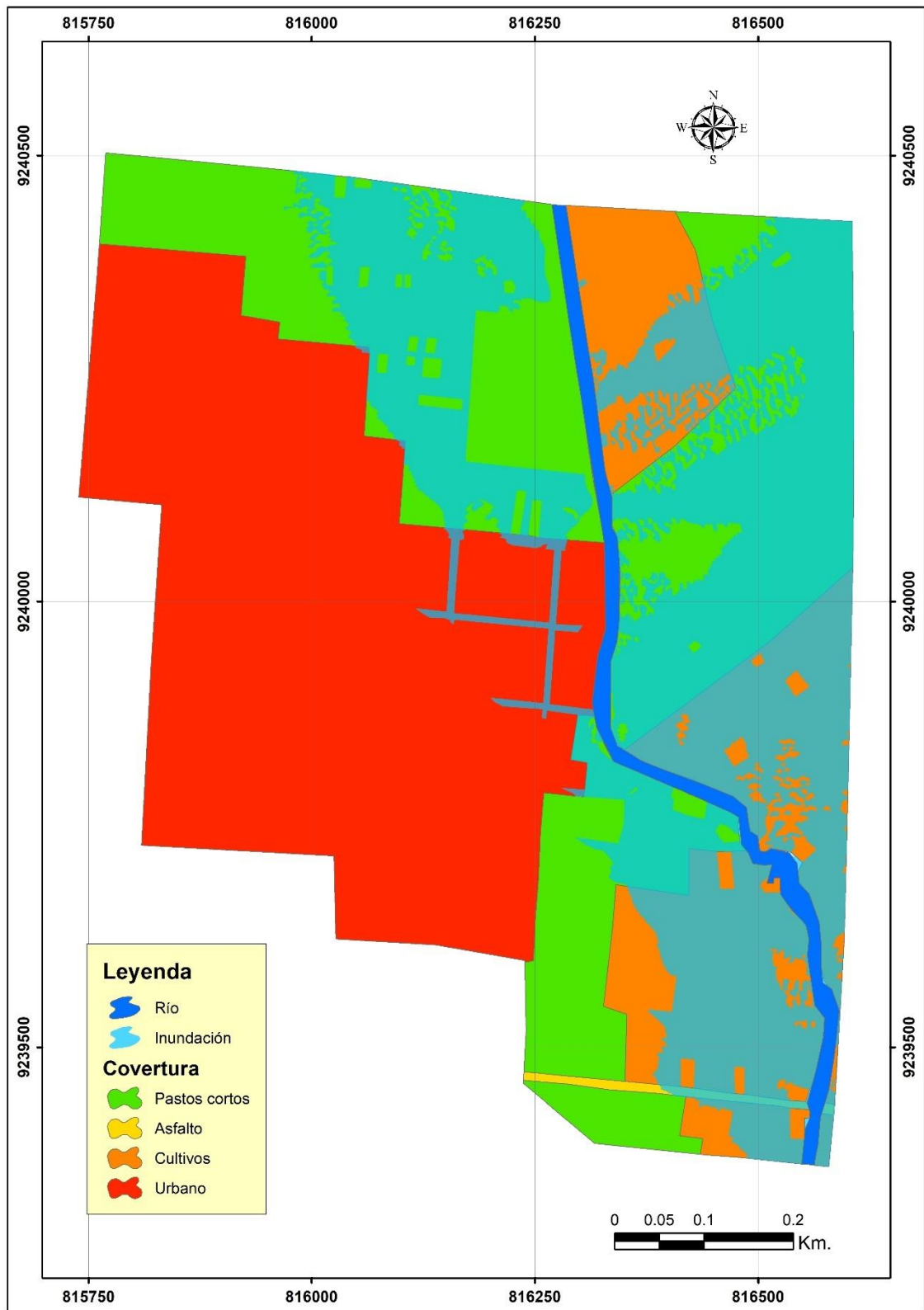
Se señala que los usos de suelos presentes en la zona de estudio están representados por:

- Pastos cortos (51.6%), los tipos de pastos en estas áreas son la grama, trébol, entre otros, que sirven de alimento del ganado.
- Cultivos (34%), en esta zona los cultivos más comunes son la papa, el maíz, frijol, habas, avena, cebada, aguaymanto, entre otros; cada uno de estos cultivos tienen su época de cultivo, por lo que no todos los terrenos no están sembrados al mismo tiempo.
- Urbano 14%), son las áreas donde se encuentran las viviendas, las calles de la Ciudad de Celendín la mayoría de las calles se encuentran pavimentadas impidiendo así la infiltración.
- Asfalto (0.4%), es la menor cobertura que hay en la zona de estudio, corresponde a la carretera que va hacia la selva norte.

El mapa muestra con detalle el tipo de cobertura existente en el área de estudio (figura 25).

En las zonas aledañas al río Grande, se ha venido eliminando la cobertura vegetal debido a la expansión de la agricultura, la ganadería y en un menor grado la urbanización, causando una disminución de las aguas en las zonas de recarga acuífera y aumentando la escorrentía superficial, aumentando así el riesgo de inundación.

Es importante tomar en consideración el cambio de cobertura en las cuencas, si se establece una correlación en las cuencas que todavía están cubiertas de bosque o reforestadas, con las que están altamente intervenidas (deforestadas), ya que aun cuando presentan características similares como pendientes, patrones de drenaje y el clima, las más intervenidas resultaron afectadas ante una modificación de los niveles de precipitación, mientras que las que presentan cobertura boscosa no sufrió deterioro o desprendimientos.



**Figura 25: Mapa de cobertura vegetal de la zona de estudio**

La zona de estudio como se observa en la figura 25, tiene diferentes usos de suelos como: pastos altos, pastos cortos, asfalto, áreas de cultivo y zona urbana; por lo que se asigna diferentes coeficientes de rugosidad, que se muestran en la tabla 17.

**Tabla 17: Valores del coeficiente de rugosidad de Manning (n) de las áreas inundables**

<b>Covertura</b>	<b>valores</b>
Pastos cortos	0.035
Asfalto	0.016
Cultivos	0.04
Urbano	0.02

#### **4.5. CAUDALES MÁXIMOS**

Para estimar los caudales máximos se usó el método Racional, ya es el que mejor se ajusta a las características de la cuenca. Además, el área colectora es igual al área receptora; por lo que este método es el más idóneo para cálculo de los caudales.

Los caudales que se usaron para la simulación fueron para riesgos de falla de 5, 10, 15, 20, 22, 25, 30, 40 % (tabla 18), se usaron estos valores ya son representativos. Para una vida útil de las obras de 25 años según lo estipulado en el manual de hidráulica e hidrología del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

**Tabla 18: Caudales para la simulación hidráulica**

<b>R (%)</b>	<b>T(años)</b>	<b>Qmax(m3/s)</b>
5	487.9	88.4
10	237.8	81.5
15	154.3	77.6
20	112.5	74.8
22	101.1	73.9
25	87.4	72.7
30	70.6	71.0
40	49.4	68.2

## 4.6. MODELAMIENTO HIDRÁULICO

### a. INCREMENTO DEL TIRANTE DE AGUA

El tirante va incrementándose con el transcurrir del tiempo como se muestra en las figuras 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32 y 33 en promedio el tirante es de 1m de altura. En el río alcanza alturas máximas de 2.25 m, y en las zonas aledañas más bajas alcanza un valor máximo de 0.90 m, este valor no puede ser muy peligroso ya que es menor al límite máximo de 1 m; pero debemos tener en cuenta que estas alturas combinadas con las velocidades si superan los 0.5 m/s pueden causar daños graves.

Los jirones afectados en la zona urbana son: dos cuadras del Jr. Celendín con una altura de agua promedio de 0.30 m, una cuadra del Jr. Javier Heraud con una altura de agua promedio de 0.06 m, una cuadra y media de Jr. Bolognesi con una altura de agua promedio de 0.40 m, dos cuadras del Jr. Grau con una altura de agua promedio de 0.22 m y los alrededores del estadio municipal tienen una altura promedio de 0.14 m. Como se observa los valores de los jirones Bolognesi y Celendín son un poco mayor a los demás por lo que implica que se debe tener un poco más de precaución.

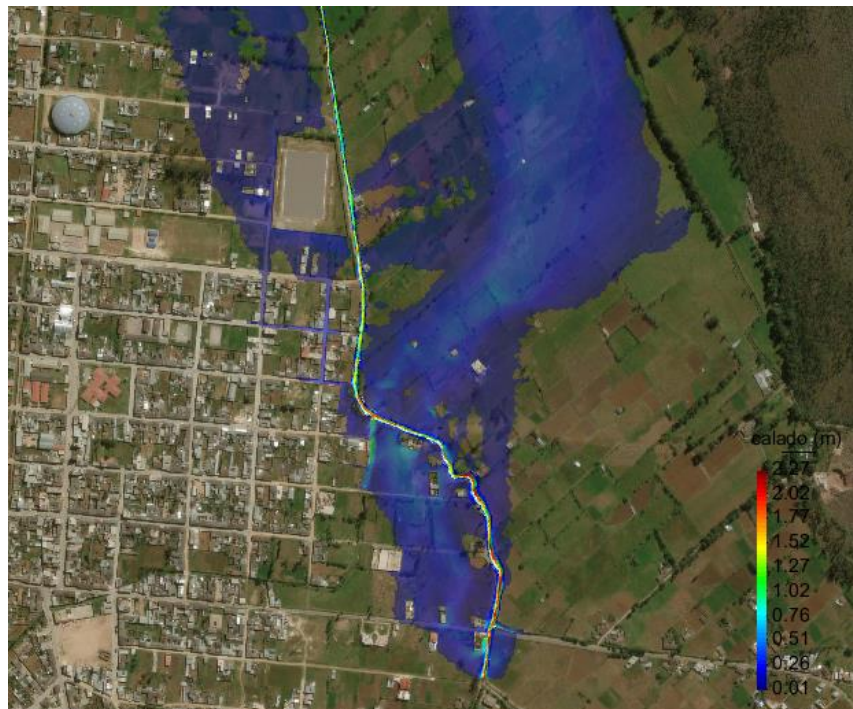
Se realizó la simulación para el flujo con las condiciones descritas anteriormente. A continuación, se presentan los mapas de inundación de tirantes de agua, para los riesgos de falla estimados.



**Figura 26: Tirantes de agua para un caudal de 68.2 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 40%**

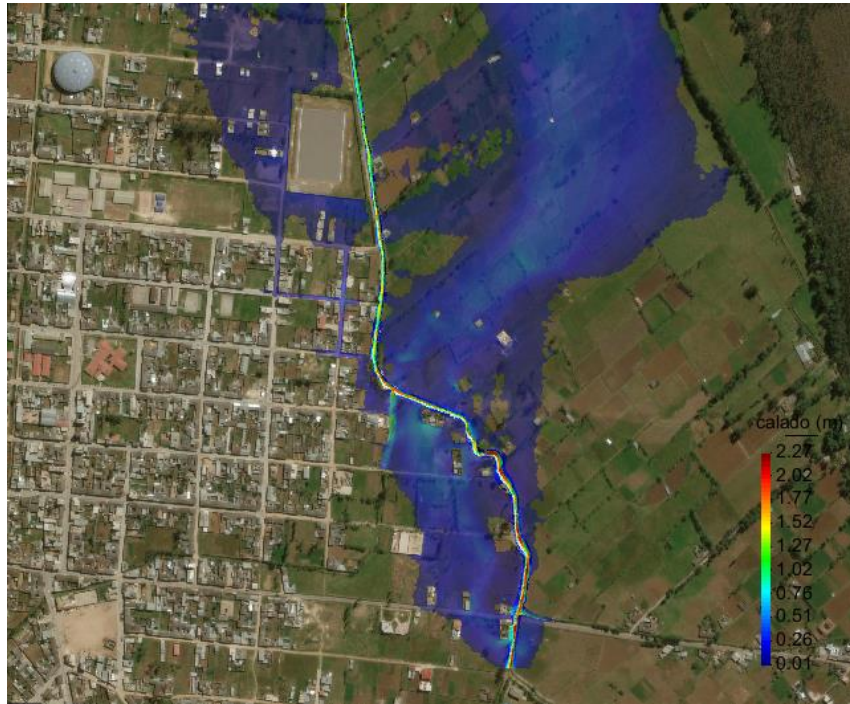


**Figura 27: Tirantes de agua para un caudal de 71 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 30%**



**Figura 28: Tirantes de agua para un caudal de 72.7 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 25%**





**Figura 29: Tirantes de agua para un caudal de 73.9 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 22%**



**Figura 30: Tirantes de agua para un caudal de 74.8 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 20%**



**Figura 31: Tirantes de agua para un caudal de 77.6 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 15%**



**Figura 32: Tirantes de agua para un caudal de 81.5 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 10%**



**Figura 33: Tirantes de agua para un caudal de 88.4 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 5%**

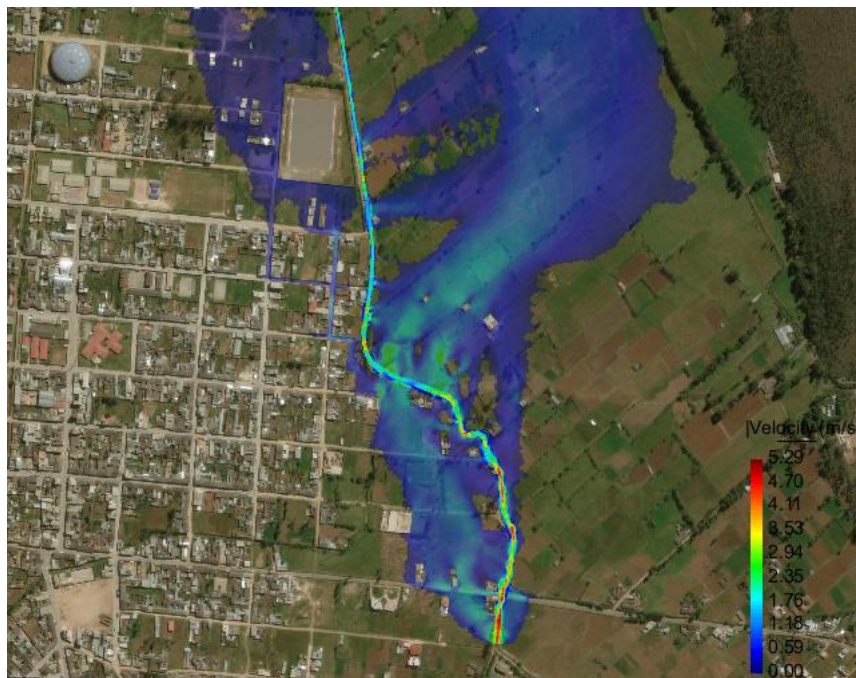
En las figuras anteriores, para todos los casos de riesgo de falla estudiados anteriormente se presentan zonas de mayor inundación en ambos márgenes desde las progresivas 0+000 a 0+800, desde las progresivas 0+900 a 1+050 se evidencia la inundación solo en el margen derecho del río.

Hay mayor altura de agua en la zona baja como se evidencia al margen derecho del río, y son las zonas agrícolas; la zona urbana es afectada, pero en menor proporción.

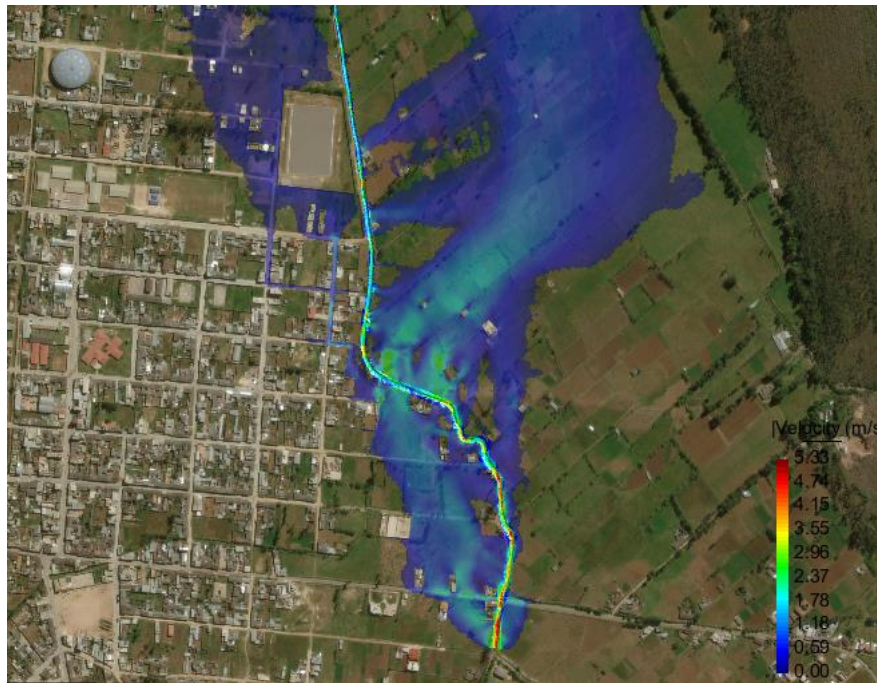
## b. VARIACIÓN DE VELOCIDAD

Los rangos de velocidad máximas que se muestran en las figuras 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40 y 41; son de 5.30 m/s para el río, lo cual con esto puede causar erosión en el fondo y en las partes laterales del río. En las zonas inundadas las velocidades alcanzan un máximo de 3 m/s lo cual puede causar daños en las personas y los bienes ya que excede 1m/s que es el límite donde la velocidad no causa daños. Luego también hay velocidades menores a 1 m/s que no son peligrosas.

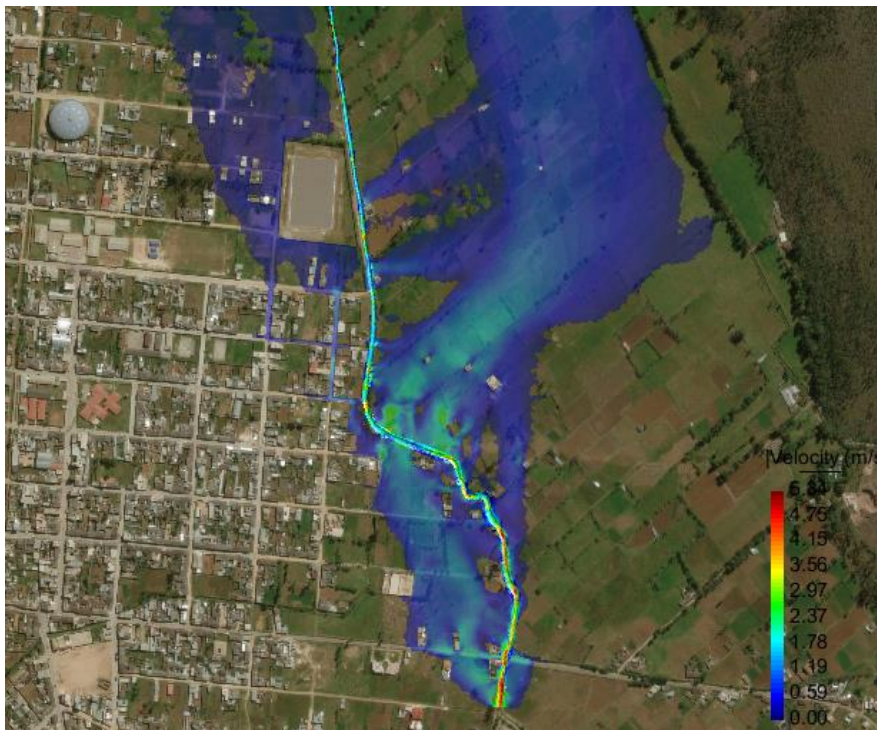
Las velocidades en los jirones afectados son: dos cuadras del Jr. Celendín con una velocidad promedio de 1.47 m/s, una cuadra del Jr. Javier Heraud con una velocidad promedio de 0.60 m/s, una cuadra y media de Jr. Bolognesi con una velocidad promedio de 1.42 m/s, dos cuadras del Jr. Grau con una velocidad promedio de 0.55 m/s y los alrededores del estadio municipal tienen una velocidad promedio de 0.44 m/s. Como se observa los valores de los jirones Bolognesi y Celendín son mayores a los demás por lo que implica que son más peligrosos.



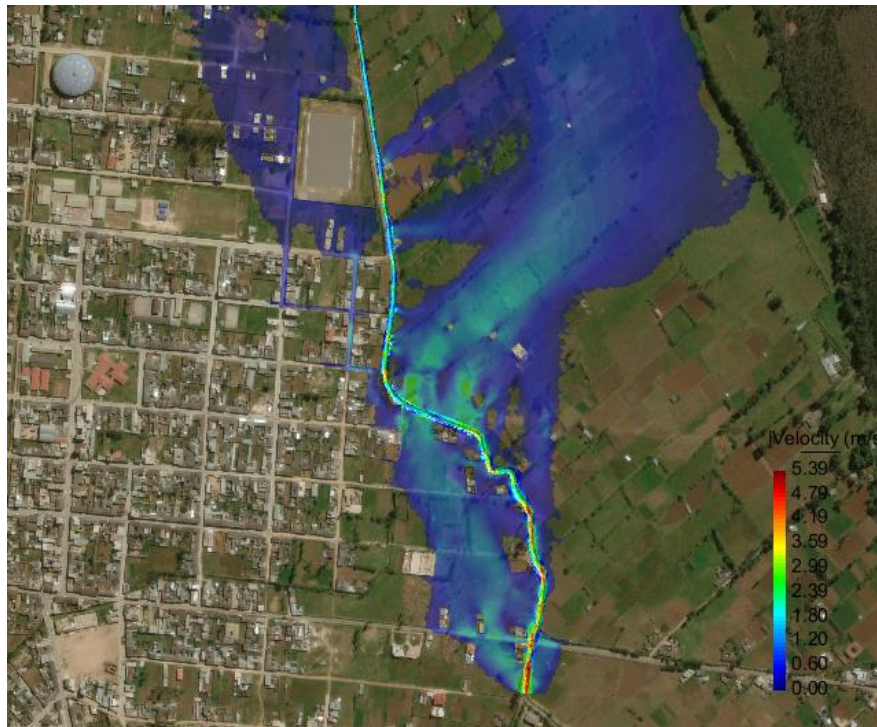
**Figura 34: Velocidades de agua para un caudal de 68.2 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 40%**



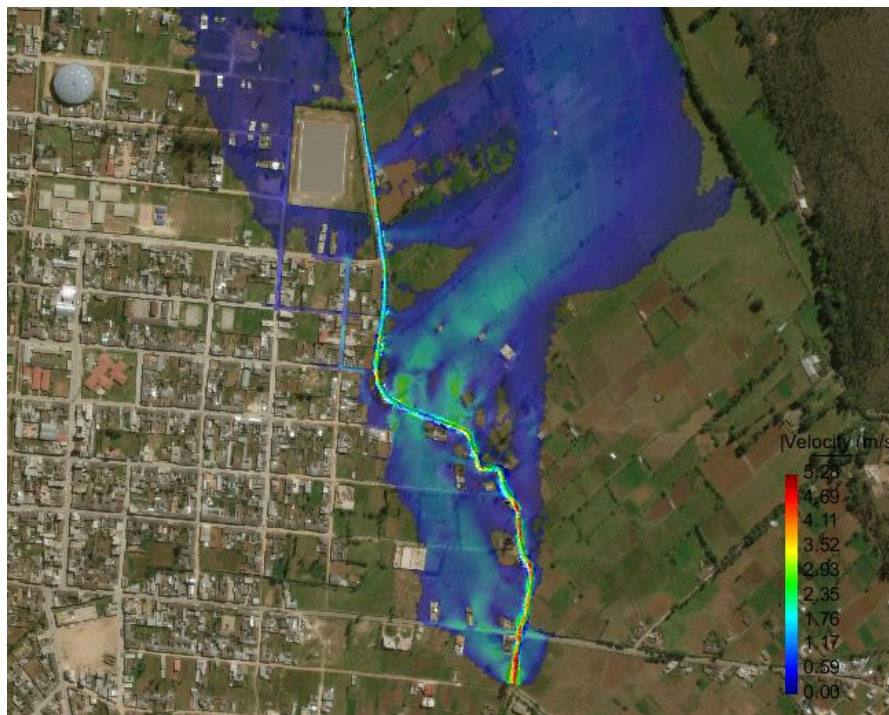
**Figura 35: Velocidades de agua para un caudal de 71 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 30%**



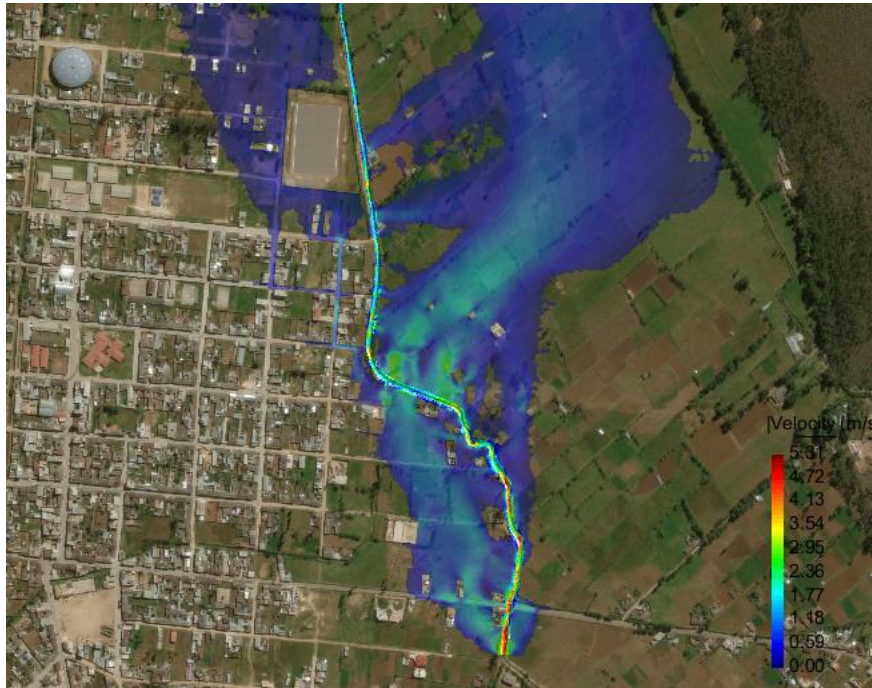
**Figura 36: Velocidades de agua para un caudal de 72.7 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 25%**



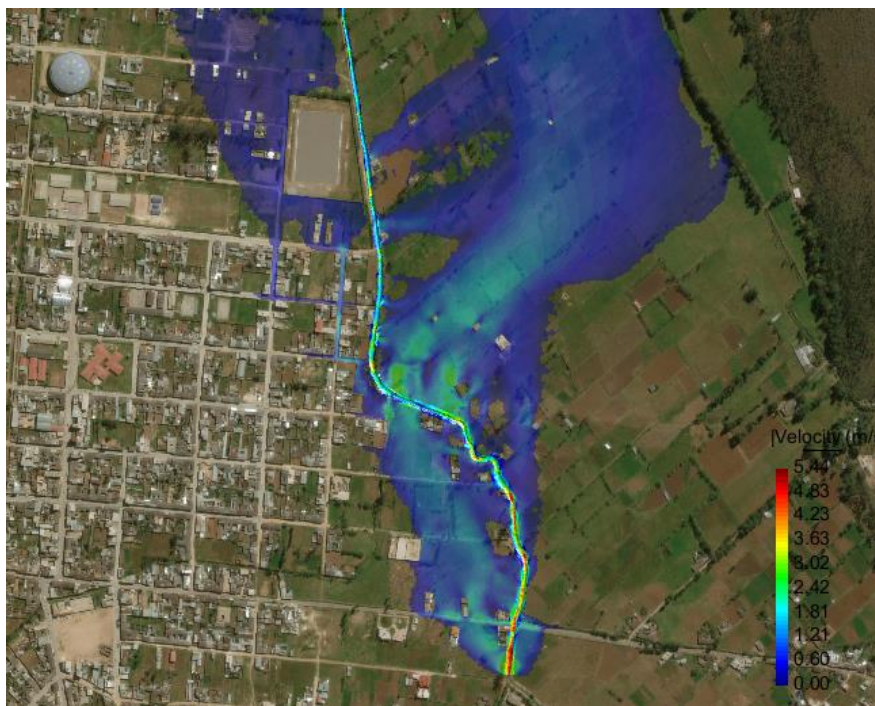
**Figura 37: Velocidades de agua para un caudal de 73.9 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 22%**



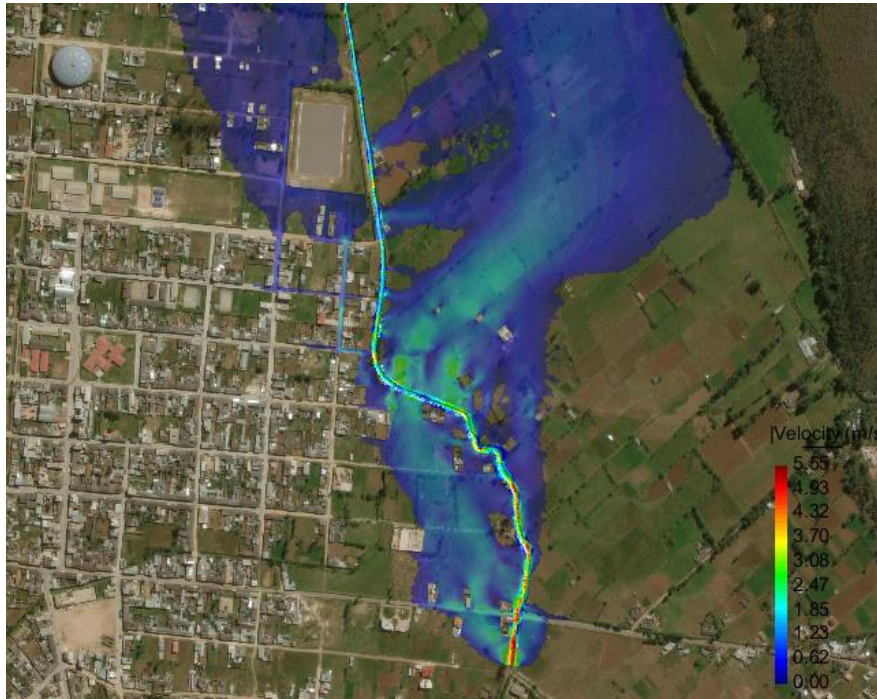
**Figura 38: Velocidades de agua para un caudal de 74.8 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 20%**



**Figura 39 : Velocidades de agua para un caudal de 77.6 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 15%**



**Figura 40: Velocidades de agua para un caudal de 81.5 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 10%**



**Figura 41: Velocidades de agua para un caudal de 88.4 m<sup>3</sup>/s y riesgo de falla de 5%**

En las Figuras anteriores, se observan que los mayores valores de velocidad se desarrollan en las progresivas 0+450 a 0+750. Ello se debe principalmente a las características morfológicas que presenta este sector.

**Tabla 19: Áreas inundadas para cada riesgo de falla modelado**

Riesgo (%)	Área (ha)
40	26.54
30	27.00
25	27.23
22	27.33
20	27.50
15	27.63
10	28.00
5	28.40



#### 4.7. MAPAS DE RIESGO

En el anexo 4, se muestran los mapas de peligrosidad de la inundación que está en función de la altura de agua y de la velocidad, el límite para esta clasificación es la multiplicación de estas dos variables sea de 0.5 m<sup>2</sup>/s. La zona de color rojo indica una alta peligrosidad puede causar daños materiales y pérdida de vidas humanas, la zona de color amarillo indica una moderada peligrosidad se debe tener precaución en estas áreas, la zona de color celeste indica que hay peligrosidad baja. Las áreas inundadas para cada tipo de peligrosidad se muestran en la tabla 20.

La peligrosidad alta se presenta mayormente en la zona agrícola y ganadera, donde hay mayor desnivel. En la zona urbana los jirones que se ven afectados son el Jr. Bolognesi y el Jr. Celendín. Hay mayor área de peligrosidad alta, estas zonas se debe tener cuidado ya que implica un riesgo para las vidas humanas y daños materiales. Las bajas peligrosidades no implican ningún daño.

**Tabla 20: Áreas inundadas de acuerdo a su riesgo**

<b>Riesgo (%)</b>	<b>Áreas inundadas de peligrosidad (ha)</b>		
	<b>Baja</b>	<b>Moderada</b>	<b>Alta</b>
40	10.31	8.75	7.48
30	10.42	8.75	7.81
25	10.45	8.76	8.02
22	10.37	8.79	8.17
20	10.39	8.81	8.30
15	10.25	8.79	8.60
10	10.24	8.74	9.01
5	10.07	8.68	9.64

## **4.8. MEDIDAS DE MITIGACIÓN**

### **a. LINEAMIENTOS Y ACCIONES PARA EL MANEJO Y MITIGACIÓN DEL RIESGO A INUNDACIONES**

#### **Medidas de mitigación**

Se considera necesaria la realización de un plan dirigido a lograr un manejo adecuado del riesgo que se vive en la zona, así como la realización de talleres de capacitación, dictados por entes competentes para ello.

Las medidas de mitigación se relacionan básicamente al uso del suelo, si bien las formaciones superficiales dañadas ya lo están irreparablemente, las que aún no se han fracturado pueden ser protegidas a un nivel aceptable cultivando árboles mediante un plan de reforestación utilizando las especies apropiadas. También debería desestimularse la construcción de viviendas en las zonas afectadas.

Así mismo, se requiere el compromiso por parte de las autoridades municipales, principalmente, por ser su ámbito de funciones más localizada a darle un seguimiento a dichas actividades de mitigación de riesgo, para así lograr en un futuro a corto, mediano y/o largo plazo un adecuado cumplimiento de las mismas, hecho que a su vez se traducirá en una eficiente reducción y mitigación de la vulnerabilidad y por consiguiente del riesgo a fenómenos climáticos.

Como resultado de las informaciones primaria y secundaria recabadas para la elaboración de esta investigación, se proponen zonificar las áreas con riesgo de inundación para tomar acciones de prevención que conlleven no solo a reducir la vulnerabilidad a desastres de la zona, sino que también contribuyan a lograr un mejor bienestar y un desarrollo integral de sus habitantes.

Para lograr efectividad en tales acciones propuestas, es básico que exista participación, no solo a nivel de la comunidad y de la población en general, sino que también se requiere la participación de toda institución a nivel nacional, local o comunal que de alguna manera pueda colaborar en la consecución del bienestar integral y la mejora la calidad de vida de las personas. Es por ello que se proponen como medidas de mitigación:

- **A nivel social**

Los líderes de cada lugar reconocidos, deben promover la elaboración de planes de emergencias a nivel local y si es posible a nivel de cada familia, solicitando para ello el apoyo de instituciones como la Comisión Nacional de Emergencias, el Comité Local de Emergencia.

Es necesario implementar en las zonas más vulnerables un sistema de alerta temprana, que funcione eficazmente y capacitar a los habitantes para el uso adecuado del mismo.

Solicitar información ante los entes encargados de crearla y manejarla (Municipalidad, INDECI a través de los comités locales) y manifestar interés ante los mismos, para tener un amplio conocimiento en el acontecer del Distrito de Celendín, como por ejemplo: conocer qué proyectos están en planes de desarrollar, en qué sector se ha incrementado la amenaza, etc.

Hacer partícipes a los habitantes en todo tipo de proyecto que se ejecute especialmente en el Barrio la Breña donde la vulnerabilidad social resultó con lo más altos promedios.

- **A nivel institucional**

- **La municipalidad.** Realizar un estudio de zonificación para urbanismo, y así destinar para la construcción de viviendas únicamente las áreas adecuadas para ello, así como impedir la construcción en las zonas no aptas para dicho uso.

Establecer convenios y acuerdos con instituciones nacionales e internacionales a fin de desarrollar e implementar un plan de manejo integrado de las cuencas, ya que es necesario en esta zona.

Conjuntamente con otras instituciones, se deben elaborar planes de reforestación en aquellos sectores donde es evidente un alto grado de deforestación, ya que está comprobado que las zonas donde existe cobertura boscosa o están reforestadas, han tenido mejor capacidad de amortiguamiento ante los eventos extremos de precipitación.

- **Instituciones nacionales y locales.** Por parte de los ciudadanos y el INDECI, la ejecución de actividades de capacitación, donde se logre la participación de la mayoría de la población, incluso los niños, mediante planes destinados para ellos en las escuelas y colegios.

Constantemente, es necesario realizar dragados y limpiezas en los ríos por ejemplo, ya que con frecuencia acarrean gran cantidad de materiales que tienden a obstruirlos y evitan el paso de material en caso de una inundación.

Por parte de las instituciones que han llevado a cabo monitoreos en las diversas zonas afectadas (INDECI), es necesario por parte de éstos, divulgar la información referente a las amenazas que existen en todo el distrito, con el fin de alertar a la población y estén preparados ante cualquier eventualidad.

De ser posible, la construcción de cualquier estructura con técnicas de ingeniería que toleren o retengan un posible movimiento del suelo. También, específicamente en el río Grande en la zona de estudio, es precisa la construcción de estructuras para encausar mejor el flujo de agua.

Promover y desarrollar proyectos de manejo integral de los recursos naturales, así como transferir el uso de tecnologías de conservación de suelos, aguas y bosque que sean sostenibles.

#### **b. TIPIFICACIÓN DE SOLUCIONES ALTERNATIVAS**

En este caso las medidas de mitigación tienen que ser combinadas y ser complementarias, para eso se deben tener alternativas de sistemas sostenibles.

##### **Acciones de mitigación**

- **Medidas Estructurales**

En el área de estudio, la reducción de la severidad está referida a mitigar los efectos de fenómenos climáticos y geológicos - climático: especialmente inundaciones y desbordes ocasionado por la crecida del río Grande y sus afluentes que atraviesan la zona de estudio. Las acciones planteadas para la reducción de la severidad son:

- Ensanchamiento del cauce del río Grande y construcción de muros perimetrales. En las progresivas 0+000 a 0+500 se puede optar por un ensanchamiento del cauce, ya que como se observa en el modelo la sección que tiene el río en este tramo no soporta el caudal en caso de una máxima avenida. En este tramo al margen izquierdo del río se está empezando a urbanizar por lo que es necesario protegerlos construyendo muros perimetrales, que en lugar de seguir el margen del río, sigan el perímetro de la población.

- Rectificación del cauce. En las progresivas 0+500 a 1+350 se debe optar por una rectificación del cauce ya que como se observa en la simulación, el agua va por las partes bajas. En este tramo se opta por esta opción ya que la parte inundada es más baja que el fondo del río y no se está urbanizando, solo existe actividades como ganadería y agricultura.

En nuevo cauce del río se debe dejar espacio para la faja marginal. Los lados laterales deben ser protegidos con vegetación que ayuden a contrarrestar las inundaciones.

- Dragado y limpieza del cauce del río Grande. El cauce del río Grande no es un ente estático que permanece invariante en el tiempo. El cauce, bajo condiciones naturales se va erosionando en algunos tramos y el sedimento se va depositando en otros. Esta variación no solamente se da sobre el fondo, sino inclusive sobre las márgenes.

El dragado son soluciones temporales que tendrán que repetirse periódicamente. Esta propuesta es una actividad productiva, con bajo impacto ambiental. Dado el problema de disposición de sedimentos del dragado puede ser utilizada en obras que requieran de esos sedimentos, como podría ser la construcción de bordos.

- Defensas rivereñas. En el tramo de estudio se debe optar por usar el vetiver como alternativa de bioingeniería para el establecimiento de la barrera de vegetación en los márgenes del río. Esta gramínea nativa de la India conocido científicamente como *Chrosopogon Zizanioides*, se utilizada para la construcción de barreras vivas para el control de la erosión. Este material vegetal es capaz de perforar capas compactas de suelo y roca. Asimismo, puede soportar largos períodos de sequía, debido a la presencia de savia en sus hojas, además de adecuarse favorablemente a las condiciones climáticas de la zona.

La utilización del vetiver como método de bioingeniería constituye una herramienta integral, pues permite mejorar las condiciones mecánicas, hidráulicas y medioambientales.

- Reforestación y restitución de la cobertura vegetal del terreno. Dos de las razones por las cuales las cuencas empiezan a producir una mayor cantidad de sedimentos que en el pasado son: deforestación de la misma y cambio de uso del suelo.

En múltiples ocasiones combinadas, pues se eliminan los bosques para obtener mayor área cultivable o de pastoreo. Así que una de las formas de reducir la cantidad de sedimentos que llegan a los cauces, saturando las trampas en caso de

que las haya o reduciendo el área hidráulica y con ello la capacidad de conducción de los ríos aguas abajo, es precisamente la reforestación. Las raíces de los árboles fijan al suelo en su lugar, producen tierra vegetal en la descomposición de sus hojas muertas, misma que adquiere una cobertura vegetal con rapidez y además evita el impacto directo de las gotas de agua sobre el suelo que es una de las razones que separan pequeños trozos del mismo de su superficie.

Pero la reducción de erosión no es la única razón por la que reforestar resulta benéfico como una medida de control de inundaciones. La existencia de un follaje denso cambia de manera importante la dinámica del proceso lluvia-escurrimiento con respecto al que ocurre sobre suelo descubierto o con cobertura vegetal muy dispersa. Inicialmente las hojas de los árboles interceptan una importante cantidad de la precipitación inicial no dejando que nunca llegue al suelo y pueda convertirse en escurrimiento. Aun cuando llueva suficiente como para saturar la capacidad de intercepción de lluvia por parte del follaje se retrasa su llegada al suelo y con ello aumenta ligeramente el llamado tiempo de concentración de la cuenca, que al final reduce el caudal pico de la avenida.

Así que deberíamos pensar más bien en la reconstitución de cobertura vegetal de la cuenca del río Grande igual o similar a la que originalmente mostraba ¿Qué pasa con el agua adicional que no se convierte en escurrimiento superficial debido a un follaje denso? Pues una parte tiene una mayor probabilidad de convertirse en infiltración que realmente llegue a recargar los acuíferos subyacentes. Y la otra parte se convierte en evapotranspiración que recircula el agua a la atmósfera. Esto crea un ambiente más húmedo que promueve que las diversas especies vegetales se propaguen y crezcan más rápidamente.

- **Medidas no Estructurales**

Las medidas no estructurales toman los siguientes criterios que son:

- Programas de Educación. A través de Programas de Educación para la Prevención y Mitigación ante Desastres; comprende un conjunto de acciones que involucran y preparan a la población para afrontar y superar situaciones de emergencia o desastres, a través de la formación de actitudes preventivas orientadas a cubrir los objetivos siguientes: fortalecer una cultura de prevención ante desastres y planificación de las actividades educativas para la prevención y mitigación ante desastres.

- Plan de Usos del Suelo. La propuesta del Plan de Usos del Suelo, es una herramienta para ordenamiento físico espacial del conglomerado urbano del área de estudio; busca viabilizar el logro de la imagen-objetivo, articulando las premisas de ocupación del suelo en sectores menos peligrosos, el cual se detalla: Clasificar el suelo del área de estudio según sus condiciones generales: suelo urbano, suelo urbanizable y suelo no urbanizable, como Marco Normativo para la identificación de zonas de expansión urbana, protección ecológica ambiental (incrementando áreas verdes en la ciudad) y teniendo como premisa fundamental la seguridad física de la ciudad y sus áreas de expansión.

Promover y reorientar el crecimiento urbano de la ciudad de Celendín sobre las zonas que presentan los mejores niveles de aptitud y seguridad física.

Establecer las pautas técnicas y normativas para el racional uso del suelo urbano considerando factores de seguridad urbana ante fenómenos naturales.

- Sistemas de alerta temprana. La frase “sistema de alerta temprana” está siendo usada para todo tipo de sistemas que avisan con oportunidad a la población sobre condiciones adversas.

El propósito es el de reducir el riesgo al que estarían sujetos los afectados por el peligro a través de información oportuna, quitándole la sorpresa al evento extremo. Aunque están basados, al menos parcialmente en mediciones en tiempo real, genera pronósticos a corto plazo aprovechando los tiempos que transcurren entre la ocurrencia (o el inicio de la ocurrencia) de la lluvia y la llegada del pico de la avenida al sitio en cuestión, y/o el tiempo de tránsito de la avenida desde el sitio en el que es medida hasta el sitio a alertar en cuestión.

En general se basan en una red de pluviómetros y limnímetros digitales, en ambos casos de operación automática y con telemetría de algún tipo (transmisión de la información a un sitio de concentración remoto) en tiempo real. En dicho sitio, una computadora concentra los datos de lámina de precipitación en la cuenca y de nivel de la superficie libre del agua en las corrientes alimentadoras del río que pasa por el sitio a alertar. Ingiere estos datos en un modelo lluvia-escorrentamiento y tránsito de avenidas, comparando los caudales pronosticados contra ciertos umbrales que disparan diferentes niveles de alertamiento.

Se requiere de una inversión inicial bastante concentrada, aunque en general mucho menor que la que requieren las medidas estructurales. También se necesita establecer un mecanismo formal de operación y mantenimiento, por personal que

tenga los suficientes conocimientos técnicos, típicamente por arriba del que requieren los usuarios o beneficiarios del sistema de alerta temprana para explotarlo con utilidad.

- **Medidas Preventivas**

La principal regla de buena práctica en el drenaje urbano sostenible es reducir la escorrentía superficial minimizando las superficies impermeables de la ciudad y dividiendo las cuencas vertientes para evitar la concentración de grandes volúmenes de agua en un punto. Con este objetivo se debe procurar drenar hacia zonas verdes, parques y espacios abiertos. También es recomendable recoger en lo posible las aguas pluviales y reutilizarlas para el riego o el lavado de calles, obteniendo de este modo un doble beneficio al disminuir la cantidad de escorrentía superficial y al mismo tiempo ahorrar un consumo de agua potable.

La educación y la concienciación de los ciudadanos en el tema de la limpieza de la ciudad son de suma importancia a la hora de reducir la carga contaminante de la escorrentía. Desde las autoridades municipales, con un correcto plan de limpieza de calles, hasta las escuelas y los hogares, con campañas sobre la utilización de las papeleras y contenedores, la sociedad completa debe implicarse en la solución de un problema que es de todos.



## V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. CONCLUSIONES

- Las áreas zonificadas con riesgo alto de inundación son: en el margen izquierdo desde la progresiva 0+000 a 0+100, que desborda el río e inunda áreas urbanas y agrícolas, luego el agua regresa nuevamente al río en las progresivas 0+550 a 0+600. En el margen derecho, en las progresivas 0+450 a 0+750 el río desborda e inunda áreas agrícolas y ganaderas. La zona urbana con mayor riesgo de inundación y que se encuentra al margen izquierdo son el Jr. Bolognesi y el Jr. Celendín.

Las áreas zonificadas con riesgo medio y bajo de inundación son: al margen izquierdo los Jr. Celendín, Jr. Javier Heraud, Jr. Bolognesi, Jr. Grau y alrededores del estadio municipal. Al margen derecho tenemos zonas agrícolas y ganaderas.

- Se recopiló y procesó la información cartográfica y topográfica de la zona en estudio, obteniéndose así: coordenada media de la cuenca son 816802.536952 *E* y 9239064.7315 *N* y una cota de 2828 *msnm*, el área de la cuenca es 1877.3 *ha*, el perímetro de la cuenca es 22.7 *km*. La topografía de la zona de estudio es llana, las curvas de nivel oscilan entre 2607 y 2625.5 *msnm*.
- Se recopiló información hidrológica de intensidades máximas de la Estación Meteorológica Augusto Weberbauer ubicada en la Ciudad de Cajamarca se procesó y se transfirió esta información a la cuenca del río Grande en Celendín obteniéndose así: 31.4 *mm/h* para un riesgo de 40%, 32.7 *mm/h* para un riesgo de 30%, 33.5 *mm/h* para un riesgo 25%, 34.1 *mm/h* para un riesgo 22%, 34.5 *mm/h* para un riesgo de 20%, 35.7 *mm/h* para un riesgo de 15%, 37.5 *mm/h* para un riesgo de 10% y 40.7 *mm/h* para un riesgo de 5%.
- Se caracterizó el río Grande por algunas clasificaciones en donde se obtuvo que por su edad es un río joven, según la clasificación tradicional es un río recto con una sinuosidad de 1.071, y según Rosgen es un río de tipo A6, que quiere decir que es recto y tipo de suelo predominante es limo – arcilla. El ancho promedio del cauce del río Grande de 8 *m* y una profundidad promedio de 2 *m*, lo cual hace que esta sección sea insuficiente en el caso de una máxima avenida.
- Las mayores áreas afectadas por la inundación son las ganaderas y agrícolas que cuentan con pastos y cultivos respectivamente, la zona que es afectada en menor proporción es la urbana, donde el tipo de material de las viviendas son de ladrillo

y adobe siendo esta última más vulnerable a eventos extremos, los techos de estas viviendas son de calamina, teja y losa aligerada. Cuentan con servicios básicos como agua, desagüe, luz, en algunas viviendas cuentan con cable e internet.

La proporción de los usos de suelos de las áreas inundables en la zona estudio son: 51.6 % de pastos cortos, 34 % cultivos, 14 % urbano y 0.4 % asfalto.

- Los caudales máximos del río Grande se estimaron para una vida útil y el riesgo de falla con los cuales obtuvimos ocho escenarios que son:  $68.2 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $71 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $72.7 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $73.9 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $74.8 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $77.6 \text{ m}^3 / \text{s}$ ,  $81.5 \text{ m}^3 / \text{s}$  y  $88.4 \text{ m}^3 / \text{s}$ ; todos estos valores fueron estimados mediante un análisis estadístico. Que se usaron para modelar en el programa Iber.
- Se modeló hidráulicamente todos los valores de las máximas avenidas descrito anteriormente de la zona de estudio en el programa iber, en donde se puede observar las áreas que son afectadas por la inundación; podemos obtener también mapas de la tirante de agua, mapas de velocidades, mapas de peligrosidad, entre otros.
- Para un 5% de riesgo de falla se obtuvo que las áreas inundables en el margen derecho alcanzan una profundidad de agua de  $0.50 \text{ m}$  y una velocidad de  $1.50 \text{ m/s}$ , aguas abajo el calado aumenta alcanzando profundidades de  $0.80 \text{ m}$  y las velocidades disminuyen alcanzando los  $0.50 \text{ m/s}$ . En el margen izquierdo al inicio del tramo de estudio las profundidades que alcanza el agua son de  $0.40 \text{ m}$  y las velocidades llegan a  $1.40 \text{ m/s}$ , en la zona urbana alcanzan profundidades de  $0.20 \text{ m}$  y velocidades de  $1.50 \text{ m/s}$ , en la parte baja de este margen las profundidades llegan a  $0.05 \text{ m}$  y las velocidades  $0.15 \text{ m/s}$ . La combinación de estos parámetros de profundidades y velocidades se obtuvo los mapas de peligrosidad, los cuales están tipificada por peligrosidad alta, peligrosidad moderada y peligrosidad baja.
- Se propuso algunas medidas que tiendan reducir o mitigar los daños ocasionados por las inundaciones las cuales se clasificaron como estructurales y no estructurales.

## 5.2. RECOMENDACIONES

- Los estudios de zonificación de áreas inundables del barrio la breña de la Ciudad de Celendín, realizados en el presente estudio, se facilitará a las entidades competentes para implementar los trabajos de prevención. De acuerdo a los planos

zonificados, se debe delimitar las áreas según el grado de riesgo que posee. Se recomienda realizar charlas de sensibilización a la población que se verá seriamente afectada.

- Debido a la reducida disponibilidad de información y a la falta de instrumentación no se pudieron realizar ensayos de laboratorio por lo que para efectos de solución se tomaron como referencias otras investigaciones concernientes a inundaciones. Se espera en un futuro cercano se puedan contar con todas las herramientas necesarias para realizar estos tipos de pruebas.
- Para investigaciones futuras, se recomienda evaluar desde el punto de vista costo – beneficio, que alternativa es más adecuada para mitigar el riesgo de inundación, si ensanchar más el río en todo su cauce o rectificar el cauce en un cierto tramo como se propuso anteriormente.
- Con el fin de lograr una solución integral, se recomienda la realización de estudios del río Grande a nivel de cuenca. Estos deberán contemplar el trabajo multidisciplinario de distintos especialistas, con el propósito de lograr la integración de los aspectos técnicos, ambientales, sociales y económicos que requiere un proceso de prevención.
- Es importante señalar que la utilización de modelos más sofisticados es un factor importante que se deberá tener en cuenta para la realización de estudios futuros. Con ello se lograrán obtener resultados más afinados y acordes con la realidad. Además, estos deberán ser acompañados de pruebas en laboratorio, con el fin de corroborar los resultados de los mismos.

## **PROPUESTA**

- Se propone medidas integrales para reducir o mitigar los daños ocasionados por las inundaciones, entre las cuales tenemos estructurales y no estructurales estas tienen que ir combinadas. En las medidas estructurales se propone: ensanchamiento del cauce del río Grande y construcción de bordos perimetrales en las progresivas 0+000 a 0+500, rectificación del cauce en las progresivas 0+500 a 1+350, dragado y limpieza del cauce del río, usar el vetiver como barrera de vegetación en los márgenes del río, reforestación y restitución de la cobertura vegetal del terreno en las áreas afectadas de la cuenca. En las medidas no estructurales se propone: programas de educación a la población involucrada, plan de usos del suelo y sistemas de alerta temprana.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- APARICIO MIJARES FRANCISCO (1992). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Editorial Limusa S.A. de C.V. México.
- APARICIO MIJARES FRANCISCO (1996). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Editorial Limusa S.A. de C.V. México.
- APARICIO MIJARES FRANCISCO (1997). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Editorial Limusa S.A. de C.V. México.
- ARANO, G. (2011). Propuesta metodológica de modelización hidrometeorológica e hidrodinámica enfocada a la ordenación del riesgo de inundación: aplicación a la cuenca del río Pejibaye (Costa Rica). Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. España.
- ARBELÁEZ, A. (2003). Geomorfología Fluvial. Cauca: Universidad de Cauca. Facultad de Ingeniería Civil.
- ARREGUÍN, F., ROSENGAUS, M., ACOSTA, A., CHÁVEZ, R., LÓPEZ, M., HUNGSBERG, U., DÁVILA, A., MEJÍA, E., RUBIO, H. (2011). Manual para el control de inundaciones. Comisión Nacional del Agua México.
- CEA, L. & BLADÉ, E. (2014). Modelización matemática en lecho fijo del flujo en ríos. Modelos 1D y 2D en régimen permanente y variable.
- CHEREQUE, W. (1989). Hidrología para Estudiantes de Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- CHOW, V., MAIDMENT, D. & MAYS, L. (1994). Manual de Hidrología Aplicada. Santafé de Bogotá, Colombia.
- CID, L., MORA, C. & VALENZUELA, M. (1990). Estadística matemática. Probabilidades e Inferencia Estadística. Universidad de Concepción. Chile.
- DÍAZ, H., CAMARASA, A. & CARMONA, P. (2015). Riesgo de inundación de la ciudad de Iquitos. Universidad Nacional de la Amazonía Peruana.
- FERNÁNDEZ, J. (2015). Propuesta de Restauración del Tramo Urbano del Río Rímac Mediante la Aplicación de Bioingeniería. Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.
- GEAMA & FLUMEN. (2012a). IBER, modelación bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas. Manual básico usuario, Ministerio de medio ambiente y medio rural y marino, gobierno de España, España.

- GEAMA & FLUMEN. (2012b). IBER, modelación bidimensional del flujo en lámina libre en aguas poco profundas. Manual de referencia hidráulico, Ministerio de medio ambiente y medio rural y marino, gobierno de España, España.
- GONZÁLEZ, C. (2012). Simulación Numérica de Inundaciones en Villahermosa, México.
- GRAVELIUS, H. (1914). Flsskunde. Goschen Verlagshan dlug Berlin, I. (1985): Morphometry of Drainage Bassins. Amterdam, Elsevier.
- HENAOS, J., (1988). Introducción al manejo de cuencas hidrográficas. Universidad Santo Tomás. Centro de enseñanza desescolarizada. Bogotá.
- INDECI (Instituto Nacional de Defensa Civil). (2011). Manual de estimación del riesgo ante inundaciones fluviales.
- KUNDZEWICZ, W. & TAKEUCHI, K. (1999). Flood protection management: quo vadimus?. Journal del Sciences hydrologiques.
- LEOPOLD, L. (1994). A view of the river. Cambridge: Harvard University Press.
- LÓPEZ CADENAS DE LLANO, F. & MINTEGUI AGUIRRE, J. (1987). Hidrología de superficie. Editorial Salazar. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Montes. Madrid.
- MONSALVE, G. (1995). Hidrología en la Ingeniería. 2da Edición.
- MTC (Ministerio de Trasportes y Comunicaciones del Perú). (2008). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.
- ORTIZ VERA OSWADO. (2015). Similitud hidráulica de sistemas hidrológicos altoandinos y transferencia de información hidrometeorológica. Universidad Nacional Agraria La Molina, Perú.
- PIZARRO, R. & NOVOA, P. (1986). Determinación de valores probabilísticos para variables hidrológicas. Elementos técnicos de Hidrología. Corporación Nacional Forestal (CONAF). Instructivo n° 5. Chile.
- PONCE, V. (2015). Fundamento de la Hidráulica de Canales.
- RAY LINSLEY, (1977). Hidrología para Ingenieros. Santafé de Bogotá, McGraw-Hill.
- ROCHA, A. (1998). Introducción a la Hidráulica Fluvial. Universidad Nacional de Ingeniería. Perú.
- ROSGEN, D. (1994). A classification of natural rivers. ELSEVIER. CATENA.

- SHAO, S. (1970). Estadística para economistas y administradores de empresas. Editorial Herrero Hermanos, SUCS. S.A. México.
- TÉMEZ, J. (1978). Cálculo Hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales. Dirección General de Carreteras. Madrid. España.
- US ARMY CORPS OF ENGINEERS. (2010). HEC-RAS River Analysis System, User's Manual. California: Public Release.
- WMO (World Meteorological Organization). (2008). Urban Flood Risk Management. A Tool for Integrated Flood Management.

## ANEXO 1. DATOS DEL LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

**Tabla 21: Puntos del levantamiento topográfico**

<b>Punto</b>	<b>Este</b>	<b>Norte</b>	<b>Cota</b>	<b>Descripción</b>
1	816577.1	9239522.4	2623.3	E2
2	816577.1	9239522.4	2623.3	E1
3	816618.7	9239350.2	2625.5	R
4	816648.5	9239394.1	2625.6	R
5	816413.7	9239453.4	2621.9	CALL
6	816414	9239448.6	2621.9	CALL
7	816497.8	9239439.7	2622.6	CALL
8	816499	9239444.3	2622.6	CALL
9	816546.7	9239343.5	2625	3
10	816549.4	9239343.1	2624.2	2
11	816551.6	9239342.4	2623.6	1
12	816552.6	9239342.3	2623.6	0
13	816554.4	9239342.6	2623.6	1
14	816555.9	9239343.3	2624.1	2
15	816557	9239344.3	2625.5	3
16	816551.7	9239382.7	2624.1	6
17	816554.1	9239382.5	2624.1	3
18	816551.8	9239398.9	2623.7	7
19	816556.5	9239419.6	2623.7	6
20	816559.2	9239419.3	2623.8	3
21	816559.9	9239419.3	2622.9	2
22	816560.2	9239419.1	2622.5	1
23	816562.1	9239419.2	2622.3	0
24	816564.3	9239419.1	2622.4	1
25	816564.9	9239419.1	2623.2	2
26	816566.8	9239418.9	2624.8	3
27	816567.9	9239418.7	2624.7	4
28	816569.1	9239418.5	2624.1	R
29	816565.9	9239429.2	2622.4	P1
30	816566	9239429.2	2623.2	P1
31	816565.8	9239429.7	2622.4	P1
32	816565.9	9239430.1	2623.9	P1
33	816561.3	9239430.9	2623.8	P1
34	816561.2	9239430.4	2622.5	P1
35	816561.6	9239435.6	2623.8	P1
36	816561.5	9239435.8	2623.1	P1
37	816561.6	9239435.9	2622.4	P1
38	816561.2	9239436.1	2622	P1
39	816566.7	9239434.9	2623.9	P1

(continúa en la página siguiente)

<b>Punto</b>	<b>Este</b>	<b>Norte</b>	<b>Cota</b>	<b>Descripción</b>
40	816566.5	9239435.2	2623.2	P1
41	816566.4	9239435.3	2622.3	P1
42	816599.2	9239436.8	2624.3	Q
43	816598.4	9239435.5	2623.5	Q
44	816597.7	9239432.7	2622.7	Q
45	816597.4	9239432	2623.3	Q
46	816597.7	9239431.1	2624.2	Q
47	816619.6	9239422.3	2624.5	CALL
48	816620.1	9239427.2	2624.5	CALL
49	816571.6	9239436.9	2624.4	Q
50	816571.2	9239438.8	2623	Q
51	816571.6	9239440.4	2622.2	Q
52	816572	9239441.7	2621.8	Q
53	816572.3	9239443.3	2623	Q
54	816568.9	9239439.2	2622.5	Q
55	816557	9239431.7	2623.8	7
56	816555.3	9239439.7	2623.8	7
57	816581.4	9239458	2624.1	8
58	816580.2	9239457.9	2624.5	4
59	816579.1	9239457.9	2624.5	3
60	816576.1	9239458.6	2622.7	2
61	816574.7	9239459.1	2621.7	1
62	816572.3	9239460	2621.6	0
63	816569.4	9239461.5	2621.5	1
64	816569.3	9239461.5	2622.6	2
65	816568.6	9239461.8	2623.7	3
66	816562.9	9239463.9	2623.7	6
67	816585.1	9239488.3	2623.6	4
68	816583	9239488.3	2623.5	3
69	816580.5	9239488.2	2622	2
70	816579.6	9239488.1	2621	1
71	816577.1	9239488.5	2621.2	0
72	816573.7	9239489	2623.2	3
73	816575	9239488.8	2622	2
74	816573.7	9239489.1	2623.2	3
75	816569.6	9239489	2623.3	6
76	816607.3	9239483.2	2624.3	6
77	816599.3	9239490.8	2623.8	8
78	816573.3	9239522	2623.4	6
79	816578.5	9239523.3	2623.4	6
80	816580	9239522.9	2622.9	3
81	816580.8	9239523.1	2620.9	1
82	816582.7	9239523.3	2620.7	0
83	816584.3	9239523.6	2620.8	1

(continúa en la página siguiente)



<b>Punto</b>	<b>Este</b>	<b>Norte</b>	<b>Cota</b>	<b>Descripción</b>
84	816584.8	9239523.7	2621.5	2
85	816586	9239523.9	2622.8	3
86	816591.9	9239522.5	2623.2	8
87	816525.2	9239529.1	2621.1	8
88	816636.7	9239535.4	2623.4	8
89	816495.7	9239540.1	2621	8
90	816620.7	9239545.2	2623	8
91	816590.3	9239541.4	2622.9	4
92	816588.8	9239541.3	2622.9	3
93	816587	9239541	2621.5	2
94	816586.6	9239540.8	2620.8	1
95	816584.3	9239540.3	2620.5	0
96	816582.7	9239539.7	2620.5	1
97	816580.2	9239538.6	2621.8	2
98	816578.1	9239538.4	2623	3
99	816572.4	9239537.3	2622.9	6
100	816582.4	9239559.8	2622.6	3
101	816579.3	9239558.4	2621.5	2
102	816568.8	9239552.4	2622.8	2
103	816576.2	9239556.4	2620.6	0
104	816566.8	9239550	2622.7	6
105	816573	9239554.4	2620.7	2
106	816571.9	9239553.7	2621.3	2
107	816575.8	9239570.7	2622.4	4
108	816573.2	9239569.3	2622.2	3
109	816563.1	9239566.4	2622.7	3
110	816571.6	9239568.5	2620.9	2
111	816571.2	9239568.2	2620.4	1
112	816569.2	9239567.2	2620.2	0
113	816566.8	9239566.2	2620.3	1
114	816566.2	9239565.8	2621	2
115	816569.7	9239586.6	2621.9	4
116	816568	9239586.3	2621.6	3
117	816567.4	9239586	2620.7	2
118	816567	9239586	2620.1	1
119	816560.9	9239585.2	2622.3	3
120	816565	9239585.7	2620	0
121	816563.1	9239585.6	2619.9	1
122	816562.8	9239585.7	2620.5	2
123	816555.2	9239584.3	2622.3	6
124	816409.3	9239588.5	2620	9
125	816408.3	9239581.7	2620.2	9
126	816437	9239586	2620.1	9

(continúa en la página siguiente)

<b>Punto</b>	<b>Este</b>	<b>Norte</b>	<b>Cota</b>	<b>Descripción</b>
127	816436.7	9239579.6	2620.5	9
128	816476.7	9239582.9	2620.1	9
129	816475.7	9239575.3	2620.5	9
130	816516.3	9239578.3	2620.8	9
131	816516.2	9239572.1	2620.9	9
132	816542.3	9239576.8	2622	9
133	816542.4	9239570	2622	9
134	816585.6	9239581.2	2622.3	8
135	816552.6	9239646.2	2621.1	8
136	816619.4	9239663.7	2620.6	8
137	816605.7	9239650.9	2620.6	8
138	816581.8	9239628.6	2621	8
139	816569.8	9239623.4	2620.8	8
140	816567.7	9239623.7	2621.3	4
141	816566	9239623.8	2620.8	3
142	816559.2	9239623.8	2621	3
143	816565.3	9239623.8	2620.1	2
144	816556	9239624	2620.9	6
145	816564.5	9239624	2619.3	1
146	816563.5	9239623.8	2619.3	0
147	816561.3	9239623.8	2619.4	1
148	816560.8	9239623.8	2620	2
149	816557.3	9239638.2	2620.7	3
150	816567.6	9239639.2	2620.6	8
151	816553.4	9239637.7	2620.8	6
152	816567.1	9239639.2	2621.1	4
153	816565.2	9239639.2	2620.8	3
154	816564	9239639.2	2619.7	2
155	816563.1	9239639.1	2619.3	1
156	816561.2	9239638.7	2619.2	0
157	816559.2	9239638.4	2619.3	1
158	816559	9239638.4	2619.8	2
159	816547.3	9239656.4	2621	3
160	816548.6	9239657	2619.8	2
161	816549.4	9239657.3	2619.1	1
162	816558.6	9239661.3	2620.5	8
163	816557.9	9239661	2620.9	4
164	816555.9	9239659.7	2620.9	3
165	816544.6	9239654.2	2620.7	6
166	816554.9	9239659.4	2619.4	2
167	816554.6	9239659.2	2619	1
168	816553.2	9239658.8	2618.8	0
169	816534.4	9239675.5	2620.6	3





**Figura 42: Levantamiento topográfico**



**Figura 43: Zona vulnerable a inundaciones**

## ANEXO 2. ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LAS INTENSIDADES MÁXIMAS

**Tabla 22: Intensidades máximas de la estación Augusto Weberbauer  
- Cajamarca**

<b>Año</b>	<b>5 Min</b>	<b>10 Min</b>	<b>30 Min</b>	<b>60 Min</b>	<b>120 Min</b>
1973	101.00	71.00	24.00	14.00	11.00
1974	73.00	58.00	34.00	18.00	19.00
1975	90.00	50.00	24.00	16.00	10.00
1976	68.00	63.00	37.00	19.00	9.00
1977	65.00	53.00	37.00	21.00	11.00
1978	26.00	24.00	21.00	12.00	6.00
1979	60.00	60.00	38.00	23.00	14.00
1980	73.02	60.10	33.80	21.08	9.24
1981	67.20	54.80	29.13	15.54	13.02
1982	88.29	75.15	37.20	23.10	13.27
1983	75.30	50.40	31.40	23.71	13.99
1984	112.80	71.80	27.60	15.63	9.80
1985	59.31	54.40	25.56	14.70	8.05
1986	84.60	65.40	30.11	15.60	8.23
1987	76.00	49.20	21.60	13.20	7.95
1988	70.40	52.80	23.00	13.79	7.85
1989	73.60	47.80	28.00	16.00	9.60
1990	111.60	75.00	37.94	23.00	12.00
1991	83.00	73.00	41.00	26.00	14.00
1992	56.00	39.00	19.00	10.00	5.00
1993	58.00	51.00	28.00	18.00	10.00
1994	91.49	64.18	36.22	19.04	12.91
1995	71.11	56.25	28.66	16.72	9.32
1996	81.30	60.21	32.44	17.88	11.12
1997	82.20	68.10	35.04	17.86	8.94
1998	92.00	66.34	40.60	27.10	13.50
1999	70.80	38.30	13.80	9.90	6.40
2000	46.80	32.40	23.00	15.81	7.95
2001	67.20	49.90	25.40	17.28	9.70
2002	28.20	20.60	13.80	8.70	4.40
2003	70.80	42.60	15.90	9.80	6.10
2004	84.60	84.60	33.00	18.70	9.40
2005	45.60	43.80	20.50	11.10	6.50
2006	30.00	30.00	15.00	10.30	6.90
2007	72.00	64.00	32.70	19.40	12.30
2008	47.00	33.24	22.80	13.66	9.83
2009	68.00	49.20	32.04	22.00	4.05
2010	86.40	38.50	30.67	20.28	10.89
2011	62.40	36.60	26.80	16.60	10.00
2012*	64.00	42.20	23.60	15.20	6.80
2014	119.10	69.30	27.24	15.87	9.23
2015	100.00	63.89	27.28	15.90	9.89
<b>Promedio</b>	<b>72.69</b>	<b>53.64</b>	<b>28.21</b>	<b>16.94</b>	<b>9.72</b>
<b>Desv. Estándar</b>	<b>21.01</b>	<b>14.85</b>	<b>7.25</b>	<b>4.46</b>	<b>3.01</b>
<b>Años de obs.</b>	<b>42</b>	<b>42</b>	<b>42</b>	<b>42</b>	<b>42</b>

\* Para el año 2012 solo se contó con información desde el mes de enero a mayo.

Para el año 2013 no se cuenta con información suficiente.

Los años 2014 y 2015 han sido obtenidos de bandas semanales.

**Tabla 23: Estimación de los parámetros del modelo y ordenamiento descendente de datos**

N° orden m	Imáx (mm/hr)				
	Duración en minutos				
	5 min	10 min	30 min	60 min	120 min
1	26.00	20.60	13.80	8.70	4.05
2	28.20	24.00	13.80	9.80	4.40
3	30.00	30.00	15.00	9.90	5.00
4	45.60	32.40	15.90	10.00	6.00
5	46.80	33.24	19.00	10.30	6.10
6	47.00	36.60	20.50	11.10	6.40
7	56.00	38.30	21.00	12.00	6.50
8	58.00	38.50	21.60	13.20	6.80
9	59.31	39.00	22.80	13.66	6.90
10	60.00	42.20	23.00	13.79	7.85
11	62.40	42.60	23.00	14.00	7.95
12	64.00	43.80	23.60	14.70	7.95
13	65.00	47.80	24.00	15.20	8.05
14	67.20	49.20	24.00	15.54	8.23
15	67.20	49.20	25.40	15.60	8.94
16	68.00	49.90	25.56	15.63	9.00
17	68.00	50.00	26.80	15.81	9.23
18	70.40	50.40	27.24	15.87	9.24
19	70.80	51.00	27.28	16.00	9.32
20	70.80	52.80	27.60	16.00	9.40
21	71.11	53.00	28.00	16.60	9.60
22	72.00	54.40	28.00	16.72	9.70
23	73.00	54.80	28.66	17.28	9.80
24	73.02	56.25	29.13	17.86	9.83
25	73.60	58.00	30.11	17.88	9.89
26	75.30	60.00	30.67	18.00	10.00
27	76.00	60.10	31.40	18.00	10.00
28	81.30	60.21	32.04	18.70	10.00
29	82.20	63.00	32.44	19.00	10.89
30	83.00	63.89	32.70	19.04	11.00
31	84.60	64.00	33.00	19.40	11.00
32	84.60	64.18	33.80	20.28	11.12
33	86.40	65.40	34.00	21.00	12.00
34	88.29	66.34	35.04	21.08	12.30
35	90.00	68.10	36.22	22.00	12.91
36	91.49	69.30	37.00	23.00	13.02
37	92.00	71.00	37.00	23.00	13.27
38	100.00	71.80	37.20	23.10	13.50
39	101.00	73.00	37.94	23.71	13.99
40	111.60	75.00	38.00	26.00	14.00
41	112.80	75.15	40.60	27.10	14.00
42	119.10	84.60	41.00	15.90	19.00

**Tabla 24: Probabilidades observadas y simuladas de la prueba de bondad de ajuste**

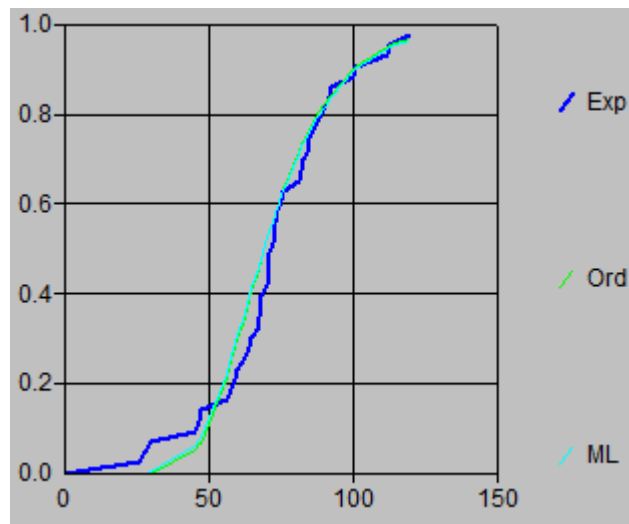
m	Pr. Weibull	Probabilidad de Gumbel				
		5 min	10 min	30 min	60 min	120 min
1	0.0233	0.0001	0.0001	0.0008	0.0025	0.0019
2	0.0465	0.0002	0.0007	0.0008	0.0126	0.0045
3	0.0698	0.0005	0.0132	0.0030	0.0143	0.0152
4	0.0930	0.0531	0.0296	0.0071	0.0161	0.0649
5	0.1163	0.0653	0.0379	0.0571	0.0227	0.0728
6	0.1395	0.0675	0.0865	0.1113	0.0494	0.0996
7	0.1628	0.2110	0.1208	0.1340	0.0980	0.1097
8	0.1860	0.2524	0.1252	0.1641	0.1931	0.1430
9	0.2093	0.2805	0.1367	0.2318	0.2367	0.1551
10	0.2326	0.2956	0.2211	0.2439	0.2495	0.2883
11	0.2558	0.3491	0.2327	0.2439	0.2707	0.3036
12	0.2791	0.3850	0.2687	0.2811	0.3434	0.3036
13	0.3023	0.4074	0.3945	0.3066	0.3963	0.3191
14	0.3256	0.4560	0.4386	0.3066	0.4319	0.3472
15	0.3488	0.4560	0.4386	0.3973	0.4382	0.4575
16	0.3721	0.4734	0.4603	0.4077	0.4413	0.4667
17	0.3953	0.4734	0.4634	0.4865	0.4603	0.5015
18	0.4186	0.5242	0.4756	0.5136	0.4657	0.5025
19	0.4419	0.5325	0.4938	0.5159	0.4793	0.5142
20	0.4651	0.5325	0.5466	0.5350	0.4793	0.5258
21	0.4884	0.5388	0.5523	0.5584	0.5385	0.5542
22	0.5116	0.5567	0.5910	0.5584	0.5499	0.5680
23	0.5349	0.5763	0.6016	0.5954	0.6010	0.5815
24	0.5581	0.5767	0.6387	0.6205	0.6499	0.5860
25	0.5814	0.5879	0.6802	0.6695	0.6515	0.5935
26	0.6047	0.6195	0.7231	0.6952	0.6611	0.6078
27	0.6279	0.6320	0.7251	0.7266	0.6611	0.6078
28	0.6512	0.7175	0.7273	0.7519	0.7129	0.6078
29	0.6744	0.7303	0.7786	0.7667	0.7331	0.7115
30	0.6977	0.7414	0.7932	0.7759	0.7357	0.7224
31	0.7209	0.7623	0.7949	0.7861	0.7582	0.7224
32	0.7442	0.7623	0.7978	0.8115	0.8066	0.7342
33	0.7674	0.7841	0.8160	0.8174	0.8397	0.8086
34	0.7907	0.8052	0.8290	0.8456	0.8430	0.8295
35	0.8140	0.8227	0.8513	0.8727	0.8771	0.8657
36	0.8372	0.8368	0.8649	0.8882	0.9063	0.8715
37	0.8605	0.8413	0.8822	0.8882	0.9063	0.8837
38	0.8837	0.8994	0.8896	0.8918	0.9089	0.8939
39	0.9070	0.9051	0.8999	0.9044	0.9229	0.9130
40	0.9302	0.9491	0.9151	0.9054	0.9593	0.9133
41	0.9535	0.9526	0.9161	0.9392	0.9702	0.9133
42	0.9767	0.9675	0.9620	0.9432	0.4691	0.9893

**Tabla 25: Distribuciones absolutas entre probabilidades simuladas y observadas en la prueba de bondad de ajuste**

DESVIACIÓN ABSOLUTA					
m	$\Delta =  F(x<X) - P(x<X) $				
	5 min	10 min	30 min	60 min	120 min
1	0.0232	0.0232	0.0225	0.0208	0.0214
2	0.0463	0.0458	0.0458	0.0339	0.0420
3	0.0693	0.0566	0.0668	0.0555	0.0546
4	0.0399	0.0634	0.0860	0.0769	0.0281
5	0.0509	0.0784	0.0592	0.0936	0.0435
6	0.0720	0.0531	0.0283	0.0901	0.0399
7	0.0483	0.0420	0.0288	0.0647	0.0531
8	0.0663	0.0608	0.0220	0.0070	0.0431
9	0.0712	0.0726	0.0225	0.0274	0.0542
10	0.0631	0.0114	0.0113	0.0170	0.0557
11	0.0932	0.0231	0.0119	0.0148	0.0478
12	0.1059	0.0104	0.0020	0.0644	0.0246
13	0.1050	0.0921	0.0042	0.0939	0.0168
14	0.1305	0.1130	0.0190	0.1064	0.0216
15	0.1072	0.0897	0.0485	0.0893	0.1087
16	0.1013	0.0882	0.0356	0.0692	0.0946
17	0.0781	0.0680	0.0911	0.0650	0.1062
18	0.1056	0.0570	0.0950	0.0471	0.0839
19	0.0906	0.0520	0.0740	0.0374	0.0724
20	0.0673	0.0815	0.0699	0.0142	0.0607
21	0.0504	0.0640	0.0700	0.0501	0.0658
22	0.0451	0.0793	0.0467	0.0383	0.0563
23	0.0415	0.0667	0.0605	0.0662	0.0466
24	0.0186	0.0806	0.0624	0.0918	0.0278
25	0.0065	0.0988	0.0881	0.0701	0.0121
26	0.0148	0.1184	0.0905	0.0564	0.0032
27	0.0041	0.0972	0.0987	0.0332	0.0201
28	0.0663	0.0761	0.1007	0.0617	0.0433
29	0.0559	0.1042	0.0922	0.0587	0.0371
30	0.0437	0.0955	0.0782	0.0380	0.0247
31	0.0414	0.0740	0.0652	0.0373	0.0015
32	0.0181	0.0536	0.0673	0.0624	0.0100
33	0.0167	0.0485	0.0499	0.0722	0.0412
34	0.0145	0.0383	0.0549	0.0523	0.0388
35	0.0087	0.0373	0.0588	0.0632	0.0518
36	0.0004	0.0277	0.0509	0.0691	0.0343
37	0.0191	0.0217	0.0277	0.0459	0.0232
38	0.0157	0.0059	0.0081	0.0251	0.0102
39	0.0019	0.0071	0.0025	0.0160	0.0060
40	0.0189	0.0151	0.0248	0.0291	0.0169
41	0.0009	0.0373	0.0143	0.0167	0.0401
42	0.0092	0.0147	0.0335	0.5076	0.0125
<b><math>\Delta_{m\acute{a}x}</math></b>	<b>0.1305</b>	<b>0.1184</b>	<b>0.1007</b>	<b>0.5076</b>	<b>0.1087</b>



$\Delta_{\text{tabular}} = 0.2099 > \Delta_{\text{max te\u00f3rico}} = 0.1305, 0.1184, 0.1007, 0.5076, 0.1087$ . Los datos se ajustan a la distribuci\u00f3n Gumbel, con un nivel de significaci\u00f3n del 5%. Gr\u00e1ficamente podemos observar el ajuste en la figura 10.

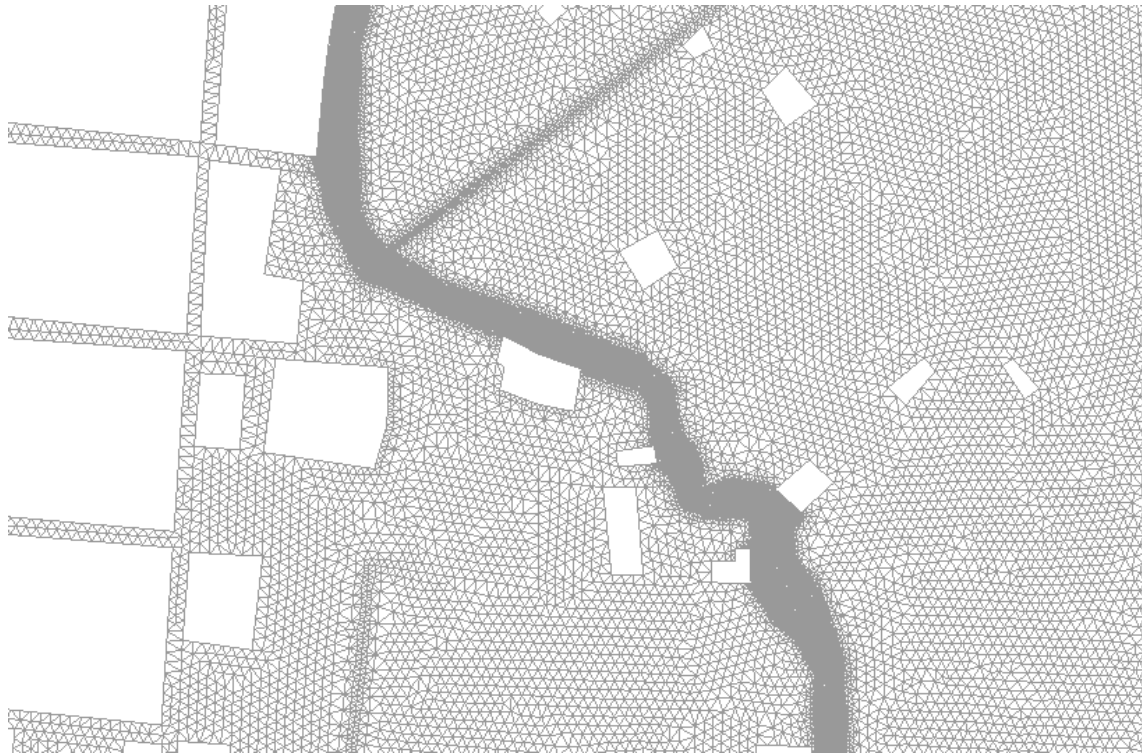


**Figura 44: Ajuste gr\u00e1fico a la distribuci\u00f3n Gumbel**

### ANEXO 3. PROCESO DE LA SIMULACIÓN NUMÉRICA DE LA INUNDACIÓN



Figura 45: Geometría de la zona de interés construida desde cero



**Figura 46: Vista general de la malla, se han dado más elementos en el cauce del río y en la ciudad**

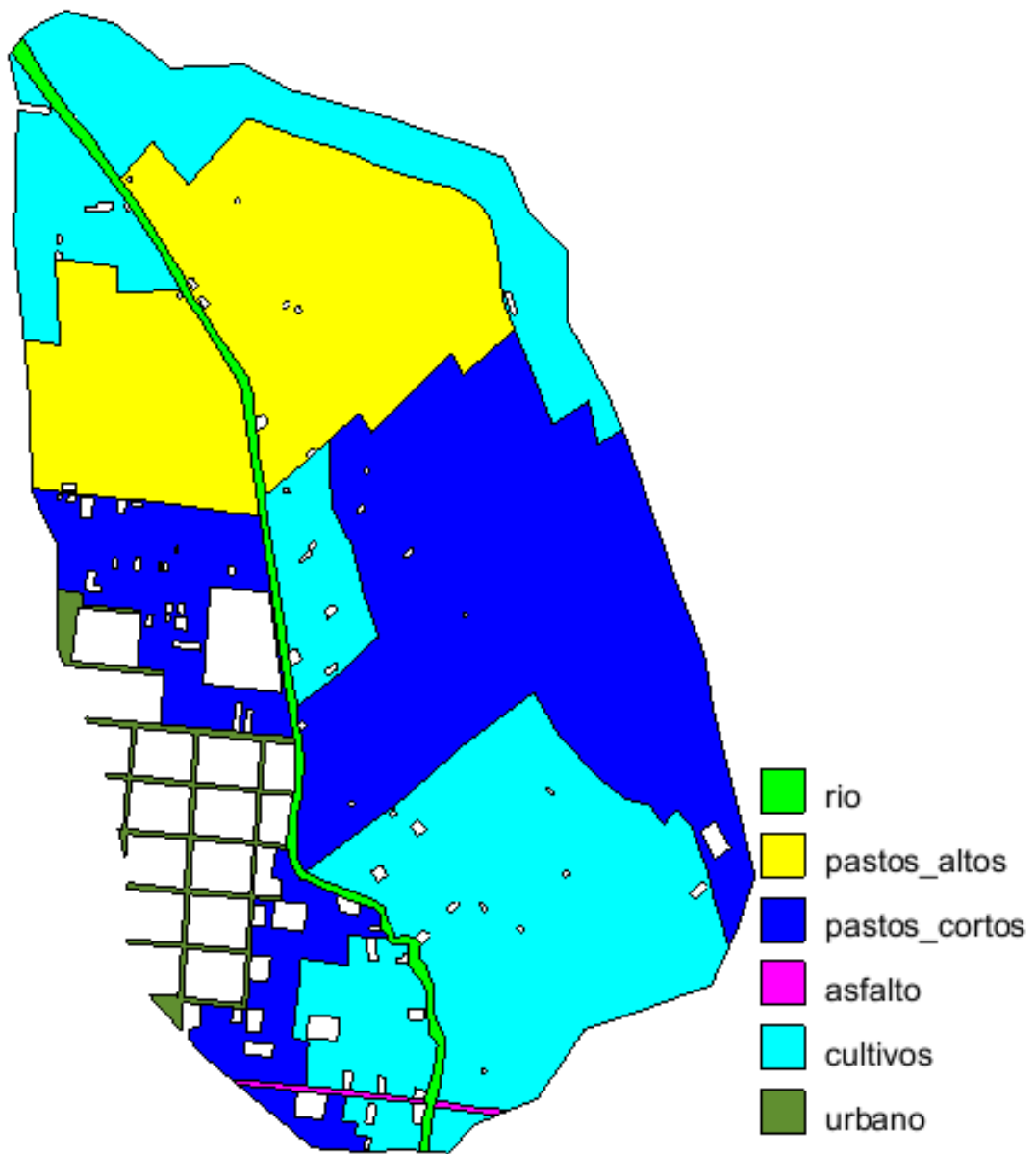


Figura 47: Mapa de coeficientes de rugosidad de Manning (n) de áreas inundables



**Figura 48: Asignación de la elevación de la zona en estudio**

Datos

Parámetros de Tiempo | General | Resultados | Peligrosidad

Simulación Nueva ▾

Instante Inicial [s] 0

Tiempo máximo de simulación [s] 6000

Intervalo de Resultados [s] 120

Opciones de tiempo Ocultar ▾

**Figura 49: Tiempo de simulación e intervalo de resultados**

Análisis 2D

Entrada 2D ▾

Entrada Caudal Total ▾

Régimen Crítico/Subcrítico ▾

Caudal Total Tiempo [s] Q [m3/s] ↓

Entrada Num 1

Asignar Entidades Dibujar Desasignar

**Figura 50: Condición de contorno de entrada**

Análisis 2D

Salida 2D ▾

Condición del Flujo Supercrítico/Crítico ▾

Salida Número 1

Asignar Entidades Dibujar Desasignar

**Figura 51: Condiciones de contorno de salida**

Información de salida para 'current'

```
80.%
90.%
100.%
Calculating edge connectivities
10.%
20.%
30.%
40.%
50.%
60.%
70.%
80.%
90.%
100.%

NUMERICAL SCHEME: Roe 1st Order

Initial volume:          0.09 m3

Simulation time      Time step      Time           Qin           Qout
0.000               1.00000    18:53:44:99    0.000         0.000
120.010             0.03673    18:56:15:65    68.200        0.000
240.022             0.03643    18:59:53:37    68.200        0.000
360.000             0.03627    19:03:59:29    68.200        0.000
480.010             0.03600    19:07:47:05    68.200        0.000
```

Cerrar

Figura 52: Información del proceso de calculo

**ANEXO 4. PLANOS DE LA ZONIFICACIÓN DEL TRAMO DE ESTUDIO  
PARA DIFERENTES RIESGOS DE FALLA**