

## ESTUDIO DE FAJA MARGINAL CON MODELAMIENTO HIDRÁULICO

Resolución Jefatural N° 332 - 2016-ANA

### ANEXO I

- I. GENERALIDADES
  - 1.1 Introducción
  - 1.2 Objetivos y metas
  - 1.3 Justificación
  - 1.4 Alcances
  
- II. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL TRAMO DE CAUCE NATURAL
  - 2.1 Ubicación: Política, Hidrográfica y Geográfica
  - 2.2 Descripción del tramo del cauce del estudio
  - 2.3 Aspectos Hidrológicos
  - 2.4 Aspectos climatológicos, geomorfológicos, y geológicos
  
- III. ANÁLISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS
  - 3.1 Método utilizados para determinar la máxima avenida
  - 3.2 Determinación de caudales máximos
  
- IV. TOPOGRAFÍA
  - 4.1 Puntos de Control
  - 4.2 Levantamiento Topográfico
  
- V. SIMULACIÓN HIDRÁULICA
  - 5.1 Descripción del modelo
  - 5.2 Configuración del Modelo
  - 5.3 Geometría del Cauce
  - 5.4 Caudal de máxima avenida
  - 5.5 Simulación Hidráulica
  - 5.6 Generación de mapas y límites superior de riberas
  
- VI. DELIMITACIÓN DE LA FAJA MARGINAL
  - 6.1 Dimensionamiento de la Faja marginal
  - 6.2 Límites de la Faja Marginal
  
- VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
  - 7.1 Conclusiones
  - 7.2 Recomendaciones
  
- VIII. ANEXOS

## 1 GENERALIDADES

### 1.1 INTRODUCCIÓN

La Ley de Recursos Hídricos N° 29338, establece que El Estado dentro de la gestión prospectivas de riesgos delega a la Autoridad Nacional de Aguas –ANA, la acción reguladora que acompaña a los planes de desarrollo y de ordenamiento territorial y a la implementación de la gestión correctiva de riesgos. La Autoridad Nacional del Agua, fomenta programas integrales de control de avenidas, desastres naturales o artificiales y prevención de daños por inundaciones o por otros impactos del agua y sus bienes asociados, promoviendo la coordinación de acciones estructurales, institucionales y operativas necesarias.

Las Autoridades Administrativas del Agua son los órganos desconcentrados de la ANA que tienen entre sus funciones: Desarrollar acciones de supervisión, control y vigilancia para asegurar la conservación, protección de calidad y uso sostenible de los recursos hidráulicos, ejerciendo facultad sancionadora; elaborar estudios técnicos que sirvan de sustento a los Planes de Gestión de los Recursos Hídricos en la cuencas; aprobar la delimitación de fajas marginales; autorizar la ejecución de obras en los bienes naturales asociados al agua.

El reglamento de la Ley de Recursos Hídricos aprobado con Decreto Supremo N° 001-2010-AGA, establece que, las fajas marginales son bienes de dominio público hidráulico. Están conformadas por las áreas inmediatas superiores a las riberas de las fuentes de agua, naturales o artificiales y las dimensiones en ambas márgenes de un cuerpo de agua son fijadas por la **Autoridad Administrativa del Agua** de acuerdo a los criterios establecidos en el reglamento. La Autoridad Administrativa del Agua – AAA, es la autoridad competente para aprobar la delimitación de la faja marginal, en base a un estudio de delimitación.

El Reglamento de Ley N° 29338 establece conceptos de cauces y fajas marginales, el año 2016, la Autoridad Nacional del Agua ha aprobado el Reglamento para la Delimitación y Mantenimiento de Fajas Marginales con Resolución Jefatural N° 332-2011-ANA.

El estudio “MAPA DE INUNDACIÓN – ASOCIACIÓN DE VIVIENDA CASA GRANDE SIMON BOLIVAR” busca delimitar la zona de inundación del cauce aledaño a la población ubicada en la Asociación; con el presente estudio se pretende alertar sobre el peligro de inundación de máximas avenidas que se producen por causas naturales y poder prevenir pérdidas humanas y materiales que finalmente se convierten en un gran obstáculo al desarrollo sostenible.

### 1.2 OBJETIVOS Y METAS

#### 1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Los objetivos del estudio son

- Elaborar el Mapa de Inundación para el proyecto: “MAPA DE INUNDACIÓN – ASOCIACIÓN DE VIVIENDA CASA GRANDE SIMON BOLIVAR”.
- Realizar un análisis hidrológico de la quebrada sus caudales máximos en diferentes periodos de retorno.
- Realizar una simulación hidráulica, con las secciones inundables de la quebrada
- Proponer el espacio de la faja marginal de la quebrada en un tramo de 1.36 km .

- Realizar un análisis de las normativas sectoriales vigentes, y como se articula con respecto a la faja marginal.

### 1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Delimitación y caracterización geomorfológica de la unidad hidrográfica en estudio;
- Recopilación de la información meteorológica;
- Evaluación con diferentes distribuciones probabilísticas de la precipitación máxima en 24 horas para varios periodos de retorno;
- Selección del coeficiente de escorrentía para la microcuenca del estudio;
- Determinar el caudal máximo de diseño para diferentes periodos de retorno;
- Modelación Hidráulica con para determinar las zonas de inundación del tramo en estudio;
- Elaboración del Mapa de Inundación para el proyecto: "MAPA DE INUNDACIÓN"

### 1.3 JUSTIFICACIÓN

En los últimos años en la Ciudad de Arequipa hemos visto la magnitud de las intensas lluvias que se presentan por lo general en los meses de Enero a Marzo y hemos sido testigos de los daños y consecuencias que han traído la falta de obras de prevención ante eventos de máximas avenidas, es por ello que estos hechos nos conllevan a la necesidad de elaborar Mapas de Inundación de los cauces aledaños a zonas urbanas como lo es en la Asociación, donde se pretende prevenir pérdidas humanas y materiales conociendo las zonas de inundación y tomando acciones con obras de prevención.

### 1.4 ALCANCES

Con el presente estudio se busca beneficiar a la población de la Asociación puesto que con la elaboración de un Mapa de Inundación se podrá tomar acciones con respecto a obras de prevención para las zonas aledañas al cauce estudiado.

#### **Ley de Recursos Hídricos N° 29338:**

Establece que El Estado dentro de la gestión prospectiva de riesgos delega a la Autoridad Nacional de Aguas –ANA, la acción reguladora que acompaña a los planes de desarrollo y de ordenamiento territorial y a la implementación de la gestión correctiva de riesgos

Ley de Recursos Hídricos en el Artículo 6° considera como bienes naturales asociados al agua las fajas Marginales. En el Artículo 74° precisa que en los terrenos aledaños a los cauces naturales o artificiales, se mantiene una faja marginal de terreno necesaria para la protección, el uso primario del agua, el libre tránsito, la pesca, caminos de vigilancia u otros servicios.

**Reglamento de la Ley de Recursos Hídricos, D. S. N° 001-2010 –AG** Reglamento de la Ley de Recursos Hídricos en el Artículo 113, numeral 113.1. Precisa que las Fajas marginales son de Dominio Público hidráulico. Están conformados por las áreas inmediatas superiores a las riberas de las fuentes de agua, naturales o artificiales. En el numeral 113.2, las dimensiones en una o ambas márgenes de un cuerpo de agua son fijadas por la Autoridad Administrativa del Agua, de

acuerdo en los criterios establecidos en el Reglamento, respetando los Usos y Costumbres Establecidos.

### **Resolución Jefatural N° 332 – 2016 – ANA: Reglamento para la Delimitación y Mantenimiento de Fajas Marginales.**

La R.J. N° 332-2016-ANA aprueban Reglamento para la Delimitación y Mantenimiento de Fajas Marginales. El reglamento tiene por objeto establecer metodologías y criterios aplicables para la delimitación de las fajas marginales de los cauces de agua naturales o artificiales.

El Reglamento es de aplicación Nacional, para todas las personas naturales o jurídicas y toda entidad pública o privada que estén interesadas en el proceso.

#### ➤ **Definiciones Básicas:**

- **Faja Marginal:** Área inmediata superior al cauce de la fuente de agua, natural o artificial, en su máxima creciente, sin considerar los niveles de las máximas crecientes por causas de eventos extraordinarios. Constituye bien de dominio público hidráulico.
- **Cauce o Álveo:** Continente de las aguas durante sus máximas crecientes, constituye un bien de dominio público hidráulico.
- **Cauce Inactivo:** Cauce o álveo por el que no discurre el agua por variación de su curso
- **Riberas:** Áreas de los ríos, arroyos, torrentes, lagos y lagunas, comprendidas entre el nivel mínimo de sus aguas y el nivel de su máxima creciente. Para su delimitación no se considerarán las máximas crecidas registradas por eventos extraordinarios, constituye un bien de dominio público hidráulico.
- **Nivel de Máxima creciente o crecientes ordinarias:** Nivel de las aguas durante su máxima crecida y en una sección transversal específica del cauce, arroyo, lago, laguna y reservorio; estimado por métodos directos o indirectos en función de la información existente en la Unidad Hidrográfica. No se considerarán las máximas crecidas por causas de eventos extraordinarios.



Fuente: Guía metodológica de la ANA

## 2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL TRAMO DE ESTUDIO

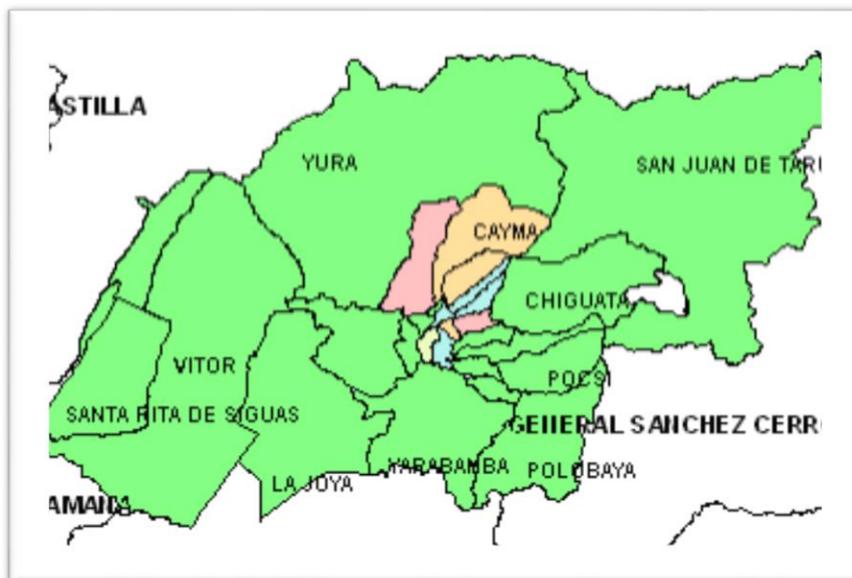
### 2.1 UBICACIÓN: POLÍTICA, GEOGRÁFICA E HIDROGRÁFICA

- Departamento : Arequipa
- Provincia : Arequipa
- Distrito : Yura
- Sector : Quebrada Los Andenes

La zona en estudio está ubicada en el sector del Distrito de Yura al Norte de la ciudad de Arequipa la principal vía de acceso desde la ciudad de Arequipa, la constituye la carretera asfaltada hacia el Cono Norte, Salida hacia la ciudad de Puno y Cusco.



Fuente: Elaboración Propia.



➤ **Ubicación Geografía**

La cuenca de la Quebrada tiene una extensión de 10 km<sup>2</sup> de la cual el 100%, corresponde a la cuenca seca, y en los meses de temporada pluvial de diciembre a marzo el escurrimiento superficial de la Quebrada, se origina de las precipitaciones que ocurren en su cuenca altas.

➤ **Ubicación Hidrográfica**

- Cuenca : Quebrada Los Andenes
- Unidad Hidrográfica :

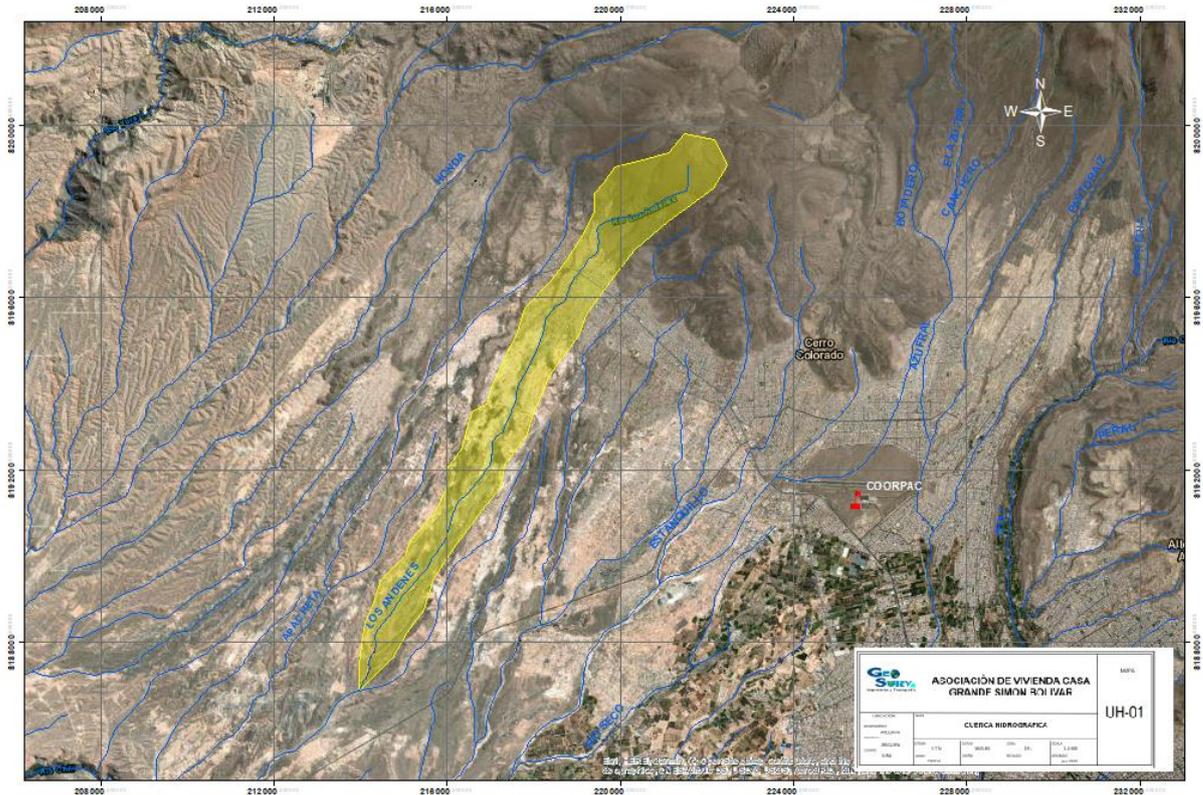


Ilustración de Cuenca de estudio

**2.2 DESCRIPCIÓN DEL TRAMO DE ESTUDIO**

El tramo de estudio tiene una longitud igual a 1 360 m con un pendiente promedio igual a 1,2 %; a lo largo de sus laterales se puede notar que se han establecido zonas urbanas, por lo que mediante el Mapa de Inundación del presente estudio se deben proyectar obras de prevención contra el desbordamiento del cauce.

El tramo total de la longitud de la cuenca es de 4651.44 ml. y el tramo del cauce del estudio abarca una extensión de 1560 m.

Este tramo se inicia en las coordenadas geográficas UTM WGS-84 Z-19K:

Progresiva (km)	Norte	Este	Altitud (msnm)
Inicio 0+00	8186774.9075	213892.9664	2146
Fin 1+360	8187975.5989	214231.08560	2204

Este tramo a delimitar tiene una pendiente media del orden 0.1 m/m y el ancho del cauce estable se extiende entre los 4 m y 8 m. se aprecia marcas de niveles de agua alcanzados en sus crecientes ordinarias entre 0.40 y 0.70 metros.

El fondo del cauce es rocoso y con presencia de vegetación como se muestra en el panel fotográfico

### **Tramo de intervención del Proyecto.**



Fuente: Elaboración Propia.

## **2.3 POBLACIÓN BENEFICIARIA**

La Población beneficiada son los habitantes de la Asociación que son aproximadamente 200 habitantes, que se beneficiaran una vez que se ha probado la faja Marginal de la quebrada.

## **2.4 INVENTARIO DE PROPIEDADES EXISTENTES**

De la visita realizada se pudo apreciar no existes viviendas la vía de acceso trocha carrozable.

# **3 ANÁLISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS**

## **3.1 SELECCIÓN DEL MÉTODO PARA DETERMINACIÓN DE MÁXIMAS AVENIDAS**

La tarea principal del hidrólogo es determinar un caudal máximo, es necesario conocer que la escala del diseño hidrológico es el rango en magnitud de la variable de diseño, dentro del cual se debe seleccionar un valor para determinar el flujo de entrada al sistema, y donde cada valor seleccionado debe equilibrar los criterios de costo y seguridad.

Ahora bien es importante definir la metodología a seguir para la determinación de caudales máximos en el punto de interés, dicha elección depende casi siempre de la disponibilidad de alguna estación de aforo cercana al punto de interés de estudio. Esto será el desencadenante para definir la metodología a seguir para estimar caudales máximos, siendo las siguientes:

- Realizar una transposición de caudales y realizar análisis estadístico de series de registros de caudales máximos.
- Realizar una generación sintética de caudales a partir de registros de precipitación máximos o también llamado método Hidrometeoro lógico.

El método Hidrometeorológico de estimación de crecientes, requiere la determinación de las curvas Intensidad Duración Frecuencia (IDF), estas curvas normalmente se hallan a partir de registros pluviográficos de lluvia. “En nuestro país, debido a la escasa cantidad de información pluviográfica con que se cuenta, difícilmente pueden elaborarse estas curvas. Ordinariamente solo se cuenta con lluvias máximas en 24 horas, por lo que el valor de la Intensidad de la precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas” [MTC, 2008].

Para determinar la precipitación máxima de 24 horas ( $P_{m\acute{a}x24h_{Tr}}$ ) representativa de la microcuenca, a diferentes periodos de retorno; se debería tomar en cuenta las series pluviométricas de estaciones, las que deberían ser sometidas a un control de calidad, análisis de frecuencia y finalmente ser ajustadas a una distribución de probabilidad teórica, permitiendo así la estimación de eventos de diseño a diferentes periodos de retorno. Con los eventos estimados que finalmente deberán ser representativas de la cuenca, utilizando el método del inverso de la distancia al cuadrado u otro similar.

Para la obtención de la distribución temporal de la precipitación (tormenta de diseño), se debería utilizar el método de los Bloques Alternados [Chow et al., 1994]. Y finalmente se encontrar la precipitación efectiva a partir del modelo para abstracciones del SCS, para luego dar paso a la determinación del hidrograma de diseño, a partir del hidrograma unitario sintético propuesto por el SCS.

Los que suscriben consideran que para el caso particular y dado que un dato medido jamás puede ser reemplazado por un dato generado o sintético, se seguirá por la primera opción, teniendo además en cuenta que la estación de Salamanca está relativamente cerca y el río no recibe aportes importantes entre El Vado y la estación antes mencionada.

Para el presente estudio en particular ante la escasez de datos cercanos a la zona de influencia del proyecto se ha optado por utilizar una sola estación la cual se ubica dentro del área de influencia, siendo la estación Corpac, la más representativa de la zona.

Datos de la Estación Meteorológica seleccionada para la Modelación Hidrológica de la microcuenca del proyecto.

ESTACIÓN	X	Y	ALTITUD (msnm)	PRECIPITACIÓN ANUAL (mm)
CORPAC	225770	8192464	2600	61.83

Fuente: Elaboración Propia.

NOTA: Las coordenadas X, Y pertenecen a la Zona 19 Sur.

## 3.2 DETERMINACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS

Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento extremo está inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir, eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados. El objetivo del análisis de frecuencia de información hidrológica es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad" [Chow et al., 1994].

El análisis de frecuencia de eventos extremos tiene muchas aplicaciones en ingeniería Civil, por ejemplo el análisis de frecuencia de caudales máximos se puede usar para el diseño de presas, puentes, alcantarillas, estructuras de control de crecientes y para delimitar áreas inundables [Chow et al., 1994]. Se puede hacer el mismo análisis para determinar la velocidad máxima del viento a determinada probabilidad, que es de interés para un ingeniero que desea diseñar un edificio alto seguro; o bien si se quiere determinar cierta magnitud sísmica en determinada zona geográfica; podría también analizarse los niveles del mar o bien las alturas máximas de las olas, para diseñar cierta estructura marítima [Kottegoda y Rosso, 2008].

El análisis de frecuencia puede ser clasificado en local y regional, esto desde el punto de vista de la extensión espacial de la información. El análisis de frecuencia local es hecho sobre una única serie de observaciones de cierta variable hidrometeorológica, en determinada estación. En cambio, el análisis de frecuencia regional hace uso de la información de varias estaciones de una región geográfica, en el análisis regional la información es agrupada en conjuntos que presentan semejanza fisiográfica, climática y/o estadística [Naghetini y De Andrade, 2007].

En general, el procedimiento para el análisis de frecuencia local es el siguiente:

- Elegir por utilizar series anuales o series de duración parcial.
- Garantizar la calidad de las observaciones muestrales.
- Verificar las hipótesis básicas de todo análisis de frecuencia convencional: independencia, homogeneidad, y estacionariedad de la serie de datos.
- Proponer ciertos modelos probabilísticos o distribuciones de probabilidad.
- Estimar los parámetros de los modelos propuestos.
- Realizar pruebas de bondad de ajuste de los modelos propuestos.
- Seleccionar el modelo probabilístico que describa mejor el comportamiento del fenómeno en análisis.
- Estimar los cuantiles o eventos de diseño para determinados periodos de retorno.

En la estimación de cuantiles hay dos tipos de errores inherentes. El primero surge de suponer que los datos observados siguen una distribución específica, este error puede ser revisado usando pruebas de bondad de ajuste; el segundo tipo de error se debe a que los parámetros de la distribución elegida son estimados a partir de muestras pequeñas, este error puede reducirse usando métodos de estimación de parámetros con mínima varianza [Rao y Hamed, 2000].



“Decenio de la Igualdad de oportunidades para mujeres y hombres”  
“Año de la lucha contra la corrupción y la impunidad”

**RESOLUCIÓN DIRECTORAL**  
**Nro. 013 -2019-ANA/AAA I C-O**

Arequipa, **16 ENE. 2019**

**VISTO**

El estudio considerado en el Plan de Trabajo del Plan Operativo Institucional 2018 denominado “Estudio de Vulnerabilidad y Riesgo en Servicios Públicos, tramitado ante la Autoridad Administrativa del Agua I Caplina Ocoña”, e ingresado con CUT N° 207109-2018, sobre Aprobación de delimitación faja marginal; y,

**CONSIDERANDO:**

**RESPECTO A LA DEFINICION DE FAJA MARGINAL**

Que, según establece el artículo 74° de la Ley N° 29338, Ley de Recursos Hídricos, en los terrenos aledaños a los cauces naturales o artificiales, se mantiene una faja marginal de terreno necesaria para la protección, el uso primario del agua, el libre tránsito, la pesca, caminos de vigilancia u otros servicios.

Que, el artículo 113° del Reglamento de la precitada ley, aprobado por Decreto Supremo N° 001-2010-AG, establece que las fajas marginales son bienes de dominio público, están conformadas por las áreas inmediatas superiores a las riberas de las fuentes de agua, naturales o artificiales, la Autoridad Administrativa del Agua fija las dimensiones en una o ambas márgenes de un cuerpo de agua, de acuerdo con los criterios establecidos en el Reglamento.

**RESPECTO A LA DELIMITACION DE FAJAS MARGINALES**

Que, en este mismo sentido, el inciso f) del artículo 46° del Reglamento de Organización y Funciones de la Autoridad Nacional del agua, señala que, es función de las Autoridades Administrativas del Agua en su respectivo ámbito jurisdiccional, aprobar la delimitación de fajas marginales,

Que, el numeral 2 del artículo 113° del Reglamento de la Ley de Recursos Hídricos, señala que “Las dimensiones en una o ambas márgenes de un cuerpo de agua son fijadas por la Autoridad Administrativa del Agua, de acuerdo con los criterios establecidos”. Los criterios para la delimitación de la faja marginal se recogen en el artículo 114° del referido Reglamento.





Página 1 de 12



- Se permitirá el ejercicio de las funciones y/o usos asignados a la faja marginal según lo establecido en el Artículo 74 de la Ley de Recursos Hídricos.

**RESPECTO A LOS ANTECEDENTES**

Que, mediante la Resolución Directoral N° 1764-2015-ANA/AAA I CO, se aprobó la delimitación de la faja marginal de la Quebrada Los Andenes, en un tramo de 2.1 Km localizado en el Distrito de Yura, Provincia y Departamento de Arequipa, según el siguiente cuadrante geográfico de hitos en coordenadas (UTM –WGS-84) Zona 19 y Mapa FM-01; que forma parte integrante de la Informe Técnico N° 091-2015-ANA-AAA.CO-SDCPRH/MATL, de acuerdo al contenido de dicho acto administrativo.



**RESPECTO A LA APROBACION DE LA DELIMITACION DE FAJA MARGINAL**

Que, mediante Informe Técnico N° 206-2018-ANA-AAA.CO-AT/MATL, el Área Técnica, señala:

- a) Las características de ubicación de la faja marginal son las siguientes:

Ubicación política	Ubicación Hidrográfica	Ubicación geográfica	Características
Departamento:	Unidad Hidrográfica Nivel 5: UH-13253		Ancho de faja marginal:
Arequipa	Unidad Hidrográfica Nivel 4: uh 1325	Inicio: 216354.6456E y 8191268.3660 N	5m mínimo
Provincia: Arequipa	Intercuenca Medio Quilca-Vitor-Chili		Caudal: 26.80 m³/s

La Autoridad Nacional del Agua en la parte baja de la cuenca ha estimado un caudal máximo de 26,6 m<sup>3</sup>/s para un periodo e retorno de 100 años.

### 3.3 DELIMITACIÓN HIDROGRÁFICA DE LA MICROCUENCA EN ESTUDIO

#### 3.3.1 INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA

El acopio de información cartográfica se eligió siguiendo los criterios básicos de ubicación, orografía, altitud, etc. para el proyecto: “MAPA DE INUNDACIÓN”. Contándose para ello con las cartas nacionales de escala 1:100 000 de los cuadrantes que encierran el ámbito del área en estudio. El cuadrante utilizado es: 33 s.

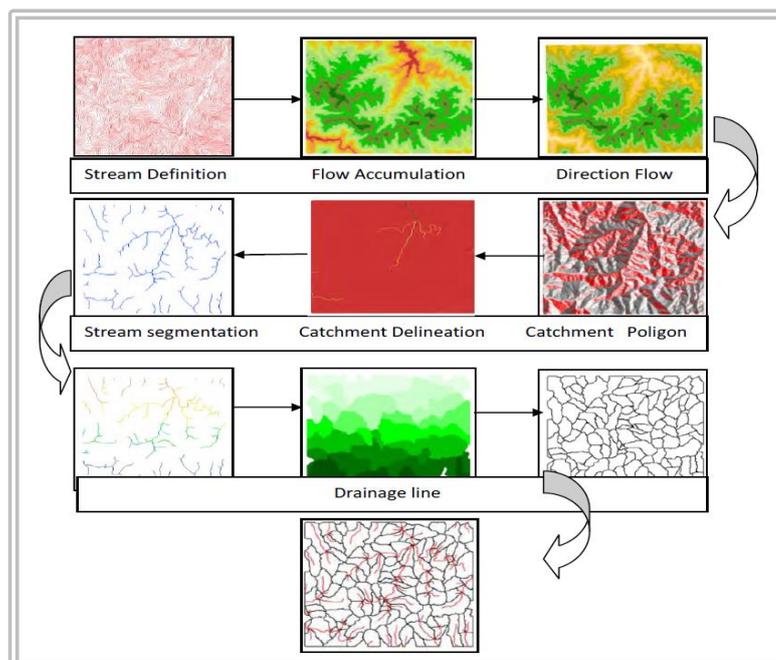
La información fue digitalizada para un mejor desarrollo del estudio y para la facilidad del procesamiento se utilizó el programa ArcGis 10.1.

#### 3.3.2 PROCEDIMIENTO DE DELIMITACIÓN

Se ha utilizado la extensión Archydro para ArcGis que es una herramienta de análisis hidrológico desarrollado por Centro de Investigaciones en Recursos de Agua (CRWR) de la Universidad de Texas, de los EE.UU. Su distribución es gratuita<sup>1</sup>. Archydro utiliza un Modelo Numérico del Terreno para delimitación automática de cuencas hidrográficas y red de drenaje.

Además esta herramienta posee la capacidad de administrar una base de datos geográfica (Geodatabase) que permite integrar los diferentes elementos del sistema hidrológico de la cuenca, que lo diferencia de otros modelos que realizan similares tareas como Hec-GeoHms o Taudem muy utilizados en el análisis hidrológico en entorno SIG.

**Figura N° 3.1: Flujograma de geo-procesamiento en Archydro.**



Fuente: Elaboración Propia.

<sup>1</sup> <http://www.cwrw.utexas.edu/archydrotools/tools.html>

A continuación, se muestra la delimitación de la microcuenca en estudio:

**Figura N° 3.2: condiciones del cauce en la zona de estudio.**



Fuente: Elaboración Propia.

### **3.4 CARACTERIZACIÓN GEOMORFOLÓGICA DE LA MICROCUENCA**

El análisis de gran parte de los fenómenos hidrológicos que ocurren sobre un determinado espacio geográfico suele tener como referencia a la unidad fisiográfica conocida como cuenca. Para el concepto de cuenca hidrográfica se tienen varias definiciones.

Según Heras (1972), se entiende por cuenca vertiente, o cuenca de drenaje de un río, considerado en un punto dado de su curso, al área limitada por el contorno en el interior del cual el agua precipitada corre por su superficie, se encuentra y pasa por un punto determinado del cauce.

Otra definición es la de Llamas (1993), según la cual una cuenca es un espacio geográfico cuyos aportes son alimentados exclusivamente por las precipitaciones y cuyos excedentes en agua o en materias sólidas transportadas por el agua forman, en un punto espacial único, una desembocadura, una estación de aforo, o un punto arbitrario.

Las características físicas de una cuenca desempeñan un papel esencial en el estudio y comportamiento de parte de los componentes del ciclo hidrológico, tales como la evaporación, infiltración, flujo superficial, entre otros. Las principales características físicas que se consideran en investigaciones hidrológicas son las concernientes a la cuenca, a la red de drenaje y al cauce o río principal.

A continuación se desarrolla la teoría y se presentan los resultados de los principales parámetros que determinan la geomorfología de la microcuenca en estudio.

### 3.4.1 PARÁMETROS DE FORMA

La forma de la cuenca interviene de manera importante en las características del hidrograma de descarga de un río, particularmente en los eventos de avenidas máximas. En general, cuencas de igual área pero de diferente forma generan hidrogramas diferentes. Para determinar la forma de una cuenca se utilizan los coeficientes que a continuación se describen.

#### 3.4.1.1 ÁREA DE LA CUENCA

Se refiere al área proyectada sobre un plano horizontal, medida dentro de los límites de la cuenca siguiendo la línea de divortium acuarium. Desde el punto de vista hidrológico es más importante esta proyección horizontal que la superficie real de la cuenca. Las gotas de lluvia caen verticalmente y no ortogonales a la ladera, igualmente el crecimiento de los arboles es vertical, etc.

**Cuadro N° 3.1: Área de la microcuenca.**

Área (km <sup>2</sup> )	10,0
-------------------------	------

Fuente: Elaboración Propia.

#### 3.4.1.2 PERÍMETRO DE LA CUENCA

Es el contorno que delimita el área de la cuenca, igual a la longitud de la línea de divortium acuarium.

**Cuadro N° 3.2: Perímetro de la microcuenca.**

Perímetro (km)	11.944
----------------	--------

Fuente: Elaboración Propia.

#### 3.4.1.3 PARÁMETROS ASOCIADOS A LA LONGITUD

- Longitud del Cauce Principal (Lc).

El desarrollo longitudinal del colector principal es una magnitud característica útil y de efecto importante en la respuesta hidrológica de la cuenca, ya que en un río corto los efectos de la precipitación se reflejan más rápidamente que en un río largo<sup>2</sup>. La longitud del cauce principal es la distancia medida a lo largo del curso fluvial de mayor orden, desde las nacientes hasta el final del mismo.

- Longitud Máxima de la Cuenca (Lm).

Es la longitud medida entre los puntos

extremos de la cuenca a través de una línea recta paralela al cauce principal que no necesariamente coincide uno de ellos con el desagüe.

- Longitud Máxima entre el Extremo de la Cuenca y el Desagüe (L).

Es la distancia medida desde el desagüe hasta el límite más extremo de la cuenca a través de una línea recta paralela al cauce principal.

<sup>2</sup> Klohn, 1970

- Ancho Máximo de la Cuenca ( $A_m$ ).

Es la longitud medida a partir de los extremos transversales de la cuenca perpendiculares al curso principal.

- Ancho Promedio de la Cuenca ( $A_p$ ).

Es un parámetro promedio que se obtiene a partir del cociente entre el área de la cuenca y la longitud máxima ( $L_m$ ) de la misma.

$$A_p = \frac{A}{L_m}$$

Dónde:

$A_p$  : Ancho promedio de la cuenca (km).

$A$  : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>).

$L_m$  : Longitud máxima de la cuenca (km).

**Cuadro N° 3.3: Parámetros asociados a la longitud de la microcuenca.**

Longitud Río $L_c$ (km)	3.559
Longitud Máxima Cuenca $L_m$ (km)	3.933
Longitud Máxima Desagüe $L$ (km)	3.933
Ancho Máximo Cuenca $A_m$ (km)	1.207
Ancho Promedio Cuenca $A_p$ (km)	0.801

Fuente: Elaboración Propia.

#### 3.4.1.4 COEFICIENTE DE COMPACIDAD O ÍNDICE DE GRAVELIUS

Definido por Gravelius como la relación entre el perímetro de la cuenca y la circunferencia del círculo que tenga la misma superficie de la cuenca. La peligrosidad de una cuenca aumenta si el coeficiente  $K$  se acerca a la unidad, o a una forma redonda ya que indica que las distancias relativas de los puntos de la divisoria en relación a uno central, no tienen diferencias mayores y es menor el tiempo de concentración y la posibilidad de que las ondas decrecidas sean continuas es mayor. Este coeficiente es igual a uno cuando la cuenca es perfectamente circular. Este coeficiente puede alcanzar el valor de tres en el caso de cuencas muy alargadas. En general  $K_c$  es mayor a 1.

$$K_c = 0.2821 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Dónde:

$K_c$  : Coeficiente de Compacidad o Índice de Gravelius.

$P$  : Perímetro de la cuenca (km).

A : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>).

Se dice que las cuencas grandes tienen forma de pera y las menores tienen forma de abanico, pero la forma se distingue basándose en la cuantificación<sup>3</sup>.

**Cuadro N° 3.4: Valores del coeficiente de compacidad.**

Kc	Forma de la cuenca	Tendencia de crecidas
1.00 - 1.25	De casi redonda a oval redonda	ALTA
1.25 - 1.50	De oval redonda a oval oblonga	MEDIA
1.50 - 1.75	De oval oblonga a rectangular	BAJA

Fuente: Sánchez, 1987.

**Cuadro N° 3.5: Coeficiente de compacidad de la microcuenca.**

Índice de Compacidad (Kc)	1.898
---------------------------	-------

Fuente: Elaboración Propia.

Del cuadro anterior se puede inferir que la forma de la microcuenca tiende a rectangular con tendencia de crecidas baja.

### 3.4.1.5 FACTOR DE FORMA

Este factor, como los otros que se utilizan en este trabajo, es un referente para establecer la dinámica esperada de la escorrentía superficial en una cuenca, teniendo en cuenta que aquellas cuencas con formas alargadas, tienden a presentar un flujo de agua más veloz, a comparación de las cuencas redondeadas, logrando una evacuación de la cuenca más rápida, mayor desarrollo de energía cinética en el arrastre de sedimentos hacia el nivel de base, principalmente.

Una cuenca tiende a ser alargada si el factor de forma tiende a cero, mientras que su forma es redonda, en la medida que el factor de forma tiende a uno. Este coeficiente definido por Horton afecta los hidrogramas de escorrentía y las tasas de flujo máximo. El factor de forma está definido por la siguiente expresión:

$$f_f = \frac{A}{L_c^2}$$

Dónde:

Ff : Factor de forma.

A : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>).

Lc : Longitud del cauce principal (km).

**Cuadro N° 3.6: Factor de forma de la microcuenca.**

<sup>3</sup> Sanchez, 1987

Factor de Forma (Ff)	0.204
----------------------	-------

Fuente: Elaboración Propia.

Del cuadro anterior se puede inferir que el factor de forma para la microcuenca tiende a cero por lo que se deduce que la cuenca tiende a ser alargada.

### 3.4.1.6 RADIO DE ELONGACIÓN

Definido por S. A. Schumm como la relación entre el diámetro (D) de un círculo que tenga la misma superficie de la cuenca y la longitud máxima de la cuenca (Lm).

$$R_e = 1.128 \frac{\sqrt{A}}{L_m}$$

Dónde:

Re : Radio de elongación.

A : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>).

Lm : Longitud máxima de la cuenca (km).

El valor de Re se acerca a la unidad cuando la cuenca es plana; para cuencas con relieve pronunciado, el valor resultante se encuentra entre 0.6 y 0.8.

#### Cuadro N° 3.7: Radio de elongación de la microcuenca.

Radio de Elongación (Re)	0.509
--------------------------	-------

Fuente: Elaboración Propia.

Del cuadro anterior se puede inferir que la microcuenca tiene relieve pronunciado.

### 3.4.1.7 RADIO DE CIRCULARIDAD

Este coeficiente es el cociente entre el área de la cuenca y la del círculo cuya circunferencia es equivalente al perímetro de la cuenca. Su valor es unitario para una cuenca circular, para el caso de una cuenca cuadrada, corresponde a un valor de 0.785.

Si los resultados obtenidos indican que la cuenca en estudio está cercana a una simetría en sus dimensiones cartesianas, hidrológicamente implicaría hidrogramas casi simétricos en su desembocadura.

Se calcula con la siguiente expresión:

$$R_c = \frac{4\pi A}{P^2}$$

Dónde:

Re : Radio de circularidad.

A : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>).

P : Perímetro de la cuenca (km).

**Cuadro N° 3.8: Radio de circularidad de la microcuenca.**

Radio de Circularidad (Rc)	0.278
----------------------------	-------

Fuente: Elaboración Propia.

Del cuadro anterior se puede inferir que el radio de circularidad para la microcuenca reafirma que ésta tiende a ser alargada.

### 3.4.2 PARÁMETROS DE RELIEVE

La influencia del relieve sobre la respuesta hidrológica de la cuenca es importante, puesto que a mayores pendientes corresponden mayores velocidades del agua en las corrientes y menor será el tiempo de concentración de la cuenca.

Para describir el relieve de una cuenca existen numerosos parámetros que han sido desarrollados por varios autores, entre los más utilizados destacan los siguientes.

#### 3.4.2.1 ALTITUD MEDIA DE LA CUENCA (HM).

La altitud media de una cuenca es aquella para la cual el 50% del área de la misma está situado por encima de dicha altitud y el 50% se encuentra por debajo, se determina a partir de la curva hipsométrica.

**Cuadro N° 3.9: Altitudes de la microcuenca.**

Altitud Máxima (msnm)	3704
Altitud Máxima Rio (msnm)	3293
Altitud Mínima (msnm)	2657
Altitud Media (msnm)	2973

Fuente: Elaboración Propia.

#### 3.4.2.2 PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA

La pendiente de la cuenca tiene una relación importante con los fenómenos de infiltración, escurrimiento superficial, humedad del suelo y con la contribución del agua subterránea de los cauces<sup>4</sup>. Para el cálculo de la pendiente media de las cuencas en estudio se utilizó un Modelo Digital del Terreno.

**Cuadro N° 3.10: Pendiente media de la microcuenca.**

Scuena (%)	34.771
------------	--------

Fuente: Elaboración Propia.

#### 3.4.2.3 PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE

La pendiente media del cauce establece la inclinación promedio que tiene los drenajes desde el nacimiento hasta su desembocadura. Se convierte en una base para determinar aspectos

<sup>4</sup> Campos, 1992.

importantes como la capacidad de arrastre de sedimentos de distintos tamaños, área de posible inundación en crecidas, tiempo de concentración, etc.

Para el cálculo de la pendiente media del cauce se utilizó un Modelo Digital del Terreno.

**Cuadro N° 3.11: Pendiente media del cauce de la microcuenca.**

Scauce (%)	17.878
------------	--------

Fuente: Elaboración Propia.

#### 3.4.2.4 ÍNDICE DE PENDIENTE DE LA CUENCA

El índice de pendiente de la cuenca es un parámetro que permite determinar la declividad de un curso de agua entre dos puntos y se calcula con la siguiente fórmula:

$$I_p = \left( \frac{H_M - H_m}{1000L_c} \right)^{0.5}$$

Dónde:

$I_p$  : Índice de pendiente.

$H_M$  : Altitud máxima (msnm).

$H_m$  : Altitud mínima (msnm).

**Cuadro N° 3.12: Índice de pendiente de la microcuenca.**

Índice de Pendiente de Cuenca ( $I_p$ )	0.542
---	-------

Fuente: Elaboración Propia.

#### 3.4.2.5 COEFICIENTE DE MASIVIDAD

Representa la relación entre la elevación media de la cuenca y su superficie. Este índice toma valores altos en cuencas montañosas y bajos en cuencas llanas.

$$C_m = \frac{H_m}{A}$$

Dónde:

$C_m$  : Coeficiente de masividad (m/km).

$H_m$  : Altitud media de la cuenca (msnm).

$A$  : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>).

Un valor del coeficiente de masividad alto nos representa a cuencas pequeñas con grandes desniveles y por el contrario, valores pequeños de este coeficiente, hacen referencia a cuencas grandes con relieve poco pronunciado<sup>5</sup>.

<sup>5</sup> Sanchez, 1987.

**Cuadro N° 3.13: Coeficiente de masividad de la microcuenca.**

Coeficiente de Masividad (Cm)	943.296
-------------------------------	---------

Fuente: Elaboración Propia.

Del cuadro anterior se puede inferir que la microcuenca es una cuenca pequeña con relieves pronunciados.

### 3.4.2.6 COEFICIENTE OROGRÁFICO

Definido por Fournier<sup>6</sup>, establece un valor límite de 6 a partir del cual el relieve se puede considerar como acentuado y se define como:

$$C_o = \frac{H_m^2}{A}$$

Dónde:

$C_o$  : Coeficiente orográfico.

$H_m$  : Altitud media de la cuenca (km).

$A$  : Área de la cuenca (km).

Este parámetro expresa el potencial de degradación de la cuenca, crece mientras que la altura media del relieve aumenta y la proyección del área de la cuenca disminuye. Por esta razón toma valores bastante grandes para microcuencas pequeñas y montañosas, disminuyendo en cuencas extensas y de baja pendiente.

Este parámetro combina dos variables esenciales del relieve, su altura que influye en la energía potencial del agua y el área proyectada, cuya inclinación ejerce acción sobre la escorrentía directa por efecto de las precipitaciones.

Este importante parámetro adimensional ha servido para caracterizar el relieve de las cuencas hidrográficas y ha sido igualmente investigado con miras a obtener la degradación potencial del suelo bajo los efectos de la acción del clima.

### 3.4.3 PARÁMETROS DE LA RED DE DRENAJE

#### 3.4.3.1 RÉGIMEN

El régimen de un drenaje está definido por la disponibilidad de agua en su cauce, en función de las épocas de lluvia, y del grado de alteración del terreno. De esta forma se clasifican los drenajes en permanentes, si el flujo de agua por su cauce es continuo en cualquier época del año y a lo largo de todo el curso, semipermanentes si el flujo hídrico está influenciado directamente tanto por las épocas de lluvia como por los cambios presentes a lo largo del cauce por uso del suelo principalmente, que hacen profundizar el flujo y presentar discontinuidad superficial, y finalmente intermitentes cuando se presenta flujo superficial de agua solo en épocas de lluvia.

<sup>6</sup> Para el cálculo de la degradación específica de una cuenca.

### 3.4.3.2 LA ESTRUCTURA DE LA RED DE DRENAJE

El análisis cuantitativo de redes hidrográficas se basa en el método de Horton (1945) de clasificación de la red de canales, basado en el sistema de Gravelius. Strahler (1952, 1957), revisó y perfeccionó el esquema de Horton dando lugar al esquema de ordenación o de clasificación de Horton – Strahler, hoy en día el más utilizado en hidrología<sup>7</sup>.

Las redes de drenaje pueden ser modeladas o representadas como árboles, los cuales están conformados por un conjunto de nodos conectados unos a otros por segmentos de recta de manera que cada nodo tiene solo una ruta hacia la salida.

Los nodos que se conectan a un solo segmento son llamados fuentes y los que conectan a más de uno son llamados uniones. Además los segmentos que se conectan a una fuente y a una unión se los denomina tramos exteriores o externos y a aquellos que se conectan a dos uniones se les denomina tramos interiores o internos.

Se considera que la cuenca tiene una única salida o punto de desagüe. Los puntos en los que se unen dos segmentos de canal son los nudos internos; los nudos externos son aquellos a partir de los cuales se origina un segmento de canal (es decir, la cabecera de todos los tributarios de la cuenca).

Según Strahler una corriente puede tener uno o más segmentos. Un canal es una unión arbitraria de segmentos. Strahler ordena las corrientes de acuerdo los siguientes criterios:

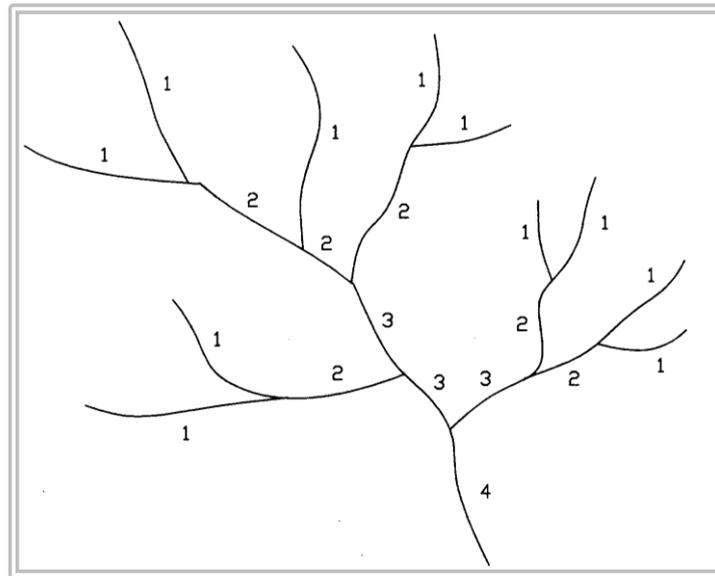
- Los segmentos que se originan en un nudo externo son definidos como tramos de primer orden.
- Los segmentos que están unidos a una fuente (los que no tienen tributarios), son definidos como de primer orden.
- Cuando dos segmentos del mismo orden,  $i$ , se unen en un nudo interior dan lugar a un segmento de orden superior,  $i+1$ , aguas abajo. Cuando se unen dos corrientes de orden  $\omega$  crean una corriente de orden  $\omega + 1$ .
- Cuando se unen dos tramos de distinto orden en un nudo interior dan lugar a un tramo que conserva el mayor de los órdenes. Cuando se unen dos segmentos de distinto orden, el orden del segmento resultante es el máximo orden de los segmentos que la preceden. El orden de la cuenca,  $\omega$  es el de la corriente de mayor orden.

En la figura siguiente, se muestra un sencillo ejemplo de ordenación de una red hidrográfica según el criterio de Strahler.

---

<sup>7</sup> Hay otros modelos, como el de Shreve (1966), Mock (1971), etc.

**Figura N° 3.3: Ordenación de una red de canales según Strahler.**



Fuente: Elaboración propia.

**Cuadro N° 3.14: Orden de corriente de la microcuenca.**

Longitud Total de Ríos (km)	3.559
Orden de Corriente	1
Número de Ríos Orden 1	1

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.4.3.3 DENSIDAD DE DRENAJE

Horton (1945) definió la densidad de drenaje de una cuenca como el cociente entre la longitud total de los canales de flujo pertenecientes a su red de drenaje y la superficie de la cuenca:

$$D_d = \frac{L_T}{A}$$

Dónde:

$D_d$  : Densidad de drenaje (km-1)

$L_T$  : Longitud total de ríos (km).

$A$  : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>).

Este parámetro es, en cierto modo, un reflejo de la dinámica de la cuenca, de la estabilidad de la red hidrográfica y del tipo de escorrentía de superficie, así como de la respuesta de la cuenca a un chubasco. La densidad de drenaje es un indicador de la respuesta de la cuenca ante un aguacero, y, por tanto, condiciona la forma del hidrograma resultante en el desagüe de la cuenca.

A mayor densidad de drenaje, más dominante es el flujo en el cauce frente al flujo en ladera, lo que se traduce en un menor tiempo de respuesta de la cuenca y, por tanto, un menor tiempo pico del hidrograma.

La red de drenaje toma sus características, influenciada por las lluvias y la topografía. Por esto se tiene que para un valor alto de Dd corresponden grandes volúmenes de escurrimiento, al igual que mayores velocidades de desplazamiento de las aguas, lo que producirá ascensos de las corrientes. La densidad de drenaje varía inversamente con la extensión de la cuenca.

Con el fin de catalogar una cuenca bien o mal drenada, analizando su densidad de drenaje, se puede considerar los valores del siguiente cuadro.

**Cuadro N° 3.15: Valores de densidad de drenaje.**

Características Drenaje	Dd
Regular Drenaje	0.0 a 1.0
Normal Drenaje	1.0 a 1.5
Buen Drenaje	> 1.5

Fuente: Apuntes de Clase, Universidad Técnica Particular de Loja

**Cuadro N° 3.16: Densidad de drenaje de la microcuenca.**

Densidad de Drenaje (Dd)	1.129
--------------------------	-------

Fuente: Elaboración Propia.

Del cuadro anterior se infiere que la microcuenca tiene un drenaje normal.

#### 3.4.3.4 COEFICIENTE DE ESTABILIDAD DEL RÍO

La constante de estabilidad de un río, es propuesta por Schumm (1956) como el valor inverso de la densidad de drenaje:

$$C = \frac{A}{L_T} = \frac{1}{D}$$

Dónde:

C : Coeficiente de estabilidad de río (km).

LT : Longitud total de ríos (km).

A : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>).

Representa, físicamente, la superficie de cuenca necesaria para mantener condiciones hidrológicas estables en una unidad de longitud de canal. Puede considerarse, por tanto, como una medida de la erosionabilidad de la cuenca. Así, regiones con suelo rocoso muy resistente, o con suelos altamente permeables que implican una elevada capacidad de infiltración, o regiones con densa cobertura vegetal, tienen valores altos de la constante de estabilidad y bajos de densidad de drenaje. Por el contrario, una baja constante de estabilidad, o una elevada densidad de drenaje, es característica de cuencas con rocas débiles, escasa o nula vegetación y baja capacidad de infiltración del suelo.

**Cuadro N° 3.17: Coeficiente de estabilidad de la microcuenca.**

Coeficiente de Estabilidad ( C )	0.886
----------------------------------	-------

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.4.3.5 COEFICIENTE DE TORRENCIALIDAD

El coeficiente de torrencialidad se obtiene multiplicando la densidad de drenaje por el número de cursos de orden 1, en relación con la superficie, entendiendo que a mayor número de cursos de primer orden y menor superficie, la torrencialidad de la cuenca será mayor.

$$C_t = \frac{D_d \times NO_1}{A}$$

Dónde:

C<sub>t</sub> : Coeficiente de torrencialidad de río (km-3).

D<sub>d</sub> : Densidad de drenaje (km-1).

A : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>).

NO<sub>1</sub>: Número de ríos de orden 1.

#### Cuadro N° 3.18: Coeficiente de torrencialidad de la microcuenca.

Coeficiente de Torrencialidad (C <sub>t</sub> )	0.358
---	-------

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.4.4 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

También denominado tiempo de respuesta o de equilibrio, Llamas (1993) lo define como el tiempo requerido para que, durante un aguacero uniforme, se alcance el estado estacionario; es decir, el tiempo necesario para que todo el sistema (toda la cuenca) contribuya eficazmente a la generación de flujo en el desagüe. Se atribuye muy comúnmente el tiempo de concentración, al tiempo que tarda una partícula de agua caída en el punto de la cuenca más alejado (según el recorrido de drenaje) del desagüe en llegar a éste. Esto no se corresponde con el fenómeno real, pues puede haber puntos de la cuenca en los que el agua caída tarde más en llegar al desagüe que el más alejado. Además, debe tenerse claro que el tiempo de concentración de una cuenca no es constante; depende<sup>8</sup> de la intensidad del chubasco, aunque muy ligeramente.

Por tener el concepto de tiempo de concentración en una cierta base física, han sido numerosos los autores que han obtenido formulaciones del mismo, a partir de características morfológicas y geométricas de la cuenca. A continuación, se muestran las fórmulas utilizadas en el presente estudio:

- Fórmula de Kirpich.

$$T_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

- Fórmula de Giandotti.

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{25.3\sqrt{SxL}}$$

<sup>8</sup> Marco y Reyes, 1992

- Fórmula de U.S. Hathaway.

$$T_c = 0.286 \left( \frac{L^{0.467}}{S^{0.234}} \right)$$

Para cada una de las ecuaciones anteriores se definen las variables a continuación:

- T<sub>c</sub> : Tiempo de concentración (h).
- A : Área de la cuenca (km<sup>2</sup>)
- L : Longitud del cauce (km)
- S : Pendiente de la Cuenca (m/m).

El tiempo de concentración para el modelo precipitación – escorrentía será el promedio geométrico de los valores obtenidos, lo que nos da una mejor representatividad de este parámetro para nuestra área de estudio.

$$T_{c_{promedio}} = \sqrt[n]{\prod_{i=1}^n T_{c_i}}$$

**Cuadro N° 3.19: Tiempo de concentración de la microcuenca.**

Fórmula de Kirpich (h)	0.265
Fórmula de Giandotti (h)	0.442
Fórmula de U.S. Hathaway (h)	0.735
Promedio (h)	0.481
Tiempo de concentración asumido (h)	0.500

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.5 INFORMACIÓN METEOROLÓGICA

Para el presente estudio se ha considerado la estación más cercana a la microcuenca con el objetivo de obtener una mejor representatividad de los datos de P<sub>máx</sub> 24h.

La información utilizada para la realización del análisis hidrológico de la microcuenca, ha sido obtenida de documentos correspondientes a la institución:

- Corporación Peruana de Aeropuertos y Aviación Comercial (CORPAC).

La estación utilizada para desarrollar el estudio se detalla a continuación:

**Cuadro N° 3.20: Ubicación de la estación de la Red Meteorológica para la microcuenca.**

<b>N°</b>	<b>ESTACION</b>	<b>LATITUD</b>	<b>LONGITUD</b>	<b>ALTITUD (msnm)</b>	<b>FUENTE</b>	<b>PERIODO DE REGISTROS</b>
1	CORPAC	16°19'60.00"S	71°33'60.00"O	2600	CORPAC	1971 - 2013

Fuente: CORPAC.

## ESTACION PLUVIOMETRICA – CORPAC



Corporación Peruana de Aeropuertos y Aviación Comercial S.A.  
 ÁREA DE INFORMACIÓN AERONÁUTICA  
 Apartado – Arequipa – Perú

Corporación Peruana de Aeropuertos y Aviación Comercial S.A

Estación : CORPAC													
Departamento :	AREQUIPA	Provincia :	AREQUIPA	Distrito :	CERRO COLORADO								
Latitud :	16°19'00"	Longitud :	71°33'00"	Altitud :	2524 msnm.								
Tipo :	OMA-SPQU - Meteorológica	Código :	847520										

### PARÁMETRO: PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS MENSUAL (mm)

ITEM	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	PP MAX 24
1	1977	4.06	17.02	26.92	-	-	-	-	-	2.03	-	2.03	1.02	26.92
2	1978	4.06	-	0.51	-	-	-	-	-	-	-	9.91	-	9.91
3	1979	1.02	1.02	4.06	-	-	-	-	-	-	-	7.87	-	7.87
4	1980	-	7.11	4.06	1.02	-	-	-	-	-	-	-	2.03	7.11
5	1981	2.03	3.05	6.10	5.08	-	-	-	-	-	-	-	2.03	6.10
6	1982	46.99	6.10	3.05	2.03	-	-	-	-	-	0.51	2.03	-	46.99
7	1983	-	-	-	-	-	-	-	-	0.25	-	-	2.03	2.03
8	1984	7.87	6.10	73.91	-	-	-	-	2.03	-	-	-	-	73.91
9	1985	0.25	14.99	4.06	2.03	-	1.02	-	-	-	-	1.02	6.10	14.99
10	1986	11.94	24.38	4.06	0.51	-	-	-	5.08	-	-	2.03	11.94	24.38
11	1987	24.89	5.08	1.02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24.89
12	1988	5.08	1.02	9.91	-	-	-	-	-	-	-	-	7.87	9.91
13	1989	1.02	24.89	4.06	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24.89
14	1990	-	-	-	-	-	2.03	-	-	-	-	2.03	5.08	5.08
15	1991	-	1.02	3.05	-	-	7.11	-	-	-	-	-	20.07	20.07
16	1992	1.02	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4.06	4.06
17	1993	11.94	1.02	-	-	-	-	-	4.06	-	1.02	-	1.02	11.94
18	1994	9.91	9.91	5.08	1.02	-	30.99	-	-	-	-	-	8.89	30.99
19	1995	55.88	82.04	34.04	-	20.07	75.95	-	-	-	51.05	75.95	-	82.04
20	1996	75.95	7.87	23.88	-	51.05	51.05	-	-	-	51.05	-	-	75.95
21	1997	29.97	8.89	38.10	-	-	-	24.89	76.96	8.89	-	-	7.87	76.96
22	1998	64.01	51.05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.02	64.01
23	1999	3.05	10.92	8.89	-	-	-	-	-	-	0.25	-	59.94	59.94
24	2000	75.95	12.95	9.91	0.25	3.05	0.51	-	-	-	0.25	-	3.05	75.95
25	2001	7.87	14.99	22.10	1.02	-	-	-	-	-	0.51	-	-	22.10
26	2002	7.11	28.96	14.99	1.02	-	0.51	-	-	22.10	-	17.02	2.03	28.96
27	2003	2.03	1.02	3.05	-	59.94	-	-	-	-	-	-	-	59.94
28	2004	7.87	9.91	1.02	-	-	-	4.06	-	-	-	-	5.08	9.91
29	2005	4.06	2.03	5.08	-	-	-	-	-	0.76	-	-	3.05	5.08
30	2006	4.06	9.91	8.89	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9.91
31	2007	4.06	3.05	9.91	0.51	-	-	-	-	-	-	-	0.51	9.91
32	2008	23.11	6.10	1.27	-	-	-	-	0.25	-	-	-	0.76	23.11
33	2009	6.10	25.91	9.91	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25.91
34	2010	2.03	6.10	0.51	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.10
35	2011	7.11	23.88	16.00	8.89	-	-	2.03	-	-	-	-	6.10	23.88
36	2012	23.88	17.02	7.87	14.99	-	-	-	-	-	1.02	-	2.29	23.88
37	2013	44.96	8.89	17.02	-	2.03	1.02	-	-	-	-	-	3.05	44.96
38	2014	7.11	0.25	2.03	0.51	-	-	-	-	-	-	-	-	7.11
39	2015	23.88	20.07	8.89	-	-	-	-	20.07	-	-	-	-	23.88
40	2016	0.51	37.08	0.51	4.06	-	-	-	-	-	-	-	-	37.08
41	2017	23.11	43.94	23.11	-	0.51	-	-	-	0.76	-	0.25	1.27	43.94
42	2018	7.11	2.03	-	0.76	-	-	-	-	-	0.25	-	-	7.11
43	2019	2.03	16.00	16.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.00
44	2020	9.91	14.99	23.88	-	-	-	-	-	-	-	-	0.76	23.88

Teléfono: 054-443459 054-443464  
 Correo Electrónico: mtejada@corpac.gob.pe  
 Administración del Aeropuerto: CORPAC S.A

### 3.6 GENERACIÓN DE CAUDALES MÁXIMOS

En este capítulo se estimarán las máximas crecidas que se puedan presentar en el cauce aledaño a la Asociación; de acuerdo al área de la microcuenca corresponde utilizar el método racional para este estudio.

#### 3.6.1 REGISTRO DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA 24 HORAS

Las precipitaciones máximas en 24 horas disponibles en la zona de estudio, corresponden a la estación: Corpac. El período de registro varía de 1971-2013.

**Cuadro N° 3.21: Precipitaciones Máximas de 24 horas CORPAC (mm)**

N°	Año	Mes Max. Precip.	Precipitación (mm)	
			xi	(xi - x) <sup>2</sup>
1	1977	26.92	26.92	1.566
2	1978	9.91	9.91	333.477
3	1979	7.87	7.87	412.145
4	1980	7.11	7.11	443.581
5	1981	6.10	6.10	487.145
6	1982	46.99	46.99	354.141
7	1983	2.03	2.03	683.371
8	1984	73.91	73.91	2,092.023
9	1985	14.99	14.99	173.748
10	1986	24.38	24.38	14.374
11	1987	24.89	24.89	10.767
12	1988	9.91	9.91	333.477
13	1989	24.89	24.89	10.767
14	1990	5.08	5.08	533.211
15	1991	20.07	20.07	65.632
16	1992	4.06	4.06	581.358
17	1993	11.94	11.94	263.457
18	1994	30.99	30.99	7.945
19	1995	82.04	82.04	2,901.830
20	1996	75.95	75.95	2,282.798
21	1997	76.96	76.96	2,380.331
22	1998	64.01	64.01	1,284.408
23	1999	59.94	59.94	1,009.246
24	2000	75.95	75.95	2,282.798
25	2001	22.10	22.10	36.861
26	2002	28.96	28.96	0.622
27	2003	59.94	59.94	1,009.246
28	2004	9.91	9.91	333.477
29	2005	5.08	5.08	533.211
30	2006	9.91	9.91	333.477
31	2007	9.91	9.91	333.477
32	2008	23.11	23.11	25.617
33	2009	25.91	25.91	5.114
34	2010	6.10	6.10	487.145
35	2011	23.88	23.88	18.416
36	2012	23.88	23.88	18.416
37	2013	44.96	44.96	281.858
38	2014	7.11	7.11	443.581
39	2015	23.88	23.88	18.416
40	2016	37.08	37.08	79.364
41	2017	43.94	43.94	248.650
42	2018	7.11	7.11	443.581
43	2019	16.00	16.00	148.142
44	2020	23.88	23.88	18.416
44		Suma	1,239.54	23,760.69

Cálculo variables probabilísticas	Cálculo de las Precipitaciones Diarias Máximas Probables para distintas frecuencias																																													
$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} = 28.17$ mm	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Periodo Retorno</th> <th>Variable Reducida</th> <th>Precip. (mm)</th> <th>Prob. de ocurrencia</th> <th>Corrección intervalo fijo</th> </tr> <tr> <th>Años</th> <th>YT</th> <th>XT'(mm)</th> <th>F(xT)</th> <th>XT (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2</td> <td>0.3665</td> <td>24.3098</td> <td>0.5000</td> <td>27.4701</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>1.4999</td> <td>45.0836</td> <td>0.8000</td> <td>50.9444</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>2.2504</td> <td>58.8376</td> <td>0.9000</td> <td>66.4865</td> </tr> <tr> <td>25</td> <td>3.1985</td> <td>76.2158</td> <td>0.9600</td> <td>86.1239</td> </tr> <tr> <td>50</td> <td>3.9019</td> <td>89.1080</td> <td>0.9800</td> <td>100.6920</td> </tr> <tr> <td>100</td> <td>4.6001</td> <td>101.9050</td> <td>0.9900</td> <td>115.1526</td> </tr> <tr> <td>500</td> <td>6.2136</td> <td>131.4769</td> <td>0.9980</td> <td>148.5688</td> </tr> </tbody> </table>	Periodo Retorno	Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia	Corrección intervalo fijo	Años	YT	XT'(mm)	F(xT)	XT (mm)	2	0.3665	24.3098	0.5000	27.4701	5	1.4999	45.0836	0.8000	50.9444	10	2.2504	58.8376	0.9000	66.4865	25	3.1985	76.2158	0.9600	86.1239	50	3.9019	89.1080	0.9800	100.6920	100	4.6001	101.9050	0.9900	115.1526	500	6.2136	131.4769	0.9980	148.5688
Periodo Retorno		Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. de ocurrencia	Corrección intervalo fijo																																									
Años		YT	XT'(mm)	F(xT)	XT (mm)																																									
2		0.3665	24.3098	0.5000	27.4701																																									
5		1.4999	45.0836	0.8000	50.9444																																									
10	2.2504	58.8376	0.9000	66.4865																																										
25	3.1985	76.2158	0.9600	86.1239																																										
50	3.9019	89.1080	0.9800	100.6920																																										
100	4.6001	101.9050	0.9900	115.1526																																										
500	6.2136	131.4769	0.9980	148.5688																																										
$S = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} = 23.51$ mm																																														
$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * s = 18.33$ mm																																														
$u = \bar{x} - 0.5772 * \alpha = 17.59$ mm																																														
	$F(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)}}$																																													

**Tabla Pd**

Coefficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas

Duraciones, en horas									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0.30	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61	0.68	0.80	0.91	1.00

Fuente: D. F. Campos A., 1978

Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración de lluvias

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración						
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	X24	27.4701	50.9444	66.4865	86.1239	100.6920	115.1526	148.5688
18 hr	X18 = 91%	24.9978	46.3594	60.5027	68.8991	91.6298	104.7889	135.1976
12 hr	X12 = 80%	21.9761	40.7556	53.1892	68.8991	80.5536	92.1221	118.8551
8 hr	X8 = 68%	18.6797	34.6422	45.2108	58.5642	68.4706	78.3038	101.0268
6 hr	X6 = 61%	16.7568	31.0761	40.5568	52.5356	61.4222	70.2431	90.6270
5 hr	X5 = 57%	15.6580	29.0383	37.8973	49.0906	57.3945	65.6370	84.6842
4 hr	X4 = 52%	14.2845	26.4911	34.5730	44.7844	52.3599	59.8794	77.2558
3 hr	X3 = 46%	12.6363	23.4344	30.5838	39.6170	46.3183	52.9702	68.3417
2 hr	X2 = 39%	10.7133	19.8683	25.9297	33.5883	39.2699	44.9095	57.9418
1 hr	X1 = 30%	8.2410	15.2833	19.9459	25.8372	30.2076	34.5458	44.5707

**Tabla I**

Intensidades de lluvia a partir de Pd, según Duración de precipitación y Frecuencia de la misma

$$I = \frac{P(mm)}{T_{duracion}(hr)}$$

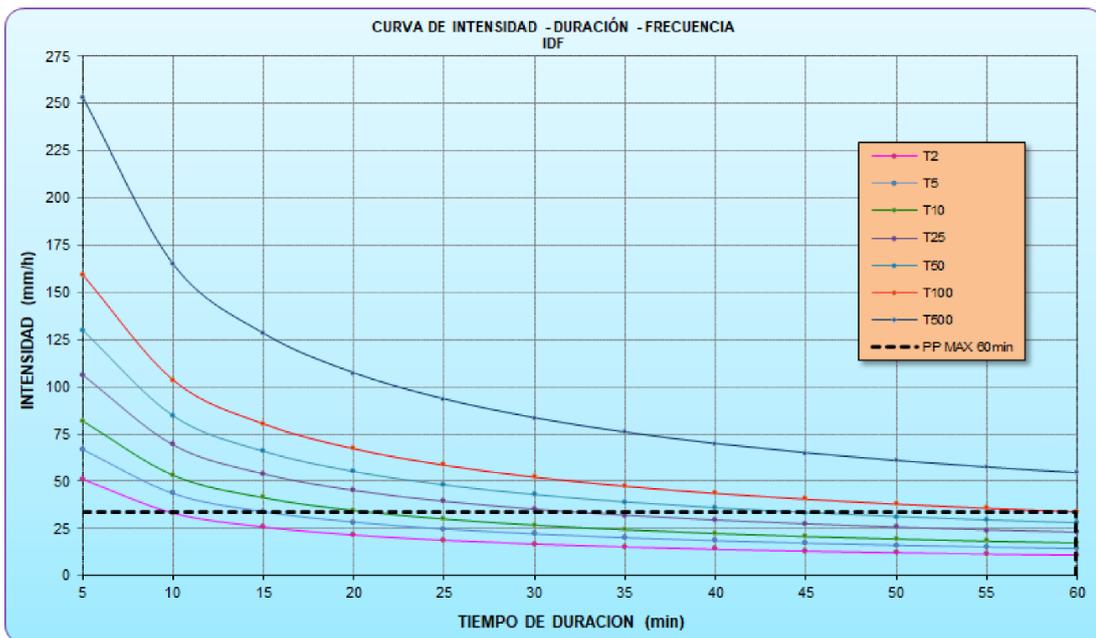
Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm /hr) según el Periodo de Retorno						
Hr	min	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	1440 hr	1.1446	2.1227	2.7703	3.5885	4.1955	4.7980	6.1904
18 hr	1080 hr	1.3888	2.5755	3.3613	3.8277	5.0905	5.8216	7.5110
12 hr	720 hr	1.8313	3.3963	4.4324	5.7416	6.7128	7.6768	9.9046
8 hr	480 hr	2.3350	4.3303	5.6514	7.3205	8.5588	9.7880	12.6284
6 hr	360 hr	2.7928	5.1794	6.7595	8.7559	10.2370	11.7072	15.1045
5 hr	300 hr	3.1316	5.8077	7.5795	9.8181	11.4789	13.1274	16.9368
4 hr	240 hr	3.5711	6.6228	8.6432	11.1961	13.0900	14.9698	19.3139
3 hr	180 hr	4.2121	7.8115	10.1946	13.2057	15.4394	17.6567	22.7806
2 hr	120 hr	5.3567	9.9342	12.9649	16.7942	19.6349	22.4548	28.9709
1 hr	60 hr	8.2410	15.2833	19.9459	25.8372	30.2076	34.5458	44.5707

Periodo de retorno para T = 25 años						
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) <sup>2</sup>
1	1440	3.5885	7.2724	1.2777	9.2922	52.8878
2	1080	3.8277	6.9847	1.3423	9.3754	48.7863
3	720	5.7416	6.5793	1.7477	11.4988	43.2865
4	480	7.3205	6.1738	1.9907	12.2901	38.1156
5	360	8.7559	5.8861	2.1697	12.7713	34.6462
6	300	9.8181	5.7038	2.2842	13.0288	32.5331
7	240	11.1961	5.4806	2.4156	13.2388	30.0374
8	180	13.2057	5.1930	2.5806	13.4012	26.9668
9	120	16.7942	4.7875	2.8210	13.5057	22.9201
10	60	25.8372	4.0943	3.2518	13.3140	16.7637
10	4980	106.0855	58.1555	21.8814	121.7162	346.9435
Ln (d) =	5.8730	d =	355.3205	n =	-0.6336	

Periodo de retorno para T = 50 años						
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) <sup>2</sup>
1	1440	4.1955	7.2724	1.4340	10.4287	52.8878
2	1080	5.0905	6.9847	1.6274	11.3668	48.7863
3	720	6.7128	6.5793	1.9040	12.5270	43.2865
4	480	8.5588	6.1738	2.1470	13.2549	38.1156
5	360	10.2370	5.8861	2.3260	13.6911	34.6462
6	300	11.4789	5.7038	2.4405	13.9201	32.5331
7	240	13.0900	5.4806	2.5718	14.0954	30.0374
8	180	15.4394	5.1930	2.7369	14.2127	26.9668
9	120	19.6349	4.7875	2.9773	14.2539	22.9201
10	60	30.2076	4.0943	3.4081	13.9539	16.7637
10	4980	124.6456	58.1555	23.5731	131.7046	346.9435
Ln (d) =	5.9419	d =	380.6688	n =	-0.6164	

Periodo de retorno para T = 100 años						
N°	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) <sup>2</sup>
1	1440	4.7980	7.2724	1.5682	11.4046	52.8878
2	1080	5.8216	6.9847	1.7616	12.3041	48.7863
3	720	7.6768	6.5793	2.0382	13.4099	43.2865
4	480	9.7880	6.1738	2.2812	14.0834	38.1156
5	360	11.7072	5.8861	2.4602	14.4810	34.6462
6	300	13.1274	5.7038	2.5747	14.6855	32.5331
7	240	14.9698	5.4806	2.7060	14.8308	30.0374
8	180	17.6567	5.1930	2.8711	14.9096	26.9668
9	120	22.4548	4.7875	3.1115	14.8963	22.9201
10	60	34.5458	4.0943	3.5423	14.5033	16.7637
10	4980	142.5462	58.1555	24.9150	139.5085	346.9435
Ln (d) =	6.0761	d =	435.3374	n =	-0.6164	

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	51.34	33.44	26.02	21.77	18.96	16.94	15.40	14.18	13.18	12.35	11.64	11.03
5	66.89	43.56	33.89	28.36	24.71	22.07	20.06	18.47	17.17	16.09	15.17	14.37
10	81.71	53.21	41.40	34.65	30.18	26.96	24.51	22.56	20.98	19.65	18.53	17.56
25	106.45	69.32	53.93	45.14	39.32	35.12	31.93	29.39	27.33	25.60	24.14	22.87
50	130.03	84.67	65.88	55.14	48.03	42.90	39.00	35.91	33.38	31.27	29.48	27.94
100	158.83	103.43	80.48	67.35	58.66	52.40	47.64	43.86	40.78	38.20	36.01	34.13
500	252.75	164.59	128.07	107.18	93.36	83.40	75.81	69.79	64.89	60.79	57.31	54.31



### 3.6.2 PERIODO DE RETORNO.

Se define el periodo de retorno,  $T_r$ , de un evento de cierta magnitud como el tiempo promedio que transcurre entre la ocurrencia de ese evento y la próxima ocurrencia de ese evento con la misma magnitud. Se define también como el tiempo que transcurre para que un evento sea excedido o igualado, al menos una vez en promedio. Si  $P$  es la probabilidad de excedencia, se puede demostrar matemáticamente que:

$$T_r = \frac{1}{P}$$

Es decir que si decimos que una descarga de 300 m<sup>3</sup>/s en cierto río tiene un periodo de retorno de 5 años, significa que en promedio, cada cinco años una descarga de tal magnitud será observada en dicho río.

Para el proyecto: "MAPA DE INUNDACIÓN PARA FAJA MARGINAL" los periodos de retorno para los cuales calcularemos el máximo caudal de diseño son 10, 50, 100, 200 y 500 años.

### 3.6.3 RIESGO DE FALLA.

En el diseño de obras hidráulicas expuestas a grandes avenidas, es necesario considerar el riesgo asociado con el valor seleccionado para el diseño. Por lo común, el ingeniero diseña una obra para resistir una avenida de cierta magnitud.

Se define el riesgo R de un diseño como la probabilidad de que la avenida para la cual se diseña la obra sea excedida. Se entiende que ésta es una situación de riesgo, pues la obra se diseña para soportar cierta avenida máxima, y crecientes mayores le podrían hacer daño o incluso destruirla.

El riesgo R puede entonces escribirse como:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n$$

Dónde:

R : Riesgo.

Tr : Periodo de retorno.

n : Vida útil.

La confiabilidad se define como el complemento del riesgo.

$$\text{Confiabilidad} = 1 - R$$

Se quiere que la obra tenga un riesgo pequeño de dañarse o, lo que es lo mismo, una alta confiabilidad. No existen pautas definidas para determinar niveles aceptables de riesgo de falla para la mayoría de tipos de estructuras.

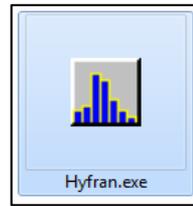
Sin embargo, las probabilidades de falla no deberían exceder unos cuantos puntos de porcentaje dependiendo de las consecuencias de falla para los habitantes, aguas abajo, el uso de tierra, y la instalación misma. Podrían ser también significativas las consecuencias ambientales de falla.

Analizando todos los conceptos anteriores y tomando en consideración las recomendaciones de la Autoridad Nacional del Agua (ANA) en lo que refiere a estudios de fajas marginales en cauces, se determinó considerar el caudal máximo de diseño para un periodo de retorno igual o mayor de 100 años disgregando así un riesgo admisible para la estructura proyectada de 25% y una vida útil aproximada a 30 años. Más sin embargo para la determinación de caudales máximos sí se va a considerar todos los periodos de retorno antes mencionados.

### 3.6.4 ANÁLISIS PROBABILÍSTICO.

En hidrología, para representar las variables hidrológicas se requiere de modelos probabilísticos. Para ello, es necesaria la selección del modelo más adecuado, lo que consiste en elegir el tipo de modelo y estimar sus parámetros. Los modelos así obtenidos nos permiten la estimación de variables hidrológicas asociadas a diferentes probabilidades. Para realizar este análisis se utilizó el software estadístico – HYFRAN.

**Figura N° 3.4: Icono del software – HYFRAN.**



Fuente: Software HYFRAN.

### 3.6.4.1 DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD.

Se muestra a continuación los valores de XT obtenido para las distintas distribuciones de probabilidad, dichos valores fueron obtenidos con el software HYFRAN.

**Cuadro N° 3.22: Métodos distribución de probabilidades.**

N°	MÉTODO
1	Exponencial
2	GEV
3	Gumbell
4	Weibull
5	Halphen Gamma
6	Normal
7	Lognormal
8	Lognormal 3 parámetros
9	Gamma
10	Gamma Generalizada
11	Gamma Inversa
12	Pearson Tipo III
13	Log Pearson Tipo III

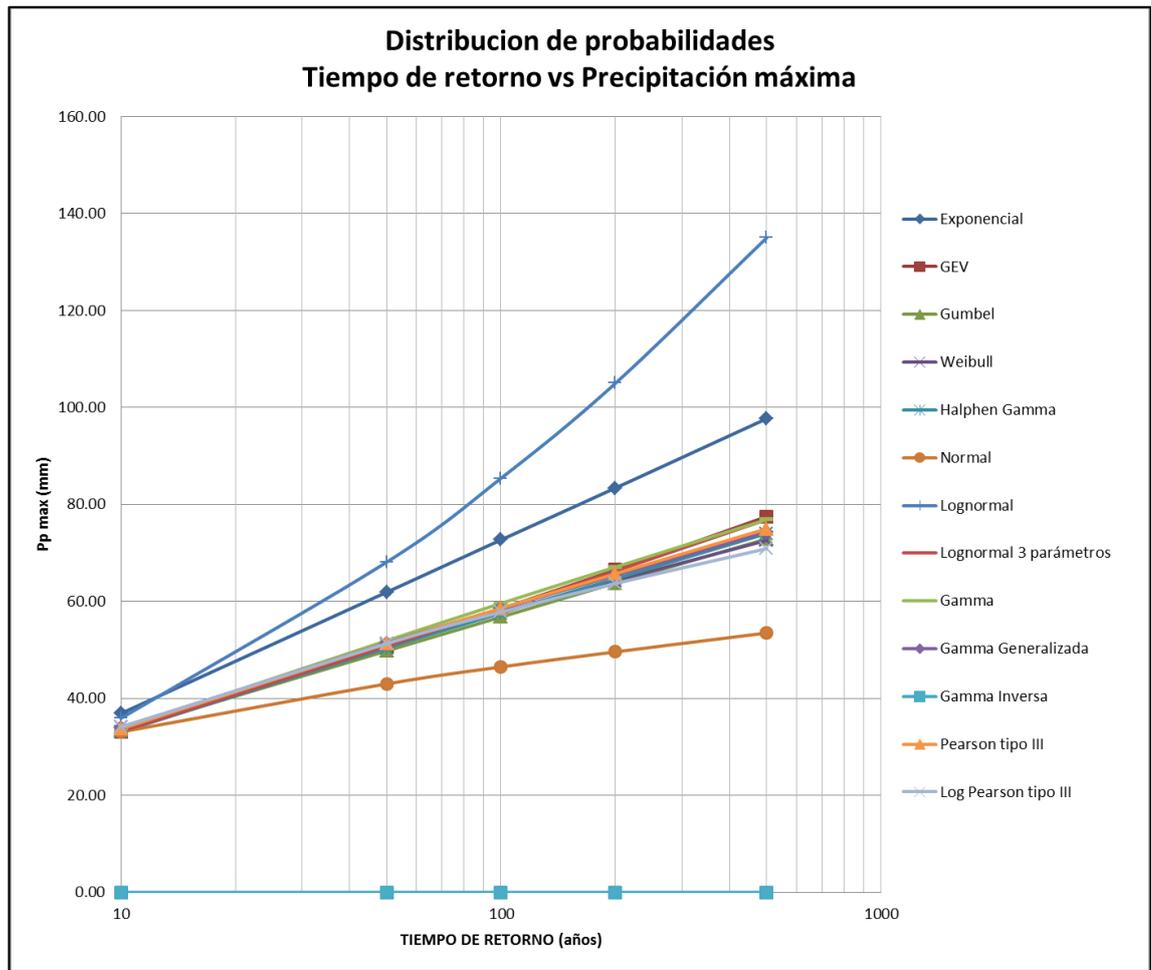
Fuente: Elaboración Propia.

**Cuadro N° 3.23: Precipitación Máxima de 24 horas para diferentes Tiempo de Retorno, según cada Distribución de Probabilidades – Estación Corpac.**

Periodo de retorno	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Tr(años)	XT (mm)												
500	97.70	77.50	72.90	72.60	74.00	53.50	135.00	76.90	76.90	74.30	-	75.00	70.90
200	83.40	66.50	63.80	64.30	64.70	49.60	105.00	66.30	67.10	65.40	-	65.70	63.70
100	72.70	58.50	56.80	57.80	57.60	46.50	85.40	58.40	59.60	58.50	-	58.60	57.80
50	61.90	50.70	49.80	51.10	50.40	43.00	68.10	50.80	51.90	51.40	-	51.30	51.30
10	36.90	33.10	33.40	34.10	33.10	33.10	35.90	33.20	33.70	34.00	-	33.80	34.10

Fuente: Elaboración Propia.

**Figura N° 3.5: Distribución de probabilidades – Estación Corpac.**



Fuente: Elaboración Propia.

**Cuadro N° 3.24: Criterios de Comparación entre los Métodos Distribución Probabilística - Estación Corpac.**

Modelo	Nb. Param	XT	P(Mi)	P(Mijx)	BIC	AIC
Gamma (Maxima verosimilitud)	2	64.725	8.33	34.21	327.716	324.194
Lognormal (Maxima verosimilitud)	2	105.097	8.33	19.03	328.889	325.367
Weibull (Método de momentos)	2	64.326	8.33	18.68	328.926	325.404
Exponencial (Maxima verosimilitud)	2	83.427	8.33	14.7	329.406	325.884
Log-Pearson tipo III (Método de momentos (BOB), basis = 10)	3	63.722	8.33	5.89	331.234	325.951
Gamma generalizada (Método de momentos)	3	65.408	8.33	3.63	332.203	326.92
Pearson tipo III (Método de momentos)	3	65.695	8.33	1.87	333.525	328.241
Gumbel (Método de momentos)	2	63.759	8.33	1	334.786	331.264
Log-normal (3 parametros) (Método de momentos)	3	66.262	8.33	0.46	336.335	331.052
GEV (Método de momentos)	3	66.549	8.33	0.32	337.062	331.779
Gamma inversa (Maxima verosimilitud)	-	-	-	-	-	-
Normal (Maxima verosimilitud)	2	49.644	8.33	0	347.799	344.276

Fuente: Elaboración Propia.

De acuerdo al análisis probabilístico y a la comparación de criterios, la distribución que mejor estima los valores de precipitación máxima para:

- Estación Corpac : Gamma (Máxima verosimilitud)

**Cuadro N° 3.25: Precipitación Máxima de 24 horas para la Estación Corpac.**

Periodo de retorno Tr(años)	P <sub>máx24h</sub> (mm)
500	74.00
200	64.70
100	57.60
50	50.40
10	33.10

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.6.5 DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE LA LLUVIA.

El Manual de hidrología, hidráulica y drenaje publicado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones específica para el cálculo de las Curvas Intensidad, Duración y Frecuencia que: para el caso de duraciones de tormentas menores a un día, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke (Guevara, 1991) que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left( \frac{d}{1440} \right)^{0.25}$$

Dónde:

Pd : Precipitación total (mm).

d : Duración (min).

P24h : Precipitación máxima en 24 horas (mm).

La intensidad se halla dividiendo la precipitación Pd entre la duración d.

### 3.6.6 CURVAS DE INTENSIDAD – DURACIÓN – FRECUENCIA (IDF).

Resultados obtenidos para la microcuenca en estudio:

**Cuadro N° 3.26: Precipitación Máxima para distintas Duraciones y Tiempos de Retorno.**

PRECIPITACIÓN MÁXIMA TOTAL REPRESENTATIVA												
Periodo de retorno Tr(años)	P <sub>máx24h</sub> (mm)	Duración (min)										
		15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	180
		500	74.00	23.64	28.11	31.11	33.43	35.35	37.00	38.45	39.76	40.95
200	64.70	20.67	24.58	27.20	29.23	30.91	32.35	33.62	34.76	35.80	36.76	38.47
100	57.60	18.40	21.88	24.22	26.02	27.52	28.80	29.93	30.95	31.87	32.72	34.25
50	50.40	16.10	19.15	21.19	22.77	24.08	25.20	26.19	27.08	27.89	28.63	29.97
10	33.10	10.57	12.58	13.92	14.95	15.81	16.55	17.20	17.78	18.32	18.80	19.68

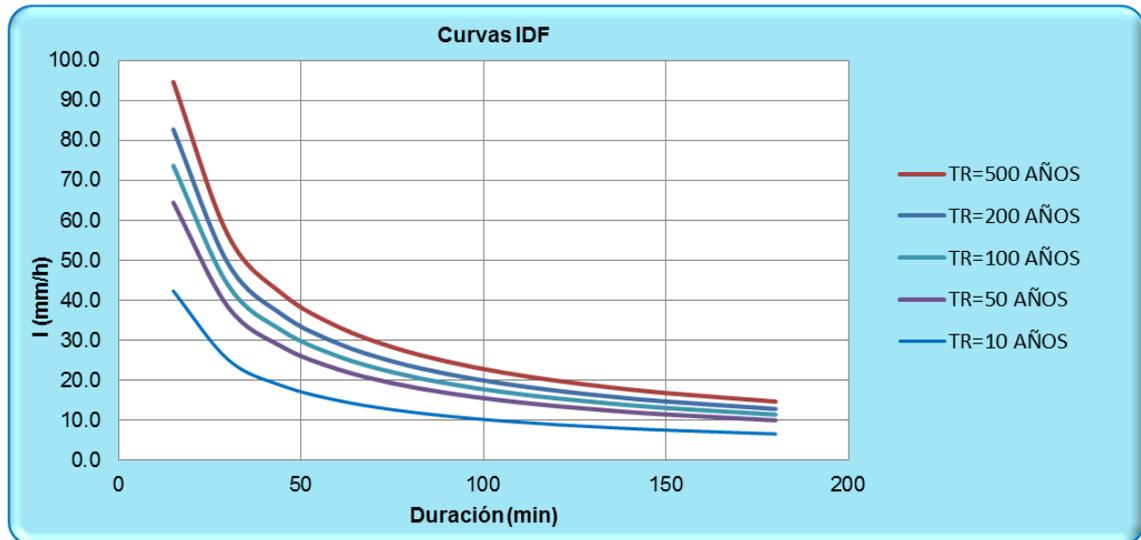
Fuente: Elaboración Propia.

**Cuadro N° 3.27: Intensidad para distintas Duraciones y Tiempos de Retorno.**

INTENSIDAD REPRESENTATIVA												
Periodo de retorno Tr(años)	P <sub>máx24h</sub> (mm)	Duración (min)										
		15	30	45	60	75	90	105	120	135	150	180
		500	94.56	56.23	41.48	33.43	28.28	24.67	21.97	19.88	18.20	16.82
200	82.68	49.16	36.27	29.23	24.73	21.57	19.21	17.38	15.91	14.70	13.09	11.42
100	73.61	43.77	32.29	26.02	22.01	19.20	17.10	15.47	14.17	13.09	11.42	9.99
50	64.41	38.30	28.25	22.77	19.26	16.80	14.97	13.54	12.39	11.45	9.99	8.56
10	42.30	25.15	18.56	14.95	12.65	11.03	9.83	8.89	8.14	7.52	6.56	5.56

Fuente: Elaboración Propia.

**Figura N° 3.6: Curvas IDF.**



Fuente: Elaboración Propia.

### 3.6.7 DETERMINACIÓN DE LA INTENSIDAD DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA.

El Manual de hidrología, hidráulica y drenaje publicado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones señala que la intensidad se halla dividiendo la Precipitación Pd entre la duración, asimismo indica también que para el método racional la duración será igual al tiempo de concentración tc. Por lo tanto las intensidades de precipitación máxima para el presente proyecto serán:

**Cuadro N° 3.28: Intensidades de precipitación máxima (mm/h).**

<b>tc (min)</b>	30.00
-----------------	-------

Periodo de retorno Tr(años)	P <sub>máx24h</sub> (mm)	Pd (mm)	I (mm/h)
500	74.00	28.11	56.23
200	64.70	24.58	49.16
100	57.60	21.88	43.77
50	50.40	19.15	38.30
10	33.10	12.58	25.15

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.6.8 MÉTODO RACIONAL.

#### 3.6.8.1 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

El valor del coeficiente de escorrentía se establecerá de acuerdo a las características hidrológicas y geomorfológicas de la microcuenca en estudio.

La siguiente tabla muestra los coeficientes de escorrentía para el método racional tipificados en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC:

**Cuadro N° 3.29: Coeficientes de escorrentía método racional.**

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 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

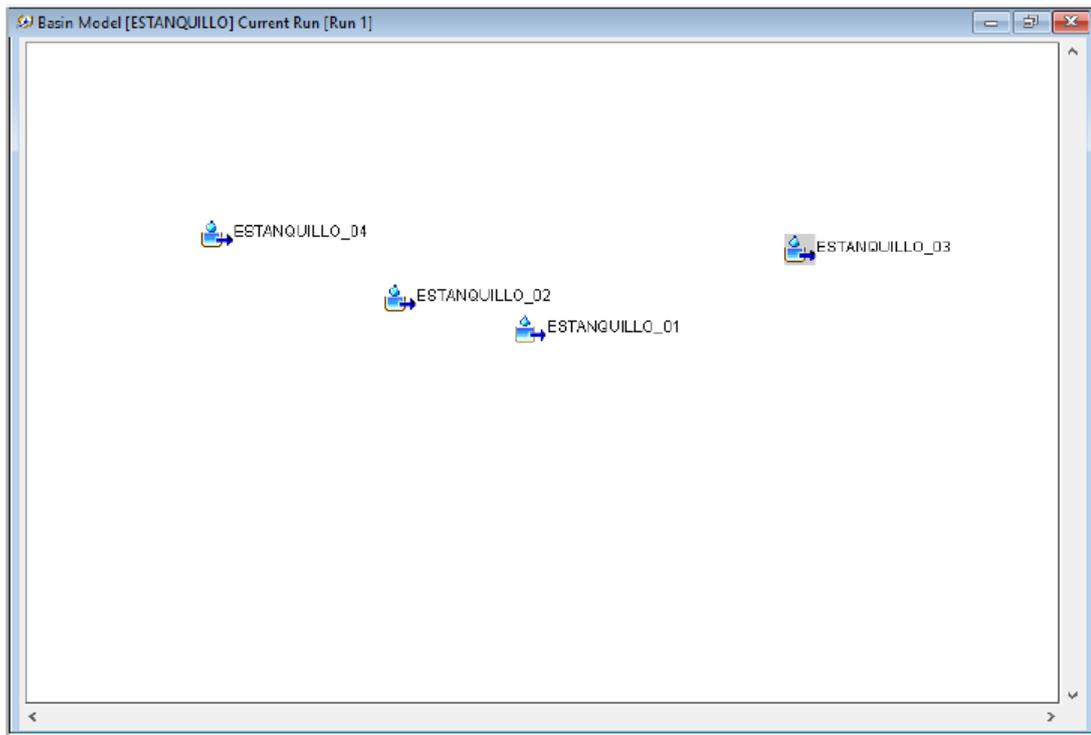
Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC.

A partir del cuadro anterior y en conjunto con el mapa de cobertura vegetal para la zona de la microcuenca del proyecto se determinó que la cobertura vegetal es pastos, vegetación ligera con un suelo semipermeable y una pendiente del terreno alta, resultando en un coeficiente de escorrentía aproximado igual a 0.5.

### 3.6.8.2 CAUDALES MÁXIMOS DE DISEÑO

#### 5.2.2 MODELAMIENTO HEC-HMS T=100 AÑOS

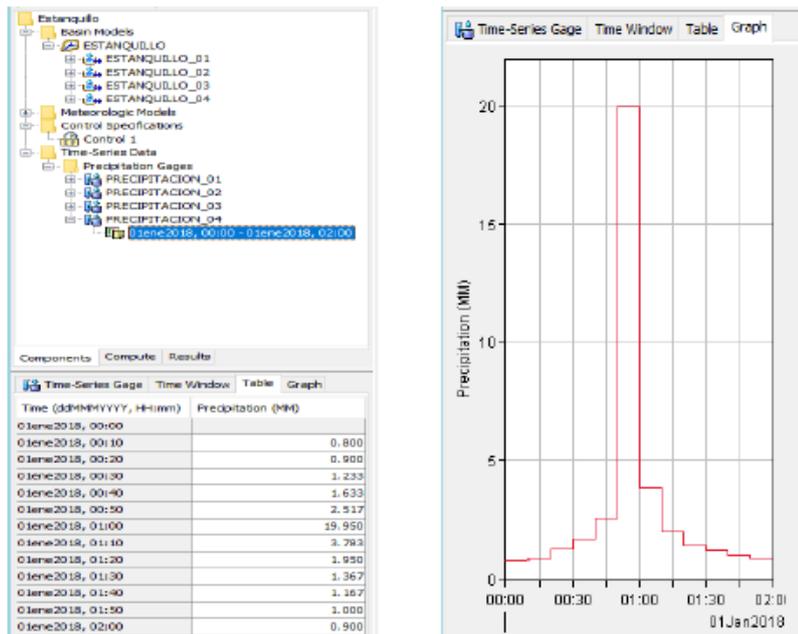
Parámetros a ingresar en el software HEC-HMS:



- AREA: 10.101 Km<sup>2</sup>
- NUMERO DE CURVA: 81
- IMPERMEABILIDAD: 7.66 %
- TIEMPO DE CONCENTRACION: 41.52 min

The image displays three screenshots of a software interface for subbasin parameters. The first screenshot shows the 'Basin Name' as ESTANQUILLO and 'Element Name' as ESTANQUILLO\_04, with an area of 10.101 km<sup>2</sup> and 'Loss Method' set to 'SCS Curve Number'. The second screenshot shows 'Curve Number' as 81 and 'Impervious (%)' as 7.66. The third screenshot shows 'Lag Time (MIN)' as 24.912.

### IMAGEN NRO. 5.2.2.2 PARÁMETROS DE LA CUENCA ESTANQUILLO 04



FUENTE: ANA

A partir de los resultados obtenidos y tal como se mencionó en el ítem de Periodo de Retorno al inicio de este ítem el caudal máximo de diseño a considerar será aquel para un periodo de retorno igual a 100 años por las recomendaciones del ANA con respecto a este tipo de estudios, es decir, se debe utilizar un caudal diseño igual a 26.6 m<sup>3</sup>/s para determinar el Mapa de Inundación.

Ponderando el coeficiente de Escorrentía con el Área se tiene el Coeficiente de Escorrentía ponderado de la microcuenca.

$$C=0.58$$

Aplicando la fórmula del método Racional obtenemos finalmente

CAUDALES MAXIMOS	
Mc- Estudio	
TR (AÑOS)	Q (m3/s)
2	4.60
5	6.50
10	8.50
20	11.00
25	12.50
50	22,00
100	26,80



## 4 SIMULACIÓN HIDRÁULICA

El principal objetivo de la modelación hidráulica de un río es determinar el nivel de aguas máximas extraordinarias que éste puede alcanzar para un determinado caudal de máxima avenida, es así que la simulación numérica permite definir el tirante de agua que se producirá para un determinado caudal máximo de diseño.

El modelo hidráulico adoptado para el presente estudio ha sido implementado en el software HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System), desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC por sus siglas en inglés) del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers). El modelo HEC-RAS además permite modelar el flujo tanto en régimen subcrítico como en régimen supercrítico, así como la combinación de ambos regímenes, en un régimen denominado mixto.

“El uso de un modelo numérico unidimensional como el Hec-Ras para la resolución de problemas hidráulicos y/o fluviales conlleva una responsabilidad importante en cuanto a la necesidad de conocer las limitaciones en su aplicación. Debemos entender como profesionales de la ingeniería hidráulica la absoluta necesidad de analizar con visión crítica los resultados numéricos ofrecidos por este tipo de modelos. Cualquier resultado calculado por Hec-Ras no es una solución completamente real es más bien un intento de aproximación a un posible resultado. Se debe aplicar nuestro conocimiento de las leyes y principios hidráulicos para determinar la bondad del resultado.” [GITS, 2009].

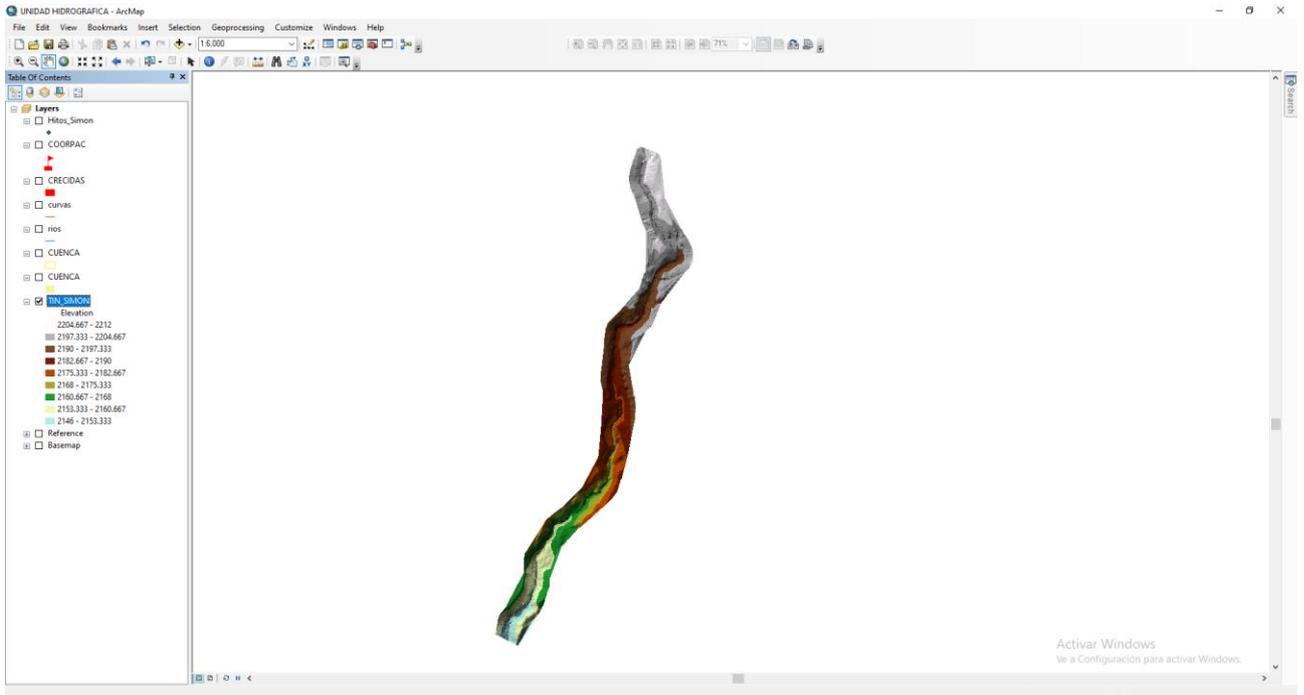
### 5.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

Mediante HEC-geoRAS hemos creado un archivo de importación a HEC-RAS que recoge los datos de la geometría del terreno incluyendo el cauce del río, las secciones transversales, las líneas de flujo, etc. Este archivo se importa a HEC-RAS donde realizamos todo el cálculo hidráulico y obtenemos los resultados de calado y velocidades. Finalmente, estos resultados se pueden exportar a ArcGIS para procesarlos y obtener el mapa de inundación.

A continuación se explica el procedimiento desarrollado con HEC-GeoRAS para el tramo de intervención.

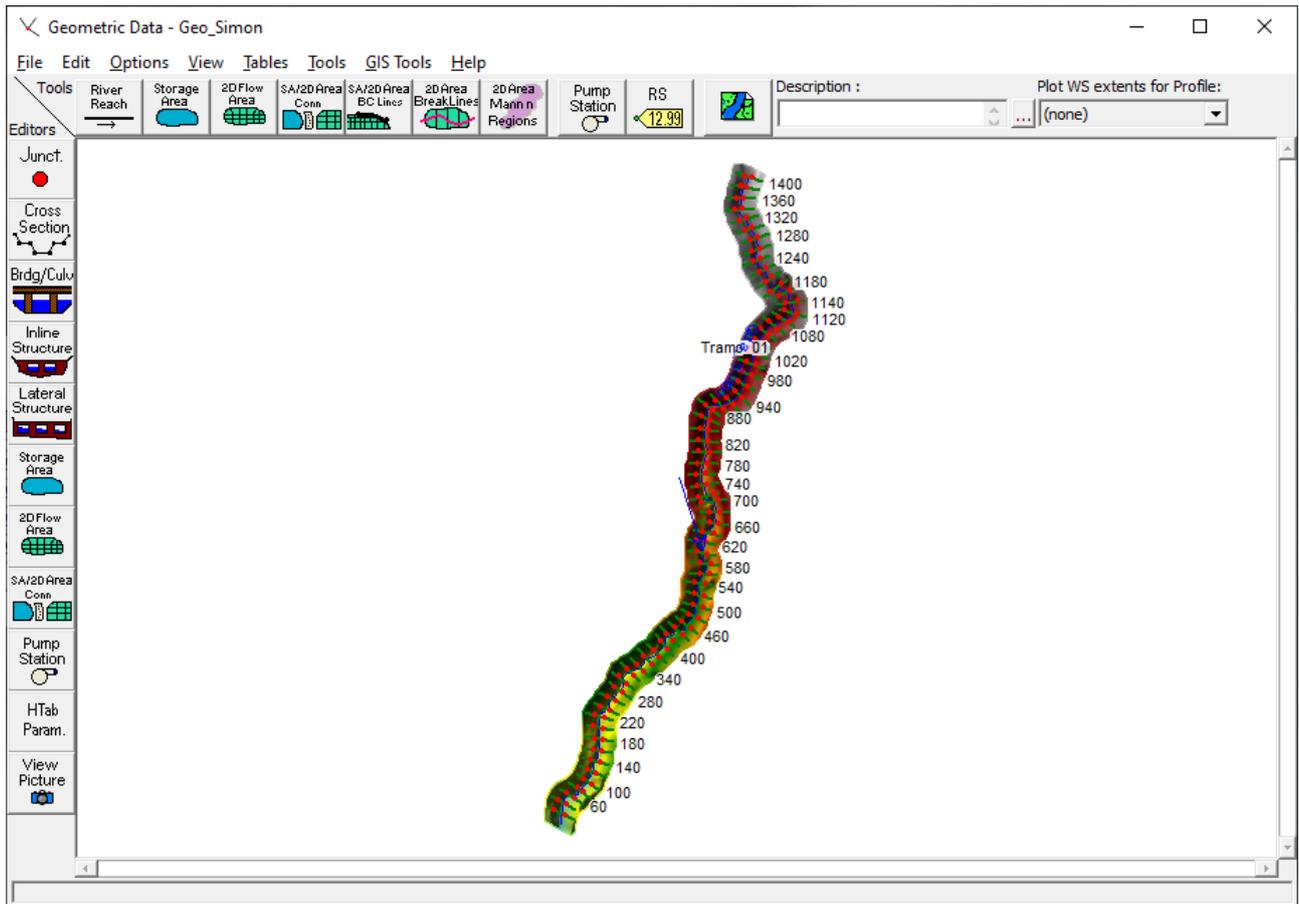
- 1ª Creación del TIN (Triangulated Irregular Network) a partir de la Topografía de la zona de estudio.
- 2ª Creación y edición del River.
- 3ª Creación y edición de los Banks.
- 4ª Creación y edición de los flowpaths.
- 5ª Creación de los XSCutLines (Secciones Transversales).
- 6ª Asignación de las propiedades 3D para el River y las Secciones Transversales.
- 7ª Exportación de la Geometría a HEC-RAS.

**Figura N° 5.1: Creación del TIN.**



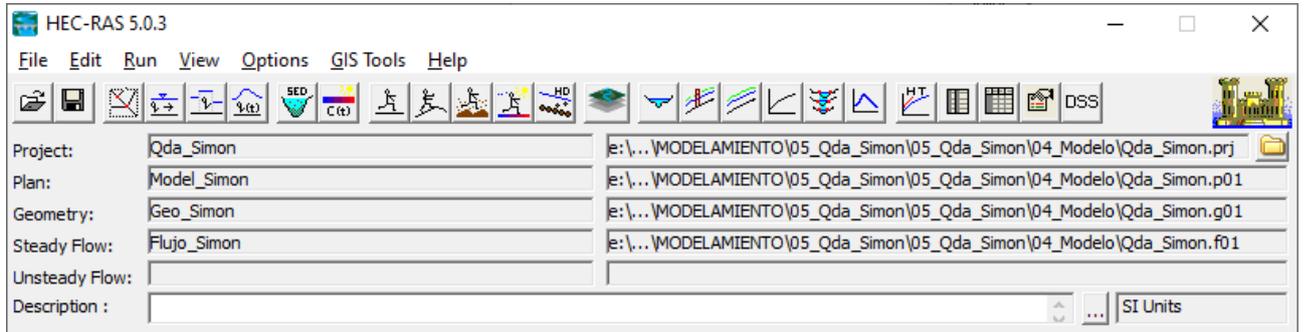
Fuente: ArcGIS.

**Figura N° 5.2: Creación del River, Banks, Flowpaths y Secciones Transversales.**



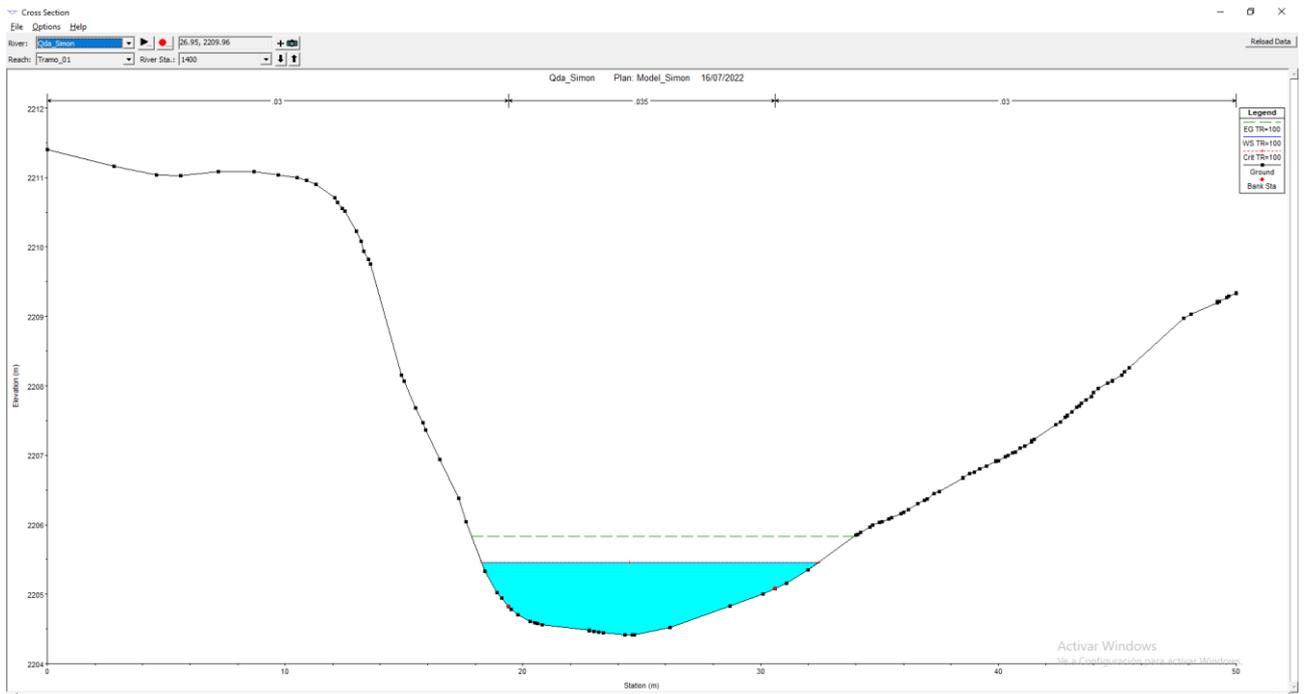
FUENTE: ARCGIS.

## 5.2 CONFIGURACIÓN DEL MODELO



### 5.2.1 GEOMETRÍA DEL CAUCE

La topografía de la geometría del cauce seccionados cada 10 metros, en toda la longitud de los 1 560 m de la quebrada, se encuentran en Anexo Adjunto:



## 5.3 SIMULACION HIDRAULICA.

1ª Creación de un nuevo proyecto.

2ª Importar la Geometría creada con HEC-geoRAS.

3ª Definir el coeficiente de rugosidad de Manning para las secciones transversales de la geometría importada.

### Cuadro N° 5.1: Coeficientes de Manning.

Type of Channel and Description	Minimum	Normal	Maximum
<i>A. Natural Streams</i>			
<b>1. Main Channels</b>			
a. Clean, straight, full, no rifts or deep pools	0.025	0.030	0.033
b. Same as above, but more stones and weeds	0.030	0.035	0.040
c. Clean, winding, some pools and shoals	0.033	0.040	0.045
d. Same as above, but some weeds and stones	0.035	0.045	0.050
e. Same as above, lower stages, more ineffective slopes and sections	0.040	0.048	0.055
f. Same as "d" but more stones	0.045	0.050	0.060
g. Sluggish reaches, weedy, deep pools	0.050	0.070	0.080
h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stands of timber and brush	0.070	0.100	0.150
<b>2. Flood Plains</b>			
a. Pasture no brush	0.025	0.030	0.035
1. Short grass	0.030	0.035	0.050
2. High grass			
b. Cultivated areas	0.020	0.030	0.040
1. No crop	0.025	0.035	0.045
2. Mature row crops	0.030	0.040	0.050
3. Mature field crops			
c. Brush	0.035	0.050	0.070
1. Scattered brush, heavy weeds	0.035	0.050	0.060
2. Light brush and trees, in winter	0.040	0.060	0.080
3. Light brush and trees, in summer	0.045	0.070	0.110
4. Medium to dense brush, in winter	0.070	0.100	0.160
5. Medium to dense brush, in summer			
d. Trees	0.030	0.040	0.050
1. Cleared land with tree stumps, no sprouts	0.050	0.060	0.080
2. Same as above, but heavy sprouts	0.080	0.100	0.120
3. Heavy stand of timber, few down trees, little undergrowth, flow below branches	0.100	0.120	0.160
4. Same as above, but with flow into branches			
5. Dense willows, summer, straight	0.110	0.150	0.200

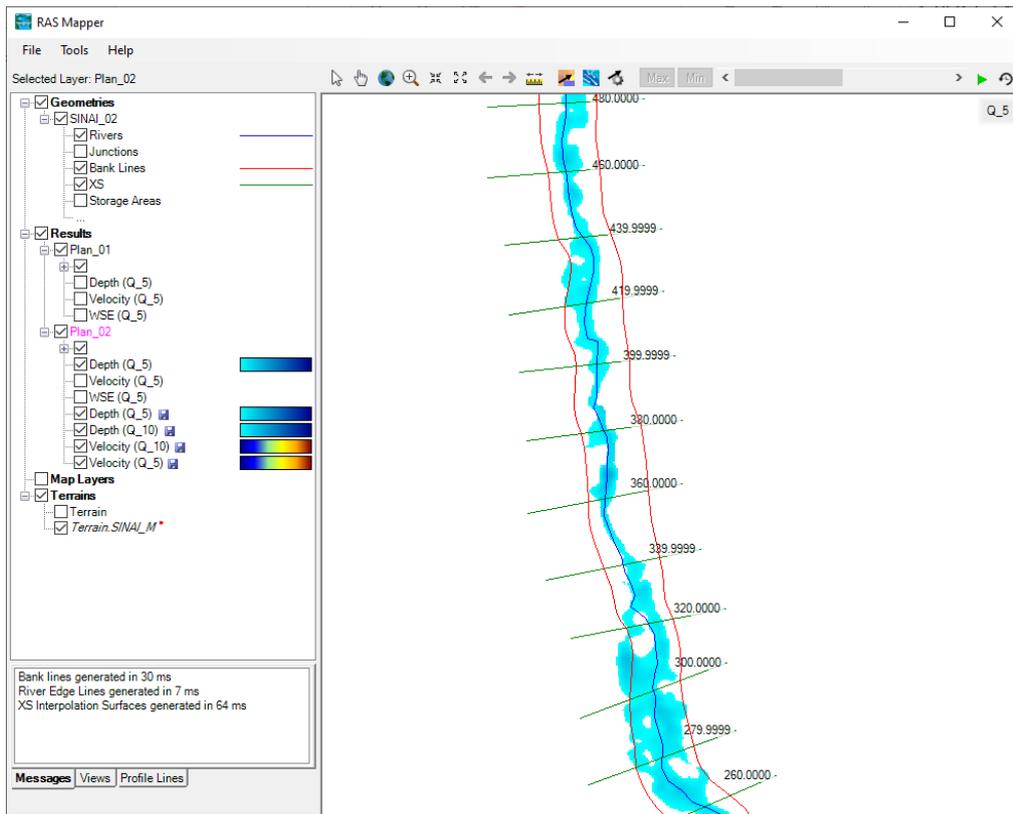
Fuente: HEC-RAS.

Para el presente proyecto se ha considerado un Coeficiente de Manning igual a 0.045 para el cauce principal (Tabla A.1.d) y 0.04 para las planicies de inundación (Tabla A.2.d.1).

4ª Ingresar el caudal de diseño para máximas avenidas del tiempo de retorno seleccionado y elegir las condiciones de contorno correspondientes. Recordemos que en el capítulo anterior se definió que el caudal de máximas avenidas es igual a 19.177 m<sup>3</sup>/s que corresponde a un periodo de retorno de 100 años.

5ª Finalmente correr el modelo escogiendo siempre el régimen de flujo mixto y revisar las salidas.

**Figura N° 5.3: Geometría del cauce del río, importada a HEC-RAS.**



Fuente: HEC-RAS.

### 5.3.1 RESULTADOS OBTENIDOS HEC-RAS.

A continuación se muestra la perspectiva en tres dimensiones (x,y,z) del modelamiento hidráulico del cauce del río para TR=100 años.

## 6.1 Dimensionamiento de la Faja marginal

El reglamento de fajas marginales de la ANA determina que, una vez determinado el límite superior de la ribera, se establece el ancho mínimo de la faja marginal de acuerdo a lo señalado en el siguiente cuadro:

	Tipo de fuente de agua	Ancho mínimo (m)
1	Quebradas y tramos de ríos de alta pendiente (mayores a 2%) encañonados en material rocoso	3.0
2	Quebradas y tramos de ríos de alta pendiente (mayores a 2%) material conglomerado	3.0
3	Tramos de ríos con pendiente media (1 – 2%)	5.0
4	Tramos de ríos con pendiente media (menores a 1%) y presencia de defensas vivas	6.0
5	Tramos de ríos con pendiente media (menores a 1%) y riberas desprotegidas	10.0
6	Tramos de ríos con estructuras de defensas ribereñas (gaviones, diques, enrocados, muros, etc.) medidos a partir del pie de talud extremo	4.0
7	Tramos de ríos de selva con baja pendiente (menores a 1%)	25.0

La Pendiente es el tramo de la quebrada, es del orden del 0.04 m/m (4.0 %) siendo mayor al 1%, y existe defensas ribereña que protege al Asociación de Vivienda Taller de Salud del Sur.

Por tanto la faja marginal se propone un ancho de mayor a tres metros para cada margen, a partir del límite de la ribera inundable.

Los hitos que delimitan la faja marginal se proponen respetando un ancho de faja de **4.0 metros mínimo para cada margen**, a partir del eje de quebrada.

Esta área intangible no se superpone con el área destinada al proyecto de

## 6.2 LIMITE DE FAJA MARGINAL .

MARGEN DERECHA			MARGEN IZQUIERDA		
Cod_Hito	POINT_X	POINT_Y	Cod_Hito	POINT_X	POINT_Y
HD-01	213892.9665	8186774.9075	HI-01	213928.1031	8186787.3430
HD-02	213908.8414	8186821.4743	HI-02	213939.2157	8186823.8555
HD-03	213909.8997	8186860.3681	HI-03	213941.8616	8186852.4306
HD-04	213932.1156	8186889.0528	HI-04	213984.1950	8186885.7682
HD-05	213955.7515	8186905.5348	HI-05	214000.8637	8186920.9578
HD-06	213973.6768	8186943.5705	HI-06	214011.7117	8186959.3225
HD-07	213975.2520	8186989.7497	HI-07	214003.5096	8187003.2434
HD-08	213977.3154	8187016.6626	HI-08	214042.1388	8187059.8643
HD-09	213998.2708	8187046.3705	HI-09	214073.6243	8187088.1749
HD-10	214013.3521	8187070.9768	HI-10	214099.5535	8187113.8395
HD-11	214019.7021	8187102.9916	HI-11	214124.4244	8187143.4729
HD-12	214039.5726	8187111.9269	HI-12	214155.1161	8187157.7603

HD-13	214059.2839	8187119.7661	HI-13	214178.1349	8187196.9188
HD-14	214068.7650	8187133.9307	HI-14	214181.8391	8187255.1272
HD-15	214089.4464	8187145.9599	HI-15	214193.5324	8187289.5327
HD-16	214102.3052	8187169.9313	HI-16	214187.3445	8187321.4114
HD-17	214121.5668	8187177.3395	HI-17	214205.4186	8187342.9694
HD-18	214145.4853	8187198.9825	HI-18	214203.2703	8187387.4192
HD-19	214150.5653	8187247.4014	HI-19	214185.8732	8187447.2412
HD-20	214154.0577	8187271.6902	HI-20	214190.2793	8187491.3675
HD-21	214152.3115	8187327.8878	HI-21	214187.2438	8187524.2858
HD-22	214177.0765	8187354.0816	HI-22	214201.0479	8187547.1220
HD-23	214174.0603	8187374.5604	HI-23	214243.1961	8187568.6261
HD-24	214158.8203	8187400.9129	HI-24	214270.6065	8187624.9954
HD-25	214153.8822	8187435.3528	HI-25	214280.2538	8187662.8129
HD-26	214157.7440	8187483.6257	HI-26	214344.5581	8187709.8411
HD-27	214161.6778	8187529.3419	HI-27	214351.8414	8187742.4511
HD-28	214163.2050	8187551.8890	HI-28	214333.2734	8187767.4712
HD-29	214183.7440	8187585.5396	HI-29	214315.9384	8187785.6468
HD-30	214222.6379	8187590.3021	HI-30	214295.1869	8187802.2338
HD-31	214230.7342	8187616.9721	HI-31	214285.8206	8187841.7625
HD-32	214237.5437	8187659.1480	HI-32	214272.8030	8187886.3714
HD-33	214251.2549	8187686.7619	HI-33	214255.0229	8187913.0415
HD-34	214273.7556	8187710.7935	HI-34	214267.0880	8187970.1916
HD-35	214305.1881	8187725.7161			
HD-36	214312.6493	8187738.0987			
HD-37	214287.2493	8187761.1240			
HD-38	214264.0718	8187790.0100			
HD-39	214253.1837	8187822.8193			
HD-40	214246.4957	8187856.7904			
HD-41	214228.9530	8187885.9680			
HD-42	214215.3354	8187906.6914			
HD-43	214231.0856	8187975.5989			

## 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 7.1 CONCLUSIONES

- Se concluye que el área total de la microcuenca es igual a 16 km<sup>2</sup>; haciendo aplicación del software Geo-Hms 10.1 y la teoría se definieron todas las características geomorfológicas de la microcuenca en el respectivo ítem, siendo una de las características más importantes para determinar el caudal máximo de diseño, el tiempo de concentración, el cual resultó con un valor asumido igual a 30 minutos.
- Asimismo se determinó que la estación meteorológica a utilizar por tener más cercanía a la microcuenca en estudio es: Corpac.

- A partir de los registros de precipitación máxima de 24 horas se aplicó 13 distribuciones probabilísticas con el software HYFRAN y con la Comparación de Criterios se determinó la Distribución Probabilística que mejor se ajusta a la estación, resultando:

- Estación Corpac: Gamma (Máxima verosimilitud)

- Las precipitaciones máximas de 24h representativas para la cuenca en estudio son:

Periodo de retorno Tr(años)	Pmáx24h (mm)
500	74.00
200	64.70
100	57.60
50	50.40
10	33.10

- Para el presente estudio se utilizó el Método Racional ya que el área de la microcuenca es menor a 10 km<sup>2</sup>; para ello se determinó un coeficiente de escorrentía igual a 0.50.
- Los caudales máximos de diseño para diferentes periodos de retorno obtenidos son:

CAUDALES MAXIMOS	
Mc- Estudio	
TR (AÑOS)	Q (m <sup>3</sup> /s)
2	4.60
5	6.50
10	8.50
20	11.00
25	12.50
50	22,00
<b>100</b>	<b>26,80</b>

- Para la elaboración del Mapa de Inundación se ha determinado utilizar el caudal máximo de diseño para un periodo de retorno igual a 100 años siguiendo las recomendaciones y pautas de la Autoridad Nacional del Agua para este tipo de estudios; por lo tanto, el caudal utilizado es igual a **26.8 m<sup>3</sup>/s**.
- La topografía se ha definido a lo largo de 1560 m que es la longitud del cauce estudiado y las secciones transversales se han definido cada 10m.
- Para la modelación hidráulica se ha definido que el caudal de diseño de máximas avenidas a utilizar corresponde a un periodo de retorno igual a 100 años, por las consideraciones ya expuestas; es así que para este ítem se ha utilizado la extensión HecGeoRas, con la cual se ha graficado la geometría del tramo de intervención y se ha exportado a HecRas para obtener las zonas de inundación y determinar la cota de la lámina de agua para cada estación (sección transversal) analizada.

- A partir de los resultados de la Modelación Hidráulica se ha determinado el régimen del flujo para cada estación, es decir, subcrítico, crítico o supercrítico.
- Se ha realizado un posproceso en ArcGis para presentar el Mapa de Inundación en el cauce aledaño a la Asociación, el respectivo plano se encuentra en los Anexos de este informe.
- La faja marginal será de 4.0 metros mínimo para cada margen, a partir del eje de quebrada.
- Para el diseño de detalle de las estructuras proyectadas se recomienda utilizar las precipitaciones de diseño y curvas IDF del presente estudio, y calcularlos para cada caso puntual.
- Finalmente, como en muchos estudios hidrológicos, siempre se hace la recomendación de instalar redes de estaciones hidrométricas que permitan registrar los caudales producidos en épocas de lluvia, con el fin de realizar estudios hidrológicos que den consciencia a la prevención de desastres por máximas avenidas.

## **7.2 RECOMENDACIONES**

Alcanzar el presente Estudio a la Autoridad Nacional del Agua para su aprobación, en caso haya mejores aportes o elementos técnicos por parte de profesionales de la ANA, se incorpore al presente estudio.

# ANEXO 1: MODELO HEC RAS

## **ANEXO 2: MAPA DE CUENCA Y FAJA MARGINAL**

## **ANEXO 3: PLANOS DE TOPOGRAFIA**