

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN
CRISTÓBAL DE HUAMANGA**

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA LA
DETERMINACIÓN DE ZONAS INUNDABLES EN EL RÍO
QEQRA DEL DISTRITO DE TAMBO-LA MAR-AYACUCHO-
2016**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO AGRÍCOLA**

**PRESENTADO POR:
OLMEDO MAURO QUISPE BAUTISTA**

**AYACUCHO – PERÚ
2016**

DEDICATORIA

A mis padres **MAURO QUISPE CCACCRO** y **VIRGINIA BAUTISTA CARBAJAL**, por haber sido mi guía, mi soporte y ejemplo cada día de mi vida, por haber impulsado cada sueño y haberme motivado siempre a alcanzar las metas que me he propuesto.

A mis queridos hermanos. **MANRIQUE, YULISSA, LIZBETH, AYDE, CARINA Y SARITA**, por su apoyo incondicional cada momento y que de una u otra forma que me han convertido en la que ahora soy.

AGRADECIMIENTOS

A nuestra primera casa de estudios, la UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA, por haberme acogido para mi formación profesional y personal, aportándome conocimiento para el desarrollo de nuestra región.

A la Facultad de Ciencia Agrarias con especial dedicación a mi querida Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola, que contribuyeron en mi formación profesional.

A mi asesora de tesis MSc. Ing. Sandra del Águila Ríos quien me brindó sugerencias para culminar la tesis.

A todos mis profesores de la Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola por sus aportes académicos y opiniones constructivas en mi formación profesional.

ÍNDICE GENERAL

	pág
DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
RESUMEN	iix
INTRODUCCIÓN	1
I. REVISION DE LA LITERATURA	3
1.1. ANTECEDENTES	3
1.2. LA CUENCA HIDROGRÁFICA.....	5
1.2.1. La cuenca.....	5
1.2.2. Características físicas de una cuenca	5
1.2.3. Parámetros geomorfológicos de la cuenca	6
1.2.3.1. Parámetro de forma	6
1.2.3.2. Parámetros de relieve	8
1.2.3.3. Parámetros de red hidrográfica	10
1.3. PRECIPITACIÓN.....	12
1.3.1. Definición.....	12
1.3.2. Análisis de los datos de precipitación.....	13
1.3.2.1. Estimación de datos faltantes	13
1.3.3. Análisis estadístico de datos hidrológicos	14
1.3.3.1. Modelos de distribución.....	14
1.3.3.2. Prueba de bondad de ajuste	17
1.3.4. Determinación de tormenta de diseño.....	18
1.3.4.1. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (I-D-F)	18
1.3.5. Caudales máximos por el método racional modificado	21
1.3.5.1. Tiempo de concentración (Tc).....	22
1.3.5.2. Coeficiente de uniformidad (K).....	22
1.3.5.3. Coeficiente de simultaneidad o factor reductor (K_A).....	22
1.3.5.4. Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)	22
1.3.5.5. Intensidad de precipitación (I)	22
1.3.5.6. Coeficiente de escorrentía (C)	23
1.3.6. Caudal máximo con medidas de la sección y la pendiente	23
1.3.7. Hidrogramas.....	25
1.3.7.1. Componentes del hidrograma	25
1.3.7.2. Clasificación de hidrogramas por D. Snyder	27
1.3.7.3. Hidrograma unitario.....	28
1.3.7.4. Hidrogramas unitarios sintéticos	28
1.3.7.5. Tránsito de avenidas en cauces.....	31
1.3.7.6. Sistema de modelamiento hidrológico (HMS - Hydrologic Modeling System)	33
1.4. HIDRÁULICA FLUVIAL	33

1.4.1. Clasificación de los ríos.....	33
1.4.1.1. Clasificación de los ríos por su edad.....	34
1.4.2. Morfología fluvial	34
1.4.2.1. Perfil longitudinal.....	35
1.4.3. Clasificación morfológica de los ríos	36
1.4.4. Erosión de cauces fluviales.....	36
1.4.5. Estudios para el control de avenidas.....	37
1.4.6. Acciones estructurales para evitar o reducir inundaciones	37
1.4.7. Bases fundamentales para la simulación con el programa HEC RAS 4.1.0	38
1.5. NOCIONES SOBRE LOS PROGRAMAS DE CÓMPUTO	42
1.5.1. ArcGis 10.1.....	42
1.5.2. AutoCAD Civil 3D 2014	43
1.5.3. Google Earth	43
1.5.4. SAS Planet.....	44
1.6. MARCO LEGAL.....	44
II. MATERIALES Y MÉTODOS	45
2.1. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA	45
2.1.1. Ubicación política	45
2.1.2. Ubicación geográfica.....	48
2.1.3. Climatología	49
2.1.4. Zonas de vida.....	49
2.1.5. Disponibilidad hídrica	50
2.2. MATERIALES Y EQUIPOS	51
2.2.1. Materiales y equipos en el Campo	51
2.2.2. Materiales y equipos en el Gabinete	51
2.3. MÉTODOS	52
2.3.1. Fase preliminar.....	52
2.3.1.1. Vista panorámica en el Google Earth de la zona Qeqra	52
2.3.1.2. Recopilación de datos meteorológicos.....	52
2.3.2. Fase del campo.....	53
2.3.2.1. Levantamiento topográfico del río Qeqra	53
2.3.2.2. Aforo del río Qeqra por el método de flotador	54
2.3.2.3. Aforo del río Qeqra con medidas de la sección y la pendiente....	56
2.3.3. Fase de gabinete.....	57
2.3.3.1. Parámetros geomorfológicos de la cuenca Qeqra	57
2.3.3.2. Gastos máximos de avenida para diferentes periodos de retorno y la sección del cauce asociado a ellos.	70
2.3.3.3. Identificación de zonas de inundación.....	83
III. RESULTADOS	84
3.1. Parámetros geomorfológicos de la cuenca Qeqra.....	84

3.2. Determinación de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno y la sección del cauce asociado a ellos.	93
3.3. Determinación de zonas inundables.....	120
IV. DISCUSIONES.....	122
4.1. Parámetros geomorfológicos de la cuenca Qeqra.....	122
4.2. Determinación de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno y la sección del cauce asociado a ellos.	123
4.3. Identificación de zonas inundables.....	125
V. CONCLUSIONES.....	127
VI. RECOMENDACIONES.....	129
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	130
ANEXOS.....	132

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1: Tipo de la cuenca según la pendiente.....	9
Tabla 1.2: Valores críticos para la prueba Kolmogorov – Smirnov	17
Tabla 1.3: Coeficiente de duración lluvia entre 48 horas y una hora	20
Tabla 1.4: Coordenadas del hidrograma adimensional.....	30
Tabla 2.1: Ruta de acceso a la ciudad de Tambo.....	48
Tabla 2.2 : Formato para llenar el área y la altitud.....	64
Tabla 2.3: Número de curva de escorrentía para uso selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a=0.2S$	76
Tabla 2.4: Valores de n dados por Horton para ser usado en las fórmulas de Kutter y de Manning	77
Tabla 3.1: Pendiente criterio de número de ocurrencias.....	86
Tabla 3.2 : Distribución de las áreas parciales	87
Tabla 3.3: Altitud media ponderada	88
Tabla 3.4: Altitud y longitud acumulada del cauce	89
Tabla 3.5: Pendiente por Taylor y Schwarz	90
Tabla 3.6: Precipitación máxima en 24 horas para la cuenca Qeqra.....	94
Tabla 3.7: Precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno	96
Tabla 3.8: Precipitación pluvial máxima ($p_d=mm$) para diferentes tiempos	97
Tabla 3.9: Intensidades de lluvia a partir de p_d , según duración de precipitación y frecuencia de la misma.	97
Tabla 3.10: Resumen de aplicación de regresión potencial.....	97
Tabla 3.11: Regresión potencial	98
Tabla 3.12 : Intensidades para diferentes periodos de retorno – Tiempo de duración de 4.89 Horas.....	99

Tabla 3.13 : Valores de Intensidad de precipitación según duración de la misma y frecuencia de repetición 24 horas	100
Tabla 3.14: Hietograma para periodo retorno de 25 años	101
Tabla 3.15: Hietograma para periodo de retorno 50 años	102
Tabla 3.16: Hietograma para periodo retorno 100 años	103
Tabla 3.17: Resumen de profundidad de lluvia (mm)	104
Tabla 3.18: Precipitaciones máximas diarias para periodos 25, 50, 100 años	105
Tabla 3.19: Caudales máximos para 25, 50 y 100 años de periodo de retorno	105
Tabla 3.20: Parámetros de las secciones de control	107
Tabla 3.21: pendiente del tramo de control.....	107
Tabla 3.22: Caudal del río Qeqra en épocas de avenida.....	107
Tabla 3.23: Parámetro de Muskingum del río principal.....	108
Tabla 3.24: Parámetro de Muskingum de las cuencas	108
Tabla 3.25 : Resumen de caudales máximos (m ³ /s)	113
Tabla 3.26: Espejo máximo y mínimo del agua	116
Tabla 3.27: Tirante máximo y mínima del río Qeqra	116
Tabla 3.28: Velocidad máximo, mínima y número de Froude del río Qeqra	117
Tabla 3.29: Ancho máximo y mínimo del cauce.....	117
Tabla 3.30: Espejo máximo y mínimo del agua	118
Tabla 3.31: Tirante máxima y mínima del río Qeqra	118
Tabla 3.32: Velocidad máximo, mínima y número de Froude del río Qeqra	119
Tabla 3.33: Espejo máximo y mínimo del agua	119
Tabla 3.34: Tirante máxima y mínima del río Qeqra	119
Tabla 3.35: Velocidad máximo, mínima y número de Froude del río Qeqra	120
Tabla 3.36: Áreas inundables del rio Qeqra. TR= 25 años	120
Tabla 3.37: Áreas inundables del rio Qeqra. TR= 50 años	121
Tabla 3.38: Áreas inundables del rio Qeqra. TR= 100 años	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Curva hipsométrica	9
Figura 1.2: Curva hipsométrica y curva de frecuencia	10
Figura 1.3: Representación gráfica de Intensidad-Duración-Frecuencia .	10
Figura 1.4: Flujo en canales abiertos	24
Figura 1.5: Partes o componentes del hidrograma	25
Figura 1.6: Tiempo de retraso.....	27
Figura 1.7: Hidrograma unitario sintético triangular	28
Figura 1.8: Hidrograma adimensional SCS.....	31

Figura 1.9: Esquematización del perfil longitudinal y secciones	35
Figura 1.10: Clasificación morfológica de los ríos.....	36
Figura 1.11: La representación de los parámetros de energía.....	39
Figura 1.12: Subdivisión del medio de transporte	40
Figura 2.1: Ubicación nacional (PERÚ).	45
Figura 2.2: Ubicación departamental	46
Figura 2.3: Ubicación provincial	46
Figura 2.4: Ubicación distrital.....	47
Figura 2.5: Ubicación de la localidad Qeqra	47
Figura 2.6: Ubicación del punto de aforo	57
Figura 2.7: Unión de las curvas, ríos (Geoprocessing-Marge).....	58
Figura 2.8 : Archivo Raster de la cuenca Qeqra	58
Figura 2.9: Dirección de flujo	59
Figura 2.10: Flujo acumulado.....	59
Figura 2.11: Punto de aforo sobre el flujo acumulado.....	60
Figura 2.12: Cuenca Qeqra en formato Raster	61
Figura 2.13: Longitud de la cuenca.....	62
Figura 2.14: División en 12 áreas parciales	64
Figura 2.15: Selección del río principal	66
Figura 2.16: Río principal y áreas parciales	66
Figura 2.17: Orden de río Qeqra	67
Figura 2.18: Tabla de tributo-número de corrientes.....	68
Figura 2.19: Tabla de tributo-longitud total de corriente.....	68
Figura 2.20 : Área seleccionada en el programa SAS Planet.	74
Figura 2.21: Imagen satelital de la cuenca Qeqra vista en el programa ArcGIS	75
Figura 2.22: Áreas parciales de acuerdo al uso de suelo	75
Figura 2.23: Configuración de unidades	78
Figura 2.24: Modelo geométrico de la simulación.....	79
Figura 2.25: Curvas de nivel cada 1 metro	81
Figura 2.26: Alineamiento sobre el cauce del río Qeqra	81
Figura 2.27: Proyecciones horizontales de las secciones transversales .	82
Figura 2.28: Geometría del cauce en el programa HEC-RAS 4.1.....	82
Figura 3.1: Curvas hipsométricas por encima y por debajo	87
Figura 3.2: Perfil longitudinal del río Qeqra.....	89
Figura 3.3: Distribución de probabilidades.....	95
Figura 3.4: Comparación de distribuciones Estación Qeqra	96
Figura 3.5: Regresión d vs periodo de retorno.....	98
Figura 3.6: Curva I-D-F para una duración $T_c=4.89$ horas, 293 minutos .	99
Figura 3.7: Curva de Intensidad- Duración-Frecuencia	100
Figura 3.8: Hietograma de diseño para periodo de retorno 25 años.....	102
Figura 3.9: Histograma de diseño para periodo de retorno 50 años	103

Figura 3.10: Hietograma de diseño para periodo de retorno 100 años..	104
Figura 3.11: Caudales máximos para un periodo de retorno de 25 años.	109
Figura 3.12: Hidrograma a la salida de la cuenca Qeqra TR=25 años ..	109
Figura 3.13:Hidrograma en el punto de la Unión A-T TR:25años	110
Figura 3.14: Caudales máximos para un periodo de retorno de 50 años.	110
Figura 3.15: Hidrograma a la salida de la cuenca Qeqra TR=50 años. .	111
Figura 3.16:Hidrograma en el punto de la Unión A-T TR:50años	111
Figura 3.17: Caudales máximos para un periodo de retorno de 100 años.....	112
Figura 3.18:Hidrograma a la salida de la cuenca Qeqra TR=100 años.	112
Figura 3.19: Hidrograma en el punto de la Unión A-T TR: 100 años.	113
Figura 3.20: Caudales máximos	113
Figura 3.21: Niveles de tirante hidráulico en la progresiva KM: 1+120 ..	114
Figura 3.22: Niveles de inundación a periodos de retorno 25, 50, 100 años	115

RESUMEN

Esta investigación se ha realizado en un tramo de 1.586 kilómetros del río Qeqra perteneciente a la cuenca Qeqra del distrito de Tambo-Ayacucho teniendo como objetivo principal, establecer la relación que existe entre el estudio hidrológico e hidráulico y la determinación de zonas inundables en el río Qeqra del distrito de Tambo-Ayacucho para el años 2016, donde se procedió de la siguiente manera: fase preliminar, fase de campo y fase de gabinete. Se calcularon los parámetros geomorfológicos de la cuenca teniendo como resultado un área de 143.32 km², índice de compacidad 1.34, factor de forma 0.30, relación de elongación 0.8, pendiente de la cuenca 17.65 por ciento, altitud mediana 4050 msnm, altitud media ponderada 3958.45 msnm, altitud simple 3921.50 msnm, longitud del cauce principal 19.739 km, pendiente del cauce 0.063 m/m, orden del río 4, número de corriente 65, longitud total de la corriente 109.464km, densidad de corriente 0.76 km/km², tiempo de concentración 4.89 horas. Para determinar los caudales para diferentes periodos de retorno se tomó los datos de precipitación máxima diaria de las estaciones meteorológicas Cuchoquesera, Allpachaca, Tambillo, Quinoa, para un periodo de registro de 23 años (1992-2014), entonces después del análisis estadístico y extrapolación de datos de precipitación máxima diaria para los periodos de retorno 25, 50, 100 años se obtienen 64.86, 73.73, 83.14 como caudales máximos a través de la simulación en el programa HEC-HMS. Las zonas inundables se determinó en el programa Auto CAD Civil 3D a partir de la modelación hidráulica en el programa HEC-RAS con los gastos obtenidos para los periodos 25, 50, 100 años obteniéndose así 5.04, 5.43, 5.84 hectáreas para cada evento.

Palabras claves: Caudal máximo, niveles de inundación

INTRODUCCIÓN

Las aplicaciones prácticas del estudio hidrológico se encuentra en labores tales como diseño y operaciones de estructuras hidráulicas, abastecimiento de agua, tratamiento y disposición de aguas residuales, irrigación, drenaje, generación hidroeléctrica, control de inundaciones, navegación, erosión y control de sedimentos, control de salinidad, disminución de la contaminación, uso recreacional del agua, y protección de la vida terrestre y acuática (Chow, 1994).

Las avenidas son fenómenos naturales, producto de la aparición de determinadas condiciones hidrometeorológicas. Una inundación, en cambio, es el desbordamiento de un río por la incapacidad del cauce para contener el caudal que se presenta. La inundación es, pues, un fenómeno de tipo hidráulico, prueba de ello es que pueden ocurrir inundaciones sin que haya crecidas (Rocha, 1998).

La comunidad de Qeqra es una de las zonas más productivas del distrito de Tambo, la parte valle está dividido por un río y se caracteriza por presentar pendiente leve (0.5%-1%) además por producir cultivos de tallo corto (zanahoria, lechuga, col, cebolla, etc.), tallo largo (Maíz, Quinoa, etc.).

Los márgenes del río Qeqra actualmente son vulnerables frente a inundaciones por la presencia de altos caudales que corre sobre el cauce en épocas de avenida, los constantes desbordes ocasionan considerables pérdidas de producción agrícola y erosión situación que coloca a los pobladores en un estado crítico y grave debido a las consecuencias económicas.

Los resultados del estudio hidrológico e hidráulico del río Qeqra servirán para los diseños de proyectos contra la inundación que ocasiona a las áreas agrícolas ubicadas en los márgenes, además, los datos como los caudales máximos se pueden utilizar para diseñar obras hidráulicas que se proyecta a lo largo del cauce.

OBJETIVOS

Objetivos Generales

- ✓ Establecer la relación que existe entre el estudio hidrológico e hidráulico y la determinación de zonas inundables en el río Qeqra del distrito de Tambo-Ayacucho

Objetivos específicos

- ✓ Determinar los parámetros geomorfológicos de la cuenca Qeqra del distrito de Tambo-Ayacucho.
- ✓ Determinar el gasto máximo de la avenida para diferentes periodos de retorno y la sección del cauce asociado a ellos en el río Qeqra del distrito de Tambo-Ayacucho.
- ✓ Identificar las áreas de inundación en el tramo estudiado mediante el programa HEC-RAS y el programa AutoCAD Civil 3D 2014 en el río Qeqra del distrito de Tambo Ayacucho.

I. REVISION DE LA LITERATURA

1.1. ANTECEDENTES

- De acuerdo a la investigación realizada en la tesis de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola, titulada: Determinación de áreas inundables en el tramo puente Chacco-Chanchara mediante la aplicación del HEC RAS 3.1.1. se determinó áreas en el tramo comprendido como zonas críticas, vulnerables a las crecidas, inundaciones según tiempos de retorno en los márgenes del río Chacco (Montes, 2006).
- De acuerdo a las investigaciones realizada en la tesis de la Universidad San Cristóbal de Huamanga, Escuela Profesional de Ingeniería Agrícola, titulada: Simulación Hidráulica del Río Cachi para el diseño de obras de defensa ribereña en el área urbana de Vinchos; mediante la aplicación del Software HEC RAS 3.1.1. y simulación hidráulica con el modulo hidrodinámico Iber 1.9. en la cual se pudo determinar áreas en el tramo comprendido como zonas críticas y vulnerables a las inundaciones según tiempos de retorno en ambos márgenes del río Cachi, específicamente en la área urbana de Vinchos; para posteriormente realizar la correcta ubicación de estructuras de encauzamiento y protección con muros, gaviones, diques (Alarcón, 2013).

- La Dirección de Investigación (DIUC) de la Universidad de Cuenca Ecuador en su publicación de una revista titulado como “Mapeo del peligro de inundación en ríos de montaña, caso de estudio del río Burgay” comenta que en este estudio se ha realizado la simulación de crecidas y el mapeo de inundaciones en un tramo de 10 km del río Burgay usando el modelo hidráulico unidimensional HEC-RAS. El análisis de los resultados muestra que el modelo es capaz de simular los eventos de crecidas e inundaciones en ríos de la región interandina, a pesar de la escasa información disponible (Luis M. Timbe, C., Edison P. Timbe C, 2012). Mapeo del peligro de inundación en ríos de montaña, caso de estudio del río Burgay, 3(1), 87–96.)

- La Revista Geográfica Venezolana de la Universidad de los Andes Venezuela en su publicación de una revista titulada como “Visualización de zonas de desborde usando HEC-GeoRAS. Microcuenca del río la Pedregosa, estado Mérida-Venezuela” comenta que en este estudio se determinaron zonas de desborde con la interface HEC-GeoRAS y un modelo de elevación digital (MED) construido a partir de curvas de nivel con equidistancia de 5 y 20 metros, además indica que en la simulación hidráulica se consideraron 20 secciones transversales transitando un caudal simulado de 206,05 m³/s. Con el análisis y la visualización de las zonas de desborde se estimó la posible afectación de 26 ha (25%), las zonas de desborde simuladas muestran una alta coincidencia espacial con las zonas afectadas en el año 2001, ofreciendo una orientación sobre los posibles daños ante futuros eventos. (Francesco, D. P., 2012) Visualización de zonas de desborde usando HEC-GeoRAS . Microcuenca del río la Pedregosa , 53(1), 77–91)

1.2. LA CUENCA HIDROGRÁFICA

1.2.1. La cuenca

(Villón, 2002), Comenta que es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua, cada curso tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido.

1.2.2. Características físicas de una cuenca

(Fattorelli, et al, 2011), definen que las características físicas más importantes de una cuenca son:

a. Área de la cuenca(A)

Es el área plana en proyección horizontal, de forma muy irregular, obtenida después de delimitar la cuenca; se reporta en kilómetros cuadrados, excepto las cuencas pequeñas que se expresan en hectáreas.

b. Perímetro de la cuenca (P)

Borde del contorno (limite exterior) de la forma irregular de la cuenca proyectada en un plano horizontal obtenida una vez delimitada la cuenca.

c. Forma de la cuenca

La forma de la cuenca afecta en las características de descarga de la corriente, principalmente en los eventos de flujo máximo. En general, los escurrimientos de una cuenca de forma casi circular serán diferentes a los de otra, estrecha y alargada, aunque tengan la misma área.

1.2.3. Parámetros geomorfológicos de la cuenca

(Cahuana, et al, 2009) comenta que la geomorfología de una cuenca queda definida por su forma, relieve y drenaje.

Para un mejor estudio de las cuencas se han establecido los siguientes parámetros:

- Parámetros de forma
- Parámetros de relieve
- Parámetros de red hidrográfica

1.2.3.1. Parámetro de forma

Índice de compacidad o coeficiente de gravelius (Ic).- este parámetro trata de expresar la influencia del perímetro y el área de una cuenca en la escorrentía, particularmente en las características del hidrograma. Si $K=1$, la cuenca será de forma circular, por lo general, para cuencas alargadas se espera que $Ic > 1$. Las cuencas de la forma alargada reducen las probabilidades, de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta que se presenta el río.

$$Ic = \frac{P}{Po} = \frac{P}{2 * \sqrt{\pi * A}} = 0.282 * \left(\frac{P}{\sqrt{A}}\right) \dots\dots\dots \text{ecuación}$$

01

Donde:

A: área de la cuenca (km²)

P: Perímetro de la cuenca (km).

Si $1 \leq Ic \leq 1.25$ la cuenca es de forma circular. Este coeficiente nos dará luces sobre la escorrentía y la forma del hidrograma resultante de una determinada lluvia caída sobre la cuenca

$1.25 \leq Ic \leq 1.50$ la cuenca es ovalada

$1.50 \leq Ic \leq 1.75$ la cuenca es oblonga

si $Ic > 2$ son cuencas alargadas.

Rectángulo equivalente o rectángulo de gravelius.- El rectángulo equivalente es una transformación geométrica, que permite

representar a la cuenca, de su forma heterogénea, con la forma de un rectángulo, que tiene la misma área y perímetro (mismo índice de compacidad), igual distribución de alturas (igual curva hipsométrica), e igual distribución de terreno.

$$L = \frac{Ic\sqrt{A}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Ic}\right)^2} \right] \dots\dots\dots\text{ecuación 02}$$

$$l = \frac{Ic\sqrt{A}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{Ic}\right)^2} \right] \dots\dots\dots\text{ecuación 03}$$

Donde:

- A: área de la cuenca (km²)
- Ic: Índice de compacidad Ecu. 01.
- L: Longitud del lado mayor del rectángulo (km)
- l: longitud del lado menor del rectángulo (km)

Factor de forma (F).- Expresa la relación, entre el área total de la cuenca y la longitud del rectángulo equivalente, sirve para diferenciar la intensidad de lluvia que cae sobre dos cuencas y expresa la ecuación de la siguiente manera:

$$F = \frac{A}{L^2} \dots\dots\dots\text{ecuación 04}$$

Donde:

- F: factor de forma (adimensional)
- A: Área de la cuenca (km²)
- L: Lado mayor del rectángulo equivalente (km)

Relación de elongación (Re).- (Breña, et al, 2006), indica que el parámetro depende mucho del área de influencia como la longitud trazada en línea recta desde la desembocadura hasta el límite extremo del parteaguas y representa la siguiente ecuación:

$$Re = 1.1284 * \frac{\sqrt{A}}{Lc} \dots\dots\dots\text{ecuación 05}$$

Donde:

- A: Área de la cuenca (km²)

Lc: Longitud trazada en línea recta desembocadura-parteaguas (km)

La relación de elongación tiene la siguiente regla de decisión:

Si $Re \approx 1$ la cuenca tiene amplia variedad climática y geológica

Si $0.6 \leq Re \leq 0.8$ la cuenca está asociado a fuertes relieves y pendientes pronunciados.

1.2.3.2. Parámetros de relieve

(Cedeño, 1997), indica entre los más utilizados son: pendiente de la cuenca, índice de pendiente, curvas Hipsométricas, histograma de frecuencias altimétricas y relación de relieve.

Pendiente de la cuenca.- Es uno de los factores físicos que controlan el tiempo del flujo sobre el terreno y tiene influencia directa en la magnitud de las avenidas o crecidas.

Existen diversos criterios para evaluar la pendiente media de una cuenca, entre las que se destacan son: criterio de Albord y criterio de Horton.

En la ecuación 06 (Villón, 2002) relaciona el desnivel de la cuenca con la longitud del lado mayor del rectángulo equivalente.

$$S = \frac{\Delta H}{L} \dots\dots\dots \text{ecuación 06}$$

$$\Delta H = hf - h_0 \dots\dots\dots \text{ecuación}$$

07

Donde:

S: Pendiente según el rectángulo equivalente (%)

ΔH : desnivel total (Cota en la parte más alta-Cota en la estación de aforo) m.

L: lado mayor del rectángulo equivalente (m)

hf: Cota en la parte más alta de la cuenca (m)

h_0 : Cota en la estación de aforo (m)

Clasificación de pendientes en una cuenca.- El valor de la pendiente permite clasificar el relieve o topografía del terreno tal como se aprecia la Tabla 1.1:

Tabla 1.1: Tipo de la cuenca según la pendiente

PENDIENTE (%)	TIPO DE TERRENO
2	Plano
5	Suave
10	Accidentado Medio
15	Accidentado
25	Fuertemente Accidentado
50	Escarpado
>50	Muy Escarpado

Fuente: (Villón 2002)

Curva Hipsométrica

(Villón, 2002) Es la representación gráfica del relieve de una cuenca; es decir la curva hipsométrica indica el porcentaje de área de la cuenca o superficie de la cuenca en Km² o Ha que existe por encima de una cota determinada, representado en coordenadas rectangulares tal como se aprecia la Figura 1.1.

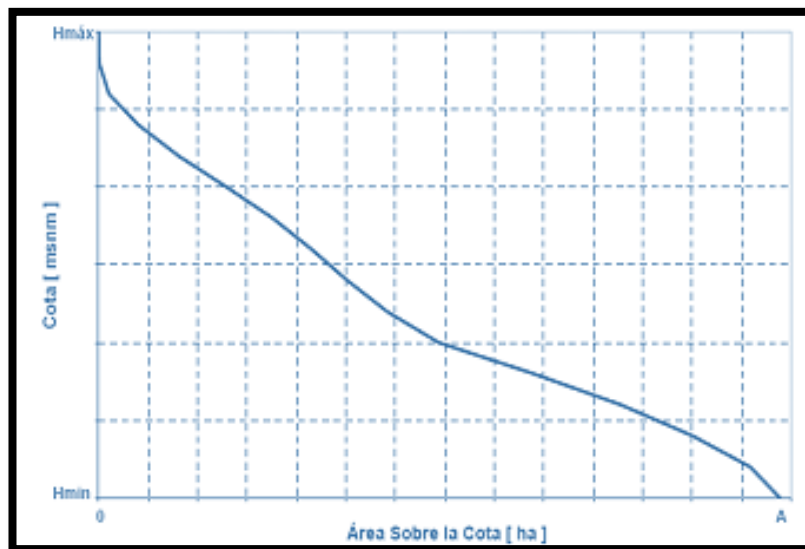


Figura 1.1: Curva hipsométrica

Fuente (Cedeño,1997)

Diagrama de frecuencias altimétricas.- Es la representación gráfica, de la distribución en porcentaje, de las superficies ocupadas por diferentes altitudes tal como se aprecia la figura 1.2.

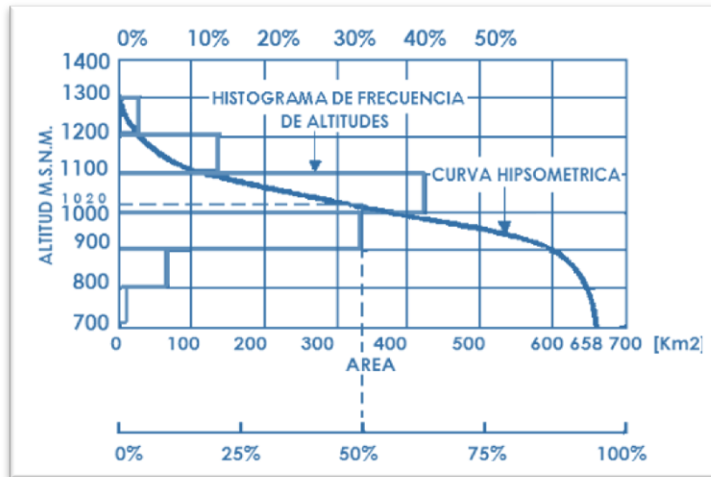


Figura 1.2: Curva hipsométrica y curva de frecuencia
Fuente (Villón, 2002)

1.2.3.3. Parámetros de red hidrográfica

La red de drenaje de una cuenca se clasifica de varias maneras, pero los más importantes en la ingeniería hidrológica son:

Perfil longitudinal del curso del agua

El perfil longitudinal del curso principal, radica en que nos proporciona una idea de las pendientes que tiene el cauce, en diferentes tramos de su recorrido, factor importante para trabajos de control de aguas, captación y ubicación de posibles centrales hidroeléctricas.

Pendiente del cauce principal (S_p)

(Breña, et al, 2006), indica que la pendiente de un tramo de río es la relación que existe entre los extremos inicial y final y la distancia horizontal de dicho tramo, recomendado así los métodos uniforme y Taylor y Schwarz.

El método uniforme representa la siguiente ecuación:

$$S_p = \frac{hf - h_0}{Lp} \dots\dots\dots\text{ecuación}$$

8

Donde:

- S_p=Pendiente del cauce (%)
- hf: Cota superior del cauce principal (m)
- h₀: Cota del aforo (m)

El método Taylor y Schwarz representa la siguiente ecuación:

Para tramos de igual longitud
$$S_p = \left[\frac{n}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{S_i}}} \right]^2 \dots\dots\dots\text{ecuación}$$

09

Para tramos de diferentes longitudes
$$S_p = \left[\frac{\sum_{i=1}^n L_i}{\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{\sqrt{S_i}}} \right]^2 \dots\dots\dots\text{ecuación}$$

10

Donde:

- n: Número de tramos iguales
- S₁, S₂, S₃,.....S_n: Pendiente en cada tramo, según $S = \frac{H}{L}$
- S_p: Pendiente media del cauce (m/m) ó (%)
- L_i: Longitud del tramo (m)
- S_i=pendiente del tramo (m/m)

Componentes de la red de drenaje

(Villón, 2002), indica que la red de drenaje de una cuenca, se refiere a las trayectorias o al arreglo que guardan entre sí, los cauces de la corriente naturales dentro de ella. Es importante en el estudio de una cuenca, ya que manifiesta la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante, es decir, la rapidez con que desaloja la cantidad de agua que recibe.

Las características de una red de drenaje, pueden describirse principalmente de acuerdo con:

- El orden de la corriente
- Número de corrientes
- Longitud total de la corriente
- Densidad de corriente

Tiempo de concentración

Se define como, el tiempo que tarda una partícula de agua caída en el punto más alejado de la cuenca hasta la salida del desagüe. A continuación, se muestran algunas de esas fórmulas empíricas.

Kirpih: $T_c = 0.06626 \left(\frac{L_p^2}{S_p} \right)^{0.385}$ ecuación 11

Temez: $T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S_p^{0.25}} \right)^{0.76}$ ecuación 12

Pasini: $T_c = 0.023 \left(\frac{AL_p}{S_p} \right)^{0.5}$ ecuación 13

Pizarro: $T_c = 13.548 \left(\frac{L_p^2}{H} \right)^{0.77}$ ecuación 14

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (hr)

L_p = Longitud del curso principal (Km)

S_p = Pendiente del curso principal

H = Diferencia de cotas entre el punto más alto y el de estudio (m)

A = Área de drenaje (area de la cuenca),(Km²)

1.3. PRECIPITACIÓN

1.3.1. Definición

(Cedeño, 1997), indica que la precipitación es la cantidad primaria de entrada del agua en el ciclo hidrológico superficial, ya sea en forma de lluvia, nieve ó granizo; y generalmente se deriva de la humedad

atmosférica. Las masas de aire húmedo deben estar sometidas a un ascenso, con el enfriamiento resultante, condensación y crecimiento de las gotas de agua antes de que la precipitación ocurra. La precipitación se clasifica a menudo en tres tipos de acuerdo con las condiciones que generaron el movimiento vertical de las masas de aire cargadas de humedad:

- Convectiva
- Ciclónicas
- Orográficas

1.3.2. Análisis de los datos de precipitación

La información pluviométrica o pluviográfica antes de ser estudiada en su comportamiento debe ser revisada y analizada en tres aspectos importante: si los datos de la estación es completa, si es consistente y si es de extensión suficiente.

1.3.2.1. Estimación de datos faltantes

En general, los datos de precipitaciones faltantes son estimados en base a los registros de las estaciones cercanas. Para ello se utilizan los datos de las estaciones que si tienen los datos de los registros completos (“estaciones índices”), y se seleccionan de modo que estén lo más cerca posible y sean de altitud parecida a la estación en estudio.

-Estimación de registros diarios y mensuales faltantes

Entre los métodos de estimación de registros diarios y mensuales faltantes se tienen:

- ❖ Método del promedio aritmético
- ❖ Método de la relación normalizada
- ❖ Método del U. S. Nacional Weather Service
- ❖ Método Racional Deductivo

-Estimación de registros anuales faltantes

Los registros anuales faltantes se determinan con los siguientes métodos:

- ❖ Método de los promedios
- ❖ Método de la recta de regresión lineal
- ❖ Incremento del registro anual por regresión

1.3.3. Análisis estadístico de datos hidrológicos

1.3.3.1. Modelos de distribución

(M.T.C.P, 2012), indica que el análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

En la estadística existen diversas funciones de distribución de probabilidad teóricas; recomendándose utilizar las siguientes funciones:

- ❖ Distribución normal
- ❖ Distribución log normal 2 parámetros
- ❖ Distribución log Pearson tipo III
- ❖ Distribución Gumbel
- ❖ Distribución log Gumbel

-Distribución normal

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-u}{S}\right)^2} \dots\dots\dots\text{ecuación 15}$$

Donde:

- $f(x)$ = función densidad normal de la variable x
- x = variable independiente
- u = parámetro de localización, igual a la media aritmética de x.
- S = parámetro de escala, igual a la desviación estándar de x.

-Distribución log normal 2 parámetros

La función de distribución de probabilidad es:

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{-(x-\bar{x})^2/2S^2} dx \dots\dots\dots\text{ecuación 16}$$

Donde \bar{X} y S son los parámetros de la distribución.

Si la variable x se reemplaza por una función $y=f(x)$, tal que $y=\log(x)$, la función puede normalizarse, transformándose en una ley de probabilidades denominada log – normal, $N(Y, S_y)$. Los valores originales de la variable aleatoria x , deben ser transformados a $y = \log x$, de tal manera que:

$$\bar{Y} = \sum_{i=1}^n \log x_i / n \dots\dots\dots \text{ecuación 17}$$

Donde Y es la media de los datos de la muestra transformada.

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^2}{n-1}} \dots\dots\dots \text{ecuación 18}$$

Donde S_y es la desviación estándar de los datos de la muestra transformada.

Asimismo; se tiene las siguientes relaciones:

$$C_s = a / S^3 \quad \text{y} \quad a = \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{Y})^3 \dots\dots\dots \text{ecuación}$$

19

Donde C_s es el coeficiente de oblicuidad de los datos de la muestra transformada.

-Distribución log Pearson Tipo III

La función de densidad es:

$$f(x) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x\beta^\gamma \Gamma(\gamma)} \dots\dots\dots \text{ecuación 20}$$

Válido para:

- $x_0 \leq x < \infty$
- $-\infty < x_0 < \infty$
- $0 < \beta < \infty$
- $0 < \gamma < \infty$

Donde:

- x_0 : parámetro de posición
- γ : parámetro de forma
- β : parámetro de escala

-Distribución Gumbel

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \dots\dots\dots \text{ecuación 21}$$

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \dots\dots\dots \text{ecuación 22}$$

$$\beta = u - 0.45\sigma \dots\dots\dots \text{ecuación 23}$$

Donde:

α : Parámetro de concentración.

β : Parámetro de localización.

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente

forma: $x = \bar{x} + k\sigma_x \dots\dots\dots \text{ecuación 24}$

24

Donde:

x = Valor con una probabilidad dada.

\bar{x} =Media de la serie.

k =Factor de frecuencia.

-Distribución log Gumbel

La variable aleatoria reducida log gumbel, se define como:

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha} \dots\dots\dots \text{ecuación 25}$$

Con lo cual, la función acumulada reducida log gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots \text{ecuación 26}$$

1.3.3.2. Prueba de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son pruebas de hipótesis que se usan para evaluar si un conjunto de datos es una muestra independiente de la distribución elegida.

(Aparicio, 1992), indica que las pruebas de bondad de ajuste más conocida son la prueba Chi-cuadrado (X^2) y la Kolmogorov-Smirnov.

-Prueba Kolmogorov – Smirnov

Método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_0(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$:

$$D = \text{máx} / F_0(x_m) - F(x_m) / \dots\dots\dots \text{ecuación 27}$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado (Tabla 1.2). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de X^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_0(x_m) = 1 - m / (n + 1) \dots\dots\dots \text{ecuación 28}$$

Donde m es el número de orden de dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos.

Tabla 1.2: Valores críticos para la prueba Kolmogorov – Smirnov

Tamaño de la muestra N	NIVEL DE SIGNIFICANCIA α				
	0,20	0,15	0,10	0,05	0,01
1	0,900	0,925	0,950	0,975	0,995
2	0,684	0,726	0,776	0,842	0,929
3	0,565	0,597	0,642	0,708	0,828
4	0,494	0,525	0,564	0,624	0,733
5	0,446	0,474	0,510	0,565	0,669
6	0,410	0,436	0,470	0,521	0,618

7	0,381	0,405	0,438	0,486	0,577
8	0,358	0,381	0,411	0,457	0,543
9	0,339	0,360	0,388	0,432	0,514
10	0,322	0,342	0,368	0,410	0,490
11	0,307	0,326	0,352	0,391	0,468
12	0,295	0,313	0,338	0,375	0,450
13	0,284	0,302	0,325	0,361	0,433
14	0,274	0,292	0,314	0,349	0,418
15	0,266	0,283	0,304	0,338	0,404
16	0,258	0,274	0,295	0,328	0,392
17	0,250	0,266	0,286	0,318	0,381
18	0,244	0,259	0,278	0,309	0,371
19	0,237	0,252	0,272	0,301	0,363
20	0,231	0,246	0,264	0,294	0,356
25	0,210	0,220	0,240	0,270	0,320
30	0,190	0,200	0,220	0,240	0,290
35	0,180	0,190	0,210	0,230	0,270
>35	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.14}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

Fuente: (Aparicio, 1992)

1.3.4. Determinación de tormenta de diseño

(Chow, et al 1994), indica que una tormenta de diseño es un patrón de precipitación definido para utilizarse en el diseño de un sistema hidrológico. Las tormentas de diseño pueden basarse en información histórica de precipitación en un sitio o puede construirse utilizando las características generales de la precipitación adyacente. Su aplicación va desde el uso de los valores puntuales de precipitación en el método racional para determinar los caudales pico en alcantarillados de aguas lluvia, carreteras, hasta uso de hietogramas de tormenta como las entrada para el análisis de lluvia –escorrentía en embalses de detención de aguas urbanas.

1.3.4.1. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (I-D-F)

Las curvas I-D-F se grafican en un plano cartesiano en el cual se ubica la duración en el eje de las abscisas y la Intensidad (mm./h) en el eje de las ordenadas.

Se habla de intensidad máxima por unidad de tiempo.

De acuerdo a esto la intensidad se determinará de la siguiente manera:

$$i = \frac{P}{t} \dots\dots\dots \text{ecuación 29}$$

Donde

- i = Intensidad máxima en mm./hora
- P = Precipitación o lámina de agua en mm.
- t = Tiempo en horas.

Las curvas para diferentes periodos de retomo determinan el gráfico Intensidad - Duración - Frecuencia, en la Figura 1.3 se muestra un ejemplo de un gráfico I-D-F.

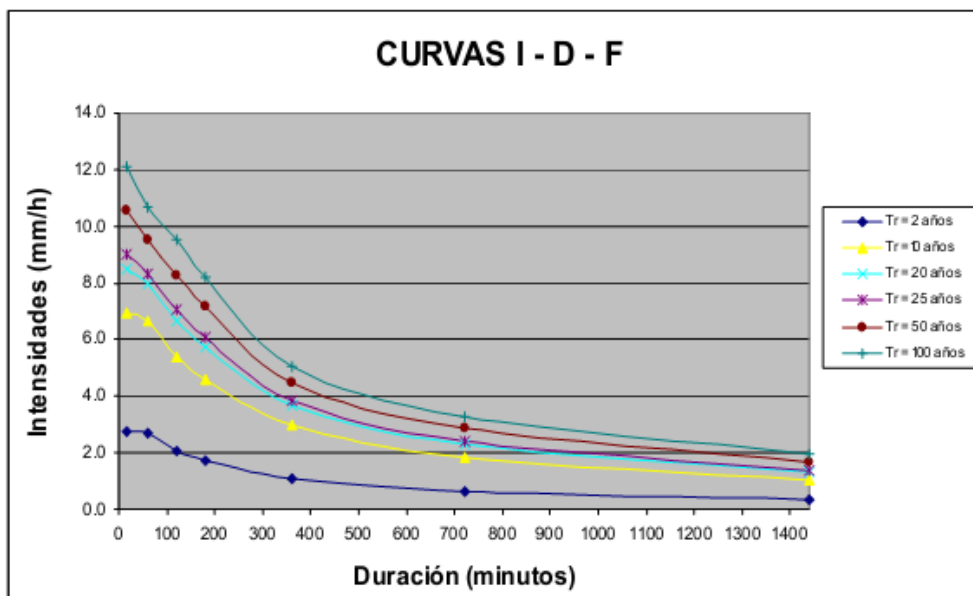


Figura 1.3: Representación gráfica de Intensidad - Duración - Frecuencia
Fuente: (M.T.C.P, 2012)

Se puede representar las curvas I-D-F, mediante expresiones matemáticas. Entre las más conocidas tenemos:

(Aparicio 1992), plantea el modelo regresión lineal múltiple expresado por la ecuación 30.

$$I = \frac{k * T^m}{(d + c)^n} \dots\dots\dots \text{ecuación 30}$$

Donde:

- I: Intensidad máxima en mm/hr
- T: periodo de retorno en años
- d: Duración de la precipitación en minutos.

k, m, n y c: constantes obtenidos mediante un análisis de correlación lineal múltiple

(Villón, 2002), indica la formula empírica utilizada en USA que relaciona la intensidad con la duración y el periodo de retorno como se muestra a continuación:

$$I = \frac{KT_R^m}{d^n} \dots\dots\dots\text{ecuación 31}$$

$$\ln(I) = \ln k + m \ln T - n \ln d \text{ o bien } Y = A_0 + A_1 X_1 + A_2 X_2$$

$$\begin{aligned} \text{Donde : } Y &= \ln(i), & X_1 &= \ln(T_R), & X_2 &= \ln(d), \\ A_0 &= \ln(k), & A_1 &= m, & A_2 &= -n \end{aligned}$$

Para calcular los parámetros A₀, A₁, y A₂, se utiliza el sistema de ecuaciones:

$$\sum_{i=1}^n Y = NA_0 + A_1 \sum_{i=1}^n X_1 + A_2 \sum_{i=1}^n X_2$$

$$\sum_{i=1}^n (X_1 Y) = A_0 \sum_{i=1}^n X_1 + A_1 \sum_{i=1}^n (X_1^2) + A_2 \sum_{i=1}^n (X_1)(X_2)$$

$$\sum_{i=1}^n (X_2 Y) = A_0 \sum_{i=1}^n X_2 + A_1 \sum_{i=1}^n (X_1)(X_2) + A_2 \sum_{i=1}^n (X_2^2)$$

La precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración; en la Tabla 1.3. se muestran coeficientes de duración, entre 1 hora y 48 horas, los mismos que podrán usarse, con criterio y cautela para el cálculo de la intensidad, cuando no se disponga de mejor información.

Tabla 1.3: Coeficiente de duración lluvia entre 48 horas y una hora

DURACION DE LA PRECIPITACION EN HORAS	COEFICIENTE
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79

14	0.83
16	0.87
18	0.90
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: (M.T.C.P, 2012)

Para el caso de duraciones de tormenta menores a 1 hora, o no se cuente con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas, estas pueden ser calculadas mediante la metodología de Dick Peschke que relaciona la duración de la tormenta con la precipitación máxima en 24 horas. La expresión es la siguiente:

$$P_d = P_{24h} \left(\frac{d}{1440} \right)^{0.25} \dots\dots\dots \text{ecuación 32}$$

32

Donde:

Pd = precipitación total (mm)

d = duración en minutos

P24h = precipitación máxima en 24 horas (mm)

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

1.3.5. Caudales máximos por el método racional modificado

(M.T.C.P, 2012), recomienda la ecuación propuesta por Témez (1987, 1991) adaptada para las condiciones climáticas de España. Permite estimar de forma sencilla caudales punta en cuencas de drenaje naturales con áreas menores de 770 km² y el tiempo de concentración (Tc) de entre 0.25 y 24 horas, la fórmula es la siguiente.

Donde:

$$Q = 0.278 * C * I * A * K \dots\dots\dots \text{ecuación 33}$$

Q : Descarga máxima de diseño (m³/s)

C : Coeficiente de escorrentía para el intervalo en el que se produce la intensidad.

- I : Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)
- A : Área de la cuenca (Km²)
- K: Coeficiente de uniformidad

Las fórmulas que definen los factores de la fórmula general, son los siguientes:

1.3.5.1. Tiempo de concentración (Tc)

Es el tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca y se calcula con la ecuación 12 descrita anteriormente.

1.3.5.2. Coeficiente de uniformidad (K)

$$K = 1 + \frac{T_C^{1.25}}{T_C^{1.25} + 14} \dots\dots\dots\text{ecuación 34}$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración (horas)

1.3.5.3. Coeficiente de simultaneidad o factor reductor (K_A)

$$K_A = 1 - (\log_{10} A / 15) \dots\dots\dots\text{ecuación 35}$$

Donde:

A : Área de la cuenca (Km²)

1.3.5.4. Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)

$$P = K_A P_d \dots\dots\dots\text{ecuación 36}$$

Donde:

K_A: Factor reductor

P_d: Recitación máxima diaria (mm)

1.3.5.5. Intensidad de precipitación (I)

$$I = \left(\frac{P}{24} \right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - T_C^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \dots\dots\dots\text{ecuación 37}$$

Donde:

P : Precipitación máxima corregida (mm)

Tc : Tiempo de concentración (horas)

1.3.5.6. Coeficiente de escorrentía (C)

$$C = \frac{(P_d - P_0) * (P_d + 23 * P_0)}{(P_d + 11 * P_0)^2} \dots\dots\dots\text{ecuación}$$

38

Donde:

P_d= Precipitación máxima diaria (mm)

P₀= Umbral de escorrentía = $\left(\frac{5000}{CN}\right) - 50$

CN= Número de curva

1.3.6. Caudal máximo con medidas de la sección y la pendiente

(Cahuana, et al, 2009), indica que este método se utiliza para estimar el gasto máximo que se presentó durante una avenida reciente en un río donde no se cuenta con ningún tipo de aforos. Para su aplicación se requiere contar con topografía de un tramo del cauce y las marcas del nivel máximo del agua durante el paso de una avenida.

Parte el análisis de la fórmula de velocidad propuesta por Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots\text{ecuación 39}$$

Donde:

n = es el coeficiente de rugosidad de Manning,

R = radio hidráulico

S_f = pendiente del pelo de agua.

Además de la ecuación de continuidad se tiene al ecuación 40:

$$Q = VA_h \dots\dots\dots\text{ecuación 40}$$

Donde:

A_h = Área hidráulica de la sección

V = Velocidad media en la sección

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre las dos secciones de control del tramo (Figura 1.4), se tiene:

$$Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f \dots\dots\dots \text{ecuación 41}$$

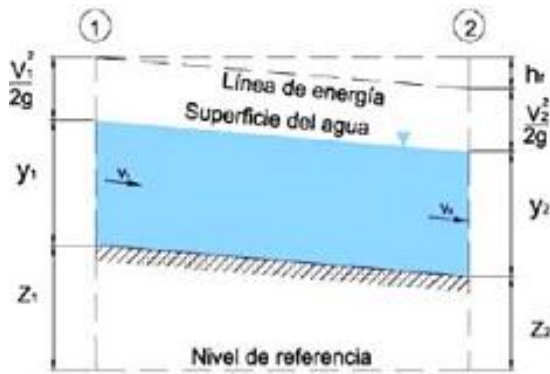


Figura 1.4: Flujo en canales abiertos
Fuente: (Cahuana, et al, 2009)

Considerando $V_1=V_2$ en la ecuación 41 se tiene:

$$h_f = Y_2 - Y_1 \Rightarrow S_f = \frac{h_f}{L} \dots\dots\dots \text{ecuación 42}$$

Donde:

- h_f = Pérdida local (m).
- L = Longitud del tramo a aforar (m).
- S_f = pendiente del pelo de agua (m/m).

De la ecuación 39 en 40 se tiene:

$$Q = \frac{A_h}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \dots\dots\dots \text{ecuación 43}$$

Transformando la ecuación 43 en función al coeficiente de conducción medio en el tramo se tiene la ecuación 44 que representa el caudal estimado.

$$Q = \bar{K}_d S_f^{1/2} \dots\dots\dots \text{ecuación 44}$$

Donde:

\bar{K}_d = Coeficiente de conducción medio

El coeficiente de conducción medio se puede calcularse como el promedio geométrico de los coeficientes de conducción en los extremos del mismo:

$$\bar{K}_{di} = \frac{A_i}{n_i} R_i^{2/3} \dots\dots\dots \text{ecuación 45}$$

Donde:

A_i = Área hidráulica de los puntos de control (m²)

K_{di} = Coeficiente de conducción en los extremos

n_i = es el coeficiente de rugosidad de Manning en los puntos de control

Entonces el coeficiente de conducción medio se representa de la siguiente manera:

$$\bar{K}_d = \sqrt{K_{d1} K_{d2}} \dots\dots\dots \text{ecuación 46}$$

1.3.7. Hidrogramas

(Cahuana, et al, 2009), comenta que el hidrograma, es la representación gráfica de las variaciones del caudal con respecto al tiempo, en orden cronológico, en un lugar dado de la corriente.

1.3.7.1. Componentes del hidrograma

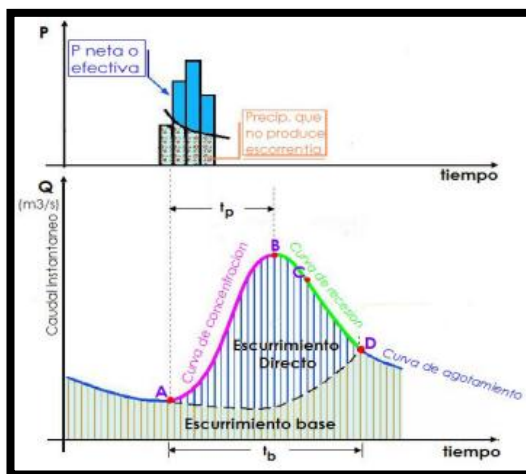


Figura 1.5: Partes o componentes del hidrograma
Fuente: (Cahuana, et al, 2009)

De la Figura 1.5, es posible distinguir las siguientes partes:

- **Punto de levantamiento (A).**- El agua proveniente de la tormenta bajo análisis comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce después de iniciada la tormenta, durante la misma o incluso cuando ha transcurrido ya algún tiempo después que cesó de llover, dependiendo de varios factores, entre los que se pueden mencionar el área de la cuenca, su sistema de drenaje y suelo, la intensidad y duración de la lluvia, etc.

-**Pico del hidrograma (B).**- En este punto es aproximadamente donde termina el flujo sobre el terreno, y de aquí en adelante, lo que queda de agua en la cuenca escurre por los canales y como escurrimiento subterráneo.

-**Punto de inflexión (C).**- En este punto es aproximadamente donde termina el flujo sobre el terreno, y de aquí en adelante, lo que queda de agua en la cuenca escurre por los canales y como escurrimiento subterráneo.

-**Fin del escurrimiento directo (D).**- De este punto en adelante el escurrimiento es solo de origen subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión, aunque pocas veces se distingue de fácil manera.

Curva de concentración o rama ascendente.- Es la parte que corresponde al ascenso del hidrograma, que va desde el punto de levantamiento hasta el pico.

Curva de recesión o rama descendente.- Es la zona correspondiente a la disminución progresiva del caudal, que va desde el pico (B) hasta el final del escurrimiento directo (D). Tomada a partir del punto de inflexión (C), es una curva de vaciado de la cuenca (agotamiento).

Curva de agotamiento.- Es la parte del hidrograma en que el caudal procede solamente de la esorrentía básica.

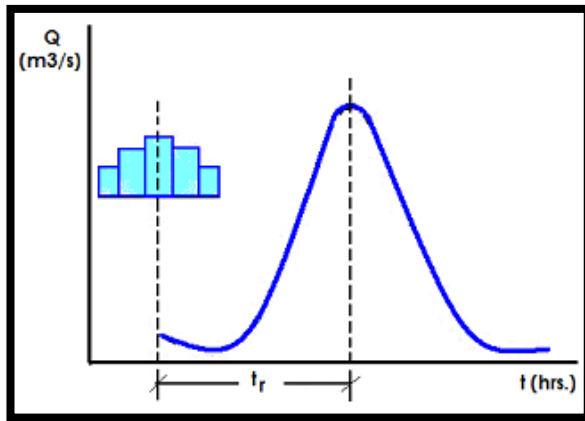


Figura 1.6: Tiempo de retraso

Fuente: (Cahuana, et al, 2009)

Tiempo de pico (tp).- Es el intervalo entre el inicio del período de precipitación neta y el caudal máximo.

Tiempo base (tb).- Es el intervalo comprendido entre el comienzo y el fin del escurrimiento directo (Figura 1.5).

Tiempo de retraso (tr).- Es el intervalo del tiempo comprendido entre los instantes que corresponden, al centro de gravedad del hietograma de la tormenta, y al centro de gravedad del hidrograma (Figura 1.6).

1.3.7.2. Clasificación de hidrogramas por D. Snyder

Clasifica a los hidrogramas en:

-Hidrogramas naturales.- Se obtienen directamente de los registros de escurrimiento.

-Hidrogramas sintéticos.- Son obtenidos usando parámetros de la cuenca y características de la tormenta para simular un hidrograma natural.

-Hidrogramas unitarios.- Son hidrogramas naturales o sintéticos de un centímetro de escurrimiento directo uniforme sobre toda la cuenca en un tiempo específico.

-Hidrogramas adimensionales.- consiste en dividir las abscisas del hidrograma que se vuelve adimensional, entre el tiempo de pico y sus ordenadas entre el gasto máximo, para posteriormente dibujar el hidrograma con respecto a tales cocientes.

1.3.7.3. Hidrograma unitario

El “Hidrograma unitario” es el hidrograma de escorrentía directa causado por una lluvia efectiva unitaria (1 cm ó 1 mm.), de intensidad constante a lo largo de la duración efectiva (de) y distribuida uniformemente sobre el área de drenaje

1.3.7.4. Hidrogramas unitarios sintéticos

(Villón, 2002), indica que la mayor parte de las cuencas, no cuentan con una estación hidrométrica o bien con los registros pluviográficos necesarios. Por ello, es conveniente contar con métodos con los que se puedan obtener hidrogramas unitarios usando únicamente datos de características generales de la cuenca. Los hidrogramas unitarios así obtenidos se denominan sintéticos.

-Hidrograma unitario triangular

Mockus desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular, como se muestra en la Figura 1.7, que también lo usa el SCS (Soil Conservation Service)

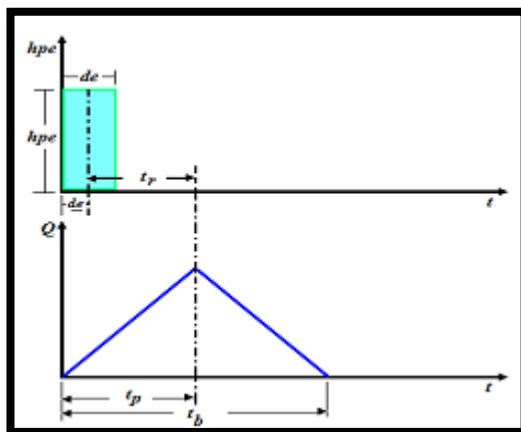


Figura 1.7: Hidrograma unitario sintético triangular
Fuente: (Cahuana, et al, 2009)

La expresión del caudal punta Q_p , se obtiene igualando el volumen de agua escurrido como lo describe la ecuación 47.

$$V_e = h_p * A \dots\dots\dots \text{ecuación 47}$$

$$V_e = \frac{1}{2} * t_b * Q_p \dots\dots\dots \text{ecuación 48}$$

De la ecuación 37 y 48 se tiene:

$$Q_p = 0.5555 * \frac{hP_e * A}{t_b} .m^3 / s \dots\dots\dots \text{ecuación 49}$$

Donde:

- V_e : Volumen de agua escurrido
- hP_e : Altura de precipitación efectiva
- A : Área de la cuenca
- V_e : volumen de agua escurrido
- T_b : tiempo base
- Q_p : caudal punta

El tiempo base se relaciona mediante la expresión:

$$t_b = 2.67t_p \dots\dots\dots \text{ecuación 50}$$

Asi mismo el tiempo pico se relaciona mediante la expresión:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \dots\dots\dots \text{ecuación 51}$$

Donde:

- t_b = tiempo base, en hr
- t_p = tiempo pico, en hr
- t_r = tiempo de retraso, en hr
- d_e = duración en exceso, en hr

El tiempo de retraso se representa de la forma:

$$t_r = 0.60Tc \dots\dots\dots \text{ecuación}$$

52

Dónde: t_c = tiempo de concentración, en hr

La duración en exceso se calcula de acuerdo al tamaño de la cuenca con las ecuaciones siguientes 53, 54.

Para cuencas grandes se tiene:

$$d_e = 2\sqrt{tc} \dots\dots\dots \text{ecuación}$$

53

Cuencas pequeñas se evalúa:

$$d_e = T_c \dots\dots\dots \text{ecuación}$$

54

Donde:

de= duración de exceso, en hr y T_c = tiempo de concentración, en hr

De la ecuación 50 en 49 se tiene:

$$Q_p = 0.208 \frac{hp_e * A}{t_p} \dots\dots\dots \text{ecuación 55}$$

También sustituyendo la ecuación la 53, 52 en la ecuación 51 se tiene:

$$tp = \sqrt{t_c} + 0.6t_c \dots\dots\dots \text{ecuación 56}$$

-Hidrograma unitario adimensional del Servicio de Conservación de Suelos (SCS)

(Villón, 2002), indica que del estudio de gran cantidad de hidrogramas, registrados en una gran variedad de cuencas se obtuvieron hidrogramas adimensionales, dividiendo la escala de caudales entre el caudal pico tal como se representa en la Tabla 1.4.

Tabla 1.4: Coordenadas del hidrograma adimensional

t/tp	Q/QP	t/tp	Q/QP
0.0	0.000	1.4	0.750
0.1	0.015	1.5	0.650
0.2	0.075	1.6	0.570
0.3	0.160	1.8	0.430
0.4	0.280	2	0.320
0.5	0.430	2.2	0.240
0.6	0.600	2.4	0.180
0.7	0.770	2.6	0.130
0.8	0.890	2.8	0.098
0.9	0.970	3	0.075
1.0	1.000	3.5	0.036
1.1	0.980	4	0.018
1.2	0.920	4.5	0.009
1.3	0.840	5	0.004

Fuente: (Villón, 2002)

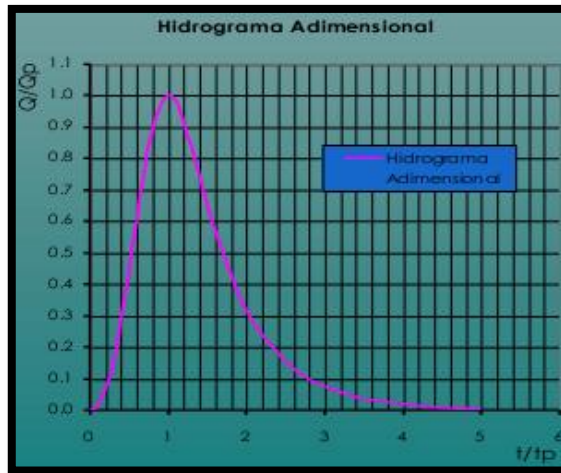


Figura 1.8: Hidrograma adimensional SCS
Fuente: (Cahuana, et al, 2009)

Para definir el hidrograma unitario adimensional se calcula el gasto pico (q_p) y el tiempo pico (t_p) con las expresiones:

$$q_p = \frac{0.208A}{t_p} \dots\dots\dots \text{ecuación 57}$$

Donde:

A: Área de la cuenca (km²)

t_p : Tiempo pico (s) obtenido de la ecuación 56

1.3.7.5. Tránsito de avenidas en cauces

(Breña, et al, 2006), menciona que el procedimiento hidrológico más usado para transitar avenidas en tramos de cauces es el desarrollado por McCarthy (1938) conocido como método de Muskingum.

El método usa una relación algebraica lineal entre el almacenamiento, las entradas y las salidas junto con dos parámetros K y X.

El valor de X determina el grado de atenuación de la onda al pasar por el tramo del río; depende de la forma del almacenamiento de cuña y varía entre: $0 \leq X \leq 0.5$

El valor del tiempo de traslado, K, se puede estimar como:

- a) el intervalo entre puntos similares en los hidrogramas de entrada y salida;
- b) el intervalo de tiempo medido entre los centroides de las áreas de los dos hidrogramas;

c) el tiempo entre los picos de los hidrogramas. K, se expresa en la misma unidad de tiempo que Dt (días, horas o minutos).

A Parte de los parámetros comentado anteriormente se debe de calcular los siguientes:

-Velocidad de onda creciente (V_w)

$$V_w = \frac{5}{3} \left(\frac{\Delta_x}{T_v} \right) \dots\dots\dots \text{ecuación 58}$$

Donde:

V_w: velocidad de la onda de creciente (m/s)

Δx: Longitud del tramo (m.)

T_v: Tiempo de viaje desde el inicio y final lo mismo que el tiempo de concentración (s)

-Tiempo de traslado de la honda (K)

$$K = 0.60 * T_v \dots\dots\dots \text{ecuación 59}$$

Donde:

K: Tiempo de traslado de la honda (hr)

-Factor adimensional de ponderación (X)

$$X = \frac{1}{2} \left[1 - \left(\frac{Q}{B * S * V_w * \Delta_x} \right) \right] \dots\dots\dots \text{ecuación 60}$$

Donde:

X: Factor adimensional de ponderación

Q: Caudal de referencia o de aforo (m³/s)

B: Ancho superficial (m.) del área hidráulica para el Q

S: Pendiente de energía o pendiente del fondo del río (m/m)

-Número de subtramos (n)

$$n = \frac{K(\text{min})}{D_t(\text{min})} \dots\dots\dots \text{ecuación 61}$$

Donde:

n: Número de subtramos

D_t: Tiempo de cálculo (minutos)

-Tiempo de retraso (Tlag)

$$T_{lag} = 0.35 * T_C \approx 0.35 * T_V \dots\dots\dots \text{ecuación 62}$$

Donde:

Tlag: Tiempo de retraso (min)

Tc: Tiempo de concentración

1.3.7.6. Sistema de modelamiento hidrológico (HMS - Hydrologic Modeling System)

(M.T.C.P, 2012), comenta que el sistema de modelado hidrológico es una aplicación desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC - Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos (US Army Corps of Engineers).

El programa HEC-HMS es complejo, el cual permite el cálculo del hidrograma producido por una cuenca mediante aportes como son datos físicos de la cuenca, datos de precipitaciones, etc. Además permite establecer varias subcuencas, realizando los cálculos de escorrentía directa particularizados para cada una de las subcuencas, finalmente es capaz de componer los hidrogramas generando un hidrograma de salida de la cuenca.

1.4. HIDRÁULICA FLUVIAL

1.4.1. Clasificación de los ríos

(Rocha, 1998), indica que hay muchas formas y criterios para la clasificación de los ríos una primera clasificación, simple y general, es la siguiente.

- a) Ríos sin áreas de inundación (confinados)
- b) 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 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.

1.4.1.1. Clasificación de los ríos por su edad

Según ella se distinguen tres tipos de ríos: jóvenes, maduros y viejos. Esta clasificación resulta útil para el planificador, el proyectista y el ingeniero hidráulico en general. Esta clasificación de los ríos expresa no sólo la evolución fluvial a lo largo del tiempo, sino también los esfuerzos hechos por el hombre para dominar la Naturaleza, para dominar el río y usarlo en su beneficio.

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 y consisten de materiales fracturados.

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.

1.4.2. Morfología fluvial

Se denomina morfología fluvial, o fluviomorfología, al estudio de las variadas formas que caracterizan a los ríos.

La fluviomorfología implica el estudio de los cambios que experimenta un río, tanto en su recorrido (perfil longitudinal), como en su sección transversal (lecho y márgenes).

El comportamiento fluvial depende mucho de la topografía, asociada a las condiciones geológicas. El desarrollo de un río y las formas que adopta son diferentes en una zona plana y en una zona de fuerte pendiente. La naturaleza geológica, terciario o cuaternario, por ejemplo, son determinantes en la evolución de las formas fluviales.

1.4.2.1. Perfil longitudinal

El eje hidráulico de los ríos no es una línea recta. El recorrido fluvial tiene una tendencia natural a la sinuosidad.

La pendiente fluvial es variable a lo largo del recorrido que el río hace desde sus nacientes hasta la desembocadura. En general en las partes altas están las mayores pendientes. En las partes bajas de los cauces fluviales la pendiente disminuye notablemente.

En la Figura 1.9 se aprecia, muy esquematizado, el perfil longitudinal representativo de un río. Como se ve, el perfil típico es cóncavo hacia arriba y resulta así del balance que se establece entre la capacidad de transporte de la corriente y el tamaño y cantidad de los sólidos aportados por la cuenca.

-Estado de equilibrio

Se dice que un tramo fluvial se encuentra en estado de equilibrio cuando la cantidad de sólidos que ingresa es igual a la que sale, en un tiempo determinado. En dicho tramo no hay erosión ni sedimentación.

Si en un tramo fluvial la cantidad de sólidos que ingresa es mayor que la que sale, esto significa que en dicho tramo hay sedimentación; caso contrario hay erosión.

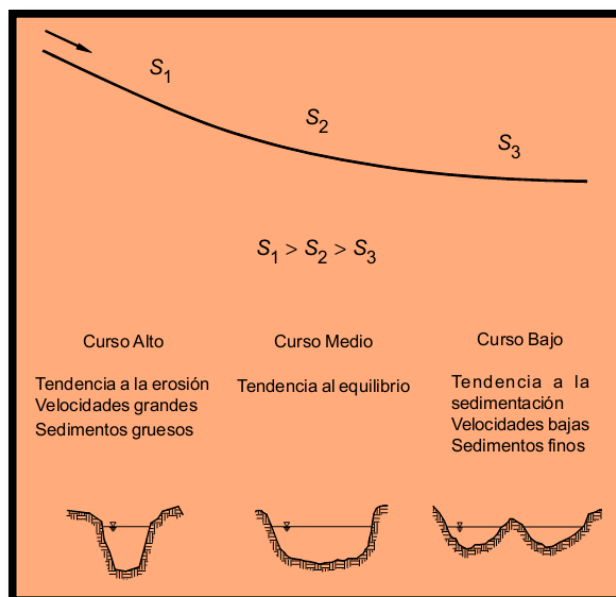


Figura 1.9: Esquematización del perfil longitudinal y secciones
Fuente: (Rocha, 1998)

1.4.3. Clasificación morfológica de los ríos

Desde el punto de vista morfológico hay tres grandes grupos de ríos. Ellos son: rectos, entrelazados y meándricos, como se ve en la Figura 1.10.

- a. **Ríos rectos.**- Normalmente se presenta en pequeños tramos y son transitorios, ya que con cualquier irregularidad se propicia la formación de meandros.
- b. **Ríos entrelazados.**- Corresponden generalmente a ríos anchos, cuya pendiente es fuerte, lo que da lugar a pequeños tirantes (calados) y el río corre en forma de varios canales o brazos alrededor de pequeñas islas.
- c. **Ríos meándricos.**- Están formados por una sucesión de curvas. La característica de estas curvas, que son muy dinámicas, es que no se deben esencialmente a las propiedades del terreno, sino a la naturaleza del comportamiento fluvial.

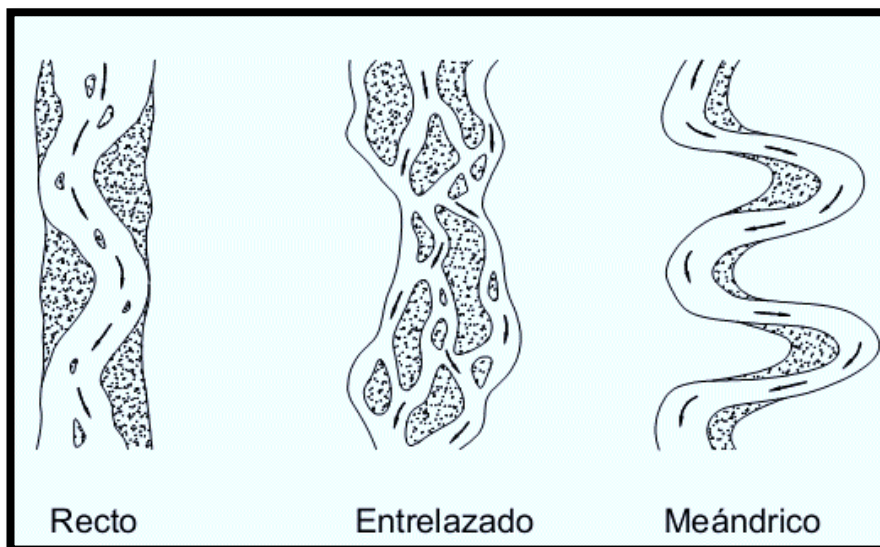


Figura 1.10: Clasificación morfológica de los ríos
Fuente: (Rocha, 1998)

1.4.4. Erosión de cauces fluviales

En general se denomina erosión, socavación o degradación a la remoción que efectúa el agua de las partículas sólidas constituyentes de un lecho fluvial y cuyo resultado es una profundización del cauce.

La erosión es un fenómeno que se desarrolla en el tiempo hasta llegar a una situación de equilibrio. Mientras se está desarrollando la erosión, el tirante y la fuerza tractiva van aumentando con el paso del tiempo.

1.4.5. Estudios para el control de avenidas

En las zonas de planicie es donde hay un mayor potencial de desarrollo, sin embargo, la mayoría de éstas son propensas a las inundaciones, por lo tanto, son las que requieren de mayor número de obras de protección.

Los diferentes estudios y métodos de control de inundaciones, implican:

- Medidas de control de las cuencas hidrográficas con el fin de reducir la escorrentía y minimizar los gastos de inundación.
- La capacidad de retención de almacenamiento o la capacidad de canal inundable.
- Los desvíos, con cauces o canales de alivio hacia otras zonas inundables.
- El confinamiento de las inundaciones en una cierta zona, por medio de diques; comúnmente llamada como, inundación temporal.

1.4.6. Acciones estructurales para evitar o reducir inundaciones

(CONAGUA, 2011), menciona que estas acciones consisten en la construcción de obras que interfieren directamente con el agua de lluvia o con la que escurre por los ríos, para impedir su paso, confinarla, encauzarla, almacenarla o modificar su velocidad de desplazamiento y caudales.

Las obras que comúnmente se construyen para reducir inundaciones causadas por los desbordamientos de los ríos, son:

- a) Bordos perimetrales** a poblaciones o construcciones de importancia (zonas cuyo interés por protegerlas).
- b) Bordos longitudinales** a lo largo de una o ambas márgenes de un río.
- c) Muros longitudinales** a lo largo de una o ambas márgenes del río.

- d) **Desvíos permanentes** por medio de cauces de alivio o estructuras de encauzamiento, en las que el agua es dirigida hacia otros cauces, lagunas, costeras o directamente al mar, y no retorna al río.
- e) **Desvíos temporales** a lagunas o zonas bajas de la planicie de inundación. El agua retorna al río cuando disminuyen los gastos de la avenida.
- f) **Corte de meandros o rectificaciones** para incrementar la pendiente del río y por tanto su capacidad de conducción hidráulica.
- g) **Presas de almacenamiento**, que puede ser una o varias escalonadas.
- h) **Limpieza de cauces** una de las primeras acciones a realizar en un cauce con falta de capacidad, es la de eliminar al máximo las imperfecciones que hacen disminuir la velocidad en el cauce, es decir disminuir el coeficiente de rugosidad, eliminando vegetación que generalmente crece en su interior así como eliminando la basura que es muy común que en grandes ciudades se deposite en el interior del cauce.

1.4.7. Bases fundamentales para la simulación con el programa HEC RAS 4.1.0

-La base teórica para el flujo de una sola dimensión

(HEC-RAS, 2010), describe las metodologías usadas en realizar los únicos cálculos dimensionales de flujo dentro de HEC-RAS. Las ecuaciones básicas se replantean adelante con discusiones de los términos diversos.

Las ecuaciones para cálculos básicos del perfil

La superficie de agua es computada de una sección cruzada para lo siguiente, solucionando la ecuación de energía con un método iterativo llamado estándar. La ecuación de la energía se describe continuación:

De la ecuación 63, 64 se describe que y_1 , y_2 es la profundidad de agua de la sección transversal; z_1 , z_2 la elevación desde el fondo del lecho

principal; v_1, v_2 coeficientes ponderados de velocidad; g la aceleración y (h_e) la pérdida de altura de energía. En la Figura 1.11 se visualiza mejor.

$$Z_2 + Y_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} + h_e \dots \dots \dots \text{ecuación 63}$$

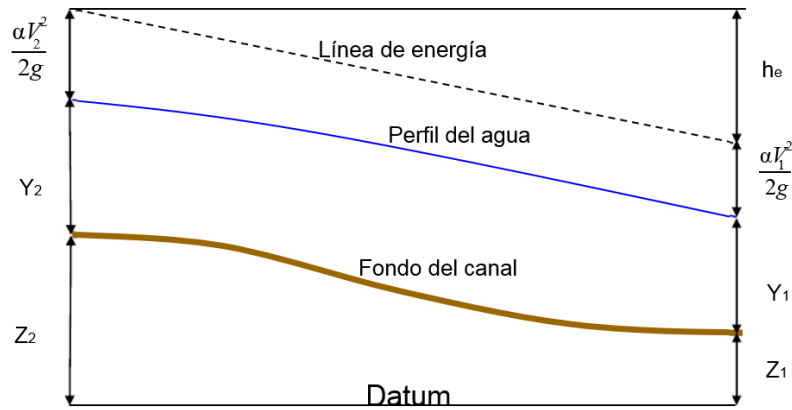


Figura 1.11: La representación de los parámetros de energía
Fuente:(HEC-RAS ,2010)

La pérdida de carga (h_e) entre dos secciones transversales es causada por pérdidas en contracción y expansión, y cuya ecuación es la siguiente:

$$h_e = L \bar{S}_f + C \left| \frac{a_2 V_2^2}{2g} - \frac{a_1 V_1^2}{2g} \right| \dots \dots \dots \text{ecuación 64}$$

Donde:

L : Longitud del tramo ponderado por medio de descarga.

\bar{S}_f : Pendiente por fricción representativa del plano.

C : Coeficiente de pérdida por expansión o contracción

C : 0.1 En estrechamiento

C : 0.3 En ensanchamiento

La longitud del tramo ponderada por medio de la descarga, L se calcula de la siguiente manera:

$$L = \left[\frac{L_1 Q_1 + L_2 Q_2 + L_3 Q_3}{Q_1 + Q_2 + Q_3} \right] \dots \dots \dots \text{ecuación 65}$$

Donde:

$L_1 L_2 L_3$: Longitud de los tramos especificada para la descarga en el borde izquierdo, el cauce principal y al borde derecho, respectivamente.

$Q_1 Q_2 Q_3$: Promedio aritmético de los caudales en los extremos del tramo descargado por el borde izquierdo del cauce principal y el borde derecho, respectivamente.

Sección transversal del cauce

La determinación del “factor de conducción total” y el coeficiente de velocidad (coriolis) de una sección transversal requieren que se subdivida el flujo en unidades en las cuales la velocidad esté distribuida uniformemente.

El cálculo del factor de cada subdivisión es

$$Q = KS_f^{1/2} \dots\dots\dots \text{ecuación 66}$$

$$K = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} \dots\dots\dots \text{ecuación 67}$$

Donde:

- K : Factor de conducción en la subdivisión
- n : “n” de Manning en la subdivisión
- A : Área hidráulica en la subdivisión
- R : Radio Hidráulico en la subdivisión

El programa totaliza las conducciones incrementadas sobre los bancos y obtiene una conducción sobre el banco izquierdo y sobre banco derecho. La conducción del cauce principal es normalmente calculada como una simple conducción elemental.

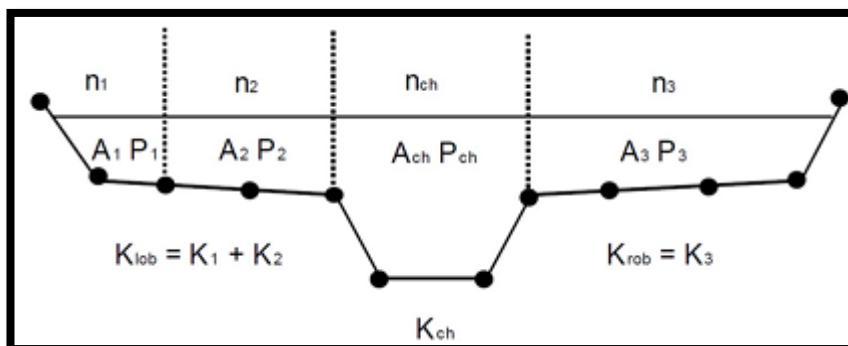


Figura 1.12: Subdivisión del medio de transporte
 Fuente:(HEC-RAS 2010)

En esta figura se observa los parámetros que considera el Hec-Ras cuando la sección es compuesta. Para la determinación del coeficiente de Manning para la sección compuesta n_c , el canal es dividido en N partes, cada uno con un perímetro mojado conocido P_i y un coeficiente de rugosidad n_i . fórmula de Kutter.

$$n_c = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5})}{P} \right]^{2/3} \dots\dots\dots \text{ecuación 68}$$

Donde:

- n_c : Coeficiente de rugosidad compuesto
- P : Perímetro mojado del canal principal entero (m)
- P_i : Perímetro mojado de subdivisión (m)
- n_i : Coeficiente de rugosidad de subdivisión

La evaluación de pérdida de fricción

La pérdida por fricción en Hec- Ras es evaluada como el producto de S_f promedio y L , donde el primero es la pendiente de fricción representativa para un tramo y L es definido por la ecuación. La pendiente de fricción en cada sección transversal es calculada mediante la siguiente ecuación de Manning.

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \dots\dots\dots \text{ecuación}$$

69

Perdidas por contracción y expansión

Se evalúan pérdidas por cambios en la sección transversal por flujo subcrítico. La pérdida por contracción y expansión en Hec-Ras son evaluadas por la siguiente ecuación:

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right| \dots\dots\dots \text{ecuación 70}$$

- $C = 0.1$ En estrechamiento
- $C = 0.3$ En ensanchamiento

1.5. NOCIONES SOBRE LOS PROGRAMAS DE CÓMPUTO

1.5.1. ArcGis 10.1

En el manual de usuarios ArcGIS, 2012 se menciona que el Sistema de Información Geográfica es un sistema de información asistido por el computador para la entrada, manipulación y despliegue de datos espaciales. El objetivo de estos sistemas es el tener:

1. Ubicación espacial del problema de estudio
2. Un sistema normal de recolección de datos
3. Información organizada
4. Información actualizada
5. Información instantánea
6. Representación gráfica del problema
7. Permitir modelos complejos

Esto es, el SIG un instrumento para crear y actualizar mapas, constituyéndose en una tecnología para combinar e interpretar mapas y en una revolución informática en cuanto a la estructura, contenido y uso del mapa. En la actualidad se tiene dos tendencias en cuanto a los SIG, procesamiento de tipo descriptivo, esto es inventario de la información y procesamiento de tipo prescriptivo, análisis y modelamiento de la información siendo éste último el que nos interesa por sus características de apoyo en cuanto a la toma de decisiones. En resumen, un Sistema de Información Geográfica es un conjunto de operadores que manipulan una base de datos espaciales, el SIG constituye un puente de soporte para la toma de decisiones entre el mundo real y el usuario.

El sistema ArcGis permite editar, automatizar y administrar la información, así como realizar análisis geográfico, administrar metadatos, desarrollar información y elaborar aplicaciones en el internet, Gis puede manejar datos de tipo vectorial, raster y otros tipos de datos espaciales (TIN). Los modelos que se manejan en el ArcGis basados en archivos: Información en forma de archivos coberturas, ficheros de formas (shapefiles), grids, imágenes, redes irregulares de triangulación (TIN).

Modelos de Geodatabase (Base de Datos Geográfica): Información geográfica organizada en un sistema de administración de base de datos espacial (SpatialData Base Management System DBMSs)

1.5.2. AutoCAD Civil 3D 2014

AutoCAD Civil 3D, 2014 manual de usuario, menciona que es un programa de última generación que requiere que sus usuarios realicen sus proyectos bajo el paradigma orientado a objetos. Su modelo de ingeniería proporciona potencia para completar hasta un 50 % más rápidos proyectos de camino, paisajismo, alcantarillados, plataformas y muchos otros tipos de proyectos de Ingeniería.

1.5.3. Google Earth

Google Earth, 2014, se menciona que el Google Earth es un programa informático similar a un Sistema de Información Geográfica(SIG), creado por la empresa Keyhole Inc., que permite visualizar imágenes en 3D del planeta, combinando imágenes de satélite, mapas y el motor de búsqueda de Google.

Utilidades

- Buscar lugares y localizaciones (calles, ciudades, municipios pequeños, accidentes geográficos, islas, etc.
- Visualizar carreteras principales y secundarias, caminos, incluso cortafuegos, e infraestructuras de un modo real, calculando rutas, trayectos, posibilidades y tiempos de desplazamiento.
- Observar el tiempo en directo de cualquier lugar del mundo, además de saber la temperatura, humedad y otros datos climatológicos en vivo.
- Enlazar directamente con páginas Web de diferentes organismos: ayuntamientos, servicios turísticos, ong's, etc.
- Enlazar con Web de todo tipo como: concienciación global, Wikipedia, National Geographic, UNICEF, Greenpeace, etc

1.5.4. SAS Planet

SAS Planet, 2015, el manual menciona que el programa es de origen ruso que continuamente va mejorando, alabado notablemente en los círculos del tema geoespacial, en todo el mundo.

El programa nos permite visualizar las imágenes disponibles de múltiples servidores e IDE, marcadamente mayores de fuentes europeas, para ello requerimos acceso a internet. Su uso más difundido es visualizar y descargar las imágenes de alta resolución de Google Maps/Earth, Bing Maps y Here Maps, pero también, podemos acceder a las imágenes disponibles en ArcGis Online y las fuentes de Open Street Map

Características resaltantes de SAS Planet:

-Permite acceder a múltiples fuentes de imágenes y cartografía, tales como las ya nombradas Google Maps, Bing Maps, Here Maps, OSM y ArcGis Online, y muchísimas entre las más conocidas como: Yandex, Navteq, Yahoo y otras.

Almacena información en cache similar a Google Earth, de esta forma aunque no tengamos conexión de internet podemos visualizar lo más reciente que hayamos estudiado, en el menú operations al final presenta la opción cache manager donde podemos configurarlo.

1.6. MARCO LEGAL

A) Constitución política del Perú (1993).

En el capítulo II del ambiente y los recursos naturales, artículos 66° al 69°, hacen referencia a los recursos naturales renovables y no renovables y establecen que éstos, son patrimonio de la Nación y es soberano en su aprovechamiento. Además indica que el Estado determina la política nacional del ambiente para su uso sostenible de los recursos naturales y promueve la conservación de la biodiversidad.

B) Ley de recursos hídricos N° 29338. (2009)

En el Título V .- Protección del agua, artículo 74° se hace referencia a la determinación y protección de la faja marginal; mientras que el artículo 75°, hace mención a la protección del agua.

En el Título XI- Los fenómenos naturales, artículo 119° se establece que la Autoridad Nacional del Agua (ANA) en conjunto con los consejos de cuencas, deben establecer programas de control de avenidas, desastres e inundaciones.

C) Reglamento ley de recursos hídricos N° 29338. (2009).

En el Título VIII, capítulo III, encauzamiento de cursos de agua y defensa ribereña, en sus artículos 223° y 224°, hace mención a las obras de encauzamiento y defensa ribereña y a la autorización para la ejecución.

D) Decreto supremo N° 039-2008-AG. (2008), que aprueba el Reglamento de Organización y Funciones de la Autoridad Nacional del Agua – ANA.

En el artículo 31°, establece que la Dirección de Estudios de Proyectos Hidráulicos Multisectoriales, debe coordinar acciones para prevenir o minimizar los efectos de eventos extremos, así como promover obras de encauzamiento, defensa ribereña y protección de estructuras de captación de los ríos.

II. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA

2.1.1. Ubicación política

El distrito Tambo se encuentra ubicado de la siguiente manera:

País : Perú
Departamento : Ayacucho
Provincia : La Mar
Distrito : Tambo
Localidad : Qeqra

Las ubicaciones descritas se visualizan en las Figuras 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, 2.5 y para mayor detalle ubíquese en Anexo C de la lámina U 01.

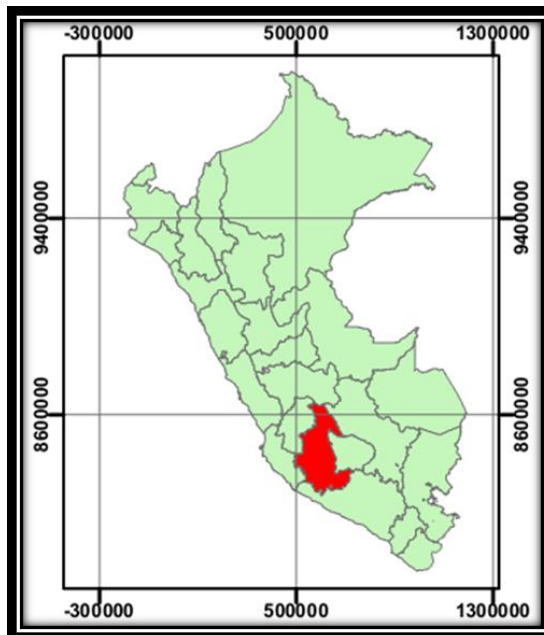


Figura 2.1: Ubicación nacional (PERÚ).



Figura 2.2: Ubicación departamental

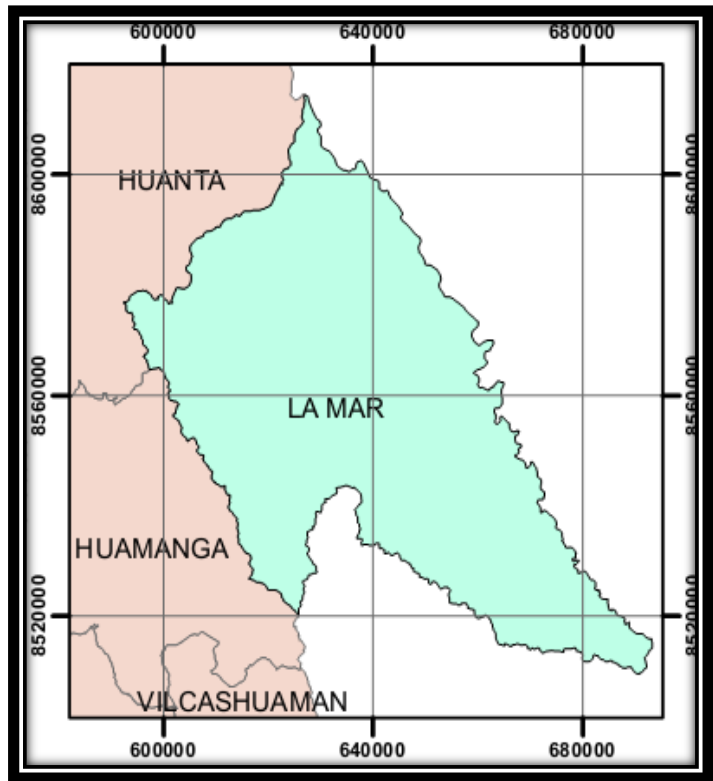


Figura 2.3: Ubicación provincial

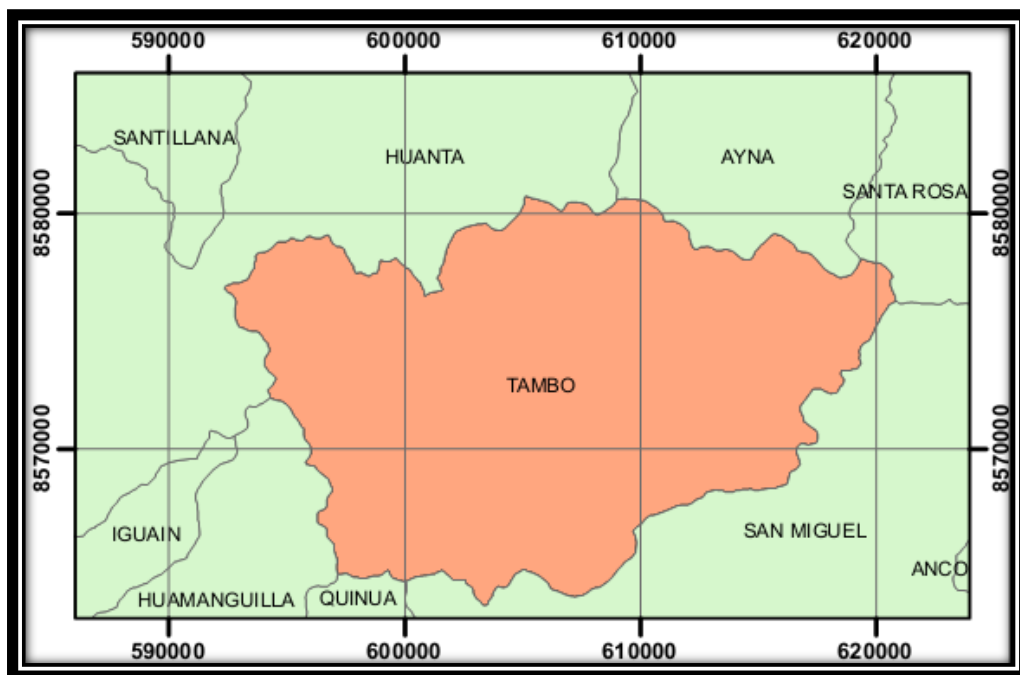


Figura 2.4: Ubicación distrital

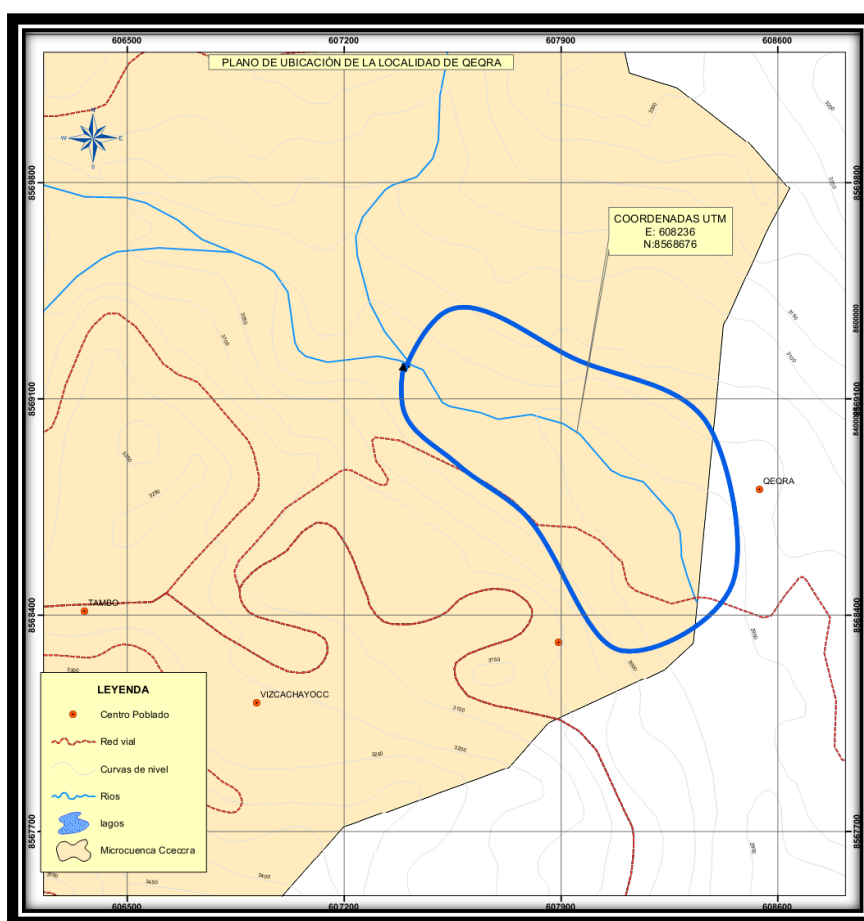


Figura 2.5: Ubicación de la localidad Qeqra

2.1.2. Ubicación geográfica

Distrito de Tambo

El distrito de Tambo está ubicado en las coordenadas UTM WGS-84 de la Zona 18 Sur comprendida entre los 12°56'53.52" Latitud Sur y 74°1'13.46" latitud Oeste del Meridiano de Greenwich. Su ámbito territorial está comprendida entre las altitudes que van desde los 2,800 m.s.n.m. hasta los 4, 600 m.s.n.m.

Localidad Qeqra

La localidad de Qeqra está comprendida entre las coordenadas geográficas 12°56'43.93" Latitud Sur y 74° 07'76" Longitud Oeste del Meridiano de Greenwich, asimismo con una altitud de 2953 m.s.n.m.

Límites

La comunidad de Qeqra así como el distrito de Tambo, tiene los siguientes límites:

- ❖ Por el Norte, Con los distritos de Ayna y Santa Rosa, Provincia de La Mar y el distrito de Huanta, Provincia de Huanta.
- ❖ Al Sur, Con los distritos de Quinoa, Provincia de Huamanga y San Miguel, Provincia de La Mar.
- ❖ Al Este, Con el distrito de San Miguel, Provincia de La Mar.
- ❖ Al Oeste, Con el distrito de Huamanguilla, Provincia de Huanta.

Vías de acceso

El distrito de Tambo se conecta vialmente por la carretera Huamanga – San Francisco, que tiene una distancia de 197 Km., integrando a los distritos que integran las provincias de Huanta, Huamanga y La Mar. Desde Huamanga a Tambo, la extensión vial es de 90 Km. Mediante una carretera asfaltada que parte de Huamanga hasta el distrito de Tambo, llegando aproximadamente en 2 horas, teniendo los siguientes tramos tal como se muestra en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Ruta de acceso a la ciudad de Tambo

Desde	Tipo de Vía	Medio de Transporte	Km	Tiempo
A	(*)			
Huamanga - Quinoa	Asfaltado	Combi	30 Km	25 min.

Quinua – Tambo	Asfaltado	Combi	60Km	1 .35 hr min.
Tambo - Huamanga	Asfaltado	Combi	90 Km	2 hr

2.1.3. Climatología

Las condiciones climatológicas predominantes del distrito de Tambo así como la localidad de Qeqra corresponden a características típicas de la Región Quechua, las temperaturas medias anuales oscilan entre 9°C y 18°C. La época de lluvias se produce entre los meses de noviembre y marzo que fluctúan entre 300 y 1000 mm al año, en invierno es seco.

El río principal más largo que presenta la cuenca Qeqra es aportante al río torobamba y esto aportante a otros ríos y posteriormente vierte al Océano Atlántico.

2.1.4. Zonas de vida

De acuerdo al mapa ecológico del Perú elaborado por la Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales (ONERN - 1976) y el diagrama bioclimático para la clasificación de zonas de vida por Leslie Ransselaer Holdridge la cuenca Qeqra está comprendido de la siguiente manera:

- El bosque seco Montano Bajo Subtropical (bs-MBS) tiene una extensión de 203.197 hectáreas (ha), el relieve varía de suave a inclinado, suelos de textura media a pesada, presencia de eucalipto, molle, aliso. Se desarrolla agricultura de secano y regadío entre los cultivos que destacan son el maíz, papa, haba, arveja, trigo, diversas hortalizas como el repollo, zanahoria y algunas frutales como la tuna, ciruelo, durazno, manzana, etc.
- El bosque húmedo Montano Subtropical (bh-MS) ocupa una extensión de 3557.437 hectáreas (ha) con relieve variado entre suave, inclinado y empinado. En las partes bajas de esta zona se desarrolla una agricultura de regadío por lo cuenta con una infraestructura de riego, así mismo en las partes altas que presenta pendientes inclinadas, empinados se practica la agricultura de

secano. Los cultivos que sobresalen son el trigo, cebada, maíz, papa, leguminosas, así también hortalizas y frutales como durazno, manzana, guinda, etc.

- Asimismo el páramo muy húmedo Subalpino Subtropical (pmh-SaS) corresponde una extensión 5888.593 hectáreas (ha). La superficie está conformado por tierras agrícolas, pastoriles y forestales. En las tierras agrícolas se produce el olluco, papa, oca, mashua, trigo, cebada.

Tierras pastoril abunda el icho, kikuyo que sirve para el sostenimiento de algunos animales existentes en la zona y en la tierra forestal abunda el eucalipto, aliso, etc.

- El páramo pluvial Subalpino Subtropical (pp-SaS) con una extensión de 4680.336 hectáreas (ha). Presenta un relieve inclinado y empinado, la mayor parte de la superficie es ocupada por pastos naturales (icho), forestales y en menor proporción la agricultura.

2.1.5. Disponibilidad hídrica

La cuenca Qeqra tiene una extensión de 143.32 km², el recorrido del río principal abarca desde la cota 4250 m.s.n.m. y desciende hasta 2943 m.s.n.m. con una longitud de 19.74 kilómetros con pendiente de 6.34 por ciento, así mismo el río presenta un grado de ramificación de cuarto orden.

El caudal mínimo que corre sobre el cauce en el punto de aforo es de 2.05 m³/s aforado el mes de setiembre del 2015. Asimismo en épocas de avenida entre los meses enero-marzo presenta un caudal máximo aproximadamente 57.34 m³/s aforado por el método de sección y pendiente, inundando las parcelas agrícolas presente en los márgenes del río.

La comunidad de Qeqra se abastece de cuatro canales de riego captadas del río principal, las captaciones son provisionales como también el canal.

2.2. MATERIALES Y EQUIPOS

2.2.1. Materiales y equipos en el Campo

Materiales

- ✓ 03 Prismas
- ✓ 01 Flexómetro
- ✓ 01 Cinta de acero 50 metros
- ✓ 1/2 galón de Pintura roja
- ✓ 01 Libreta de campo más un lapicero
- ✓ 01 mira telescópica de aluminio

Equipos

- ✓ 01 Estación Total TOPCON GTS-102N
- ✓ 01 GPS NAVEGADOR GARMIN
- ✓ 01 Cámara fotográfica
- ✓ 03 Radios
- ✓ 01 Nivel marca TOPCON modelo AT-B2

2.2.2. Materiales y equipos en el Gabinete

Materiales

- ✓ 01 millar de Papel bond 80 gr
- ✓ Carta Nacional Escala 1/100 000 (26ñ, 26o y 27ñ, 27o)
- ✓ Programa HEC-HMS 4.0
- ✓ Programa HEC-RAS 4.1
- ✓ Programa AutoCAD Civil 3D 2014
- ✓ Programa SAS Planet
- ✓ Programa Google Earth
- ✓ Programa ArcGIS 10.1

Equipos

- ✓ 01 Computadora Core i7 de 3.8 Ghz y 10 Gb RAM
- ✓ 01 Impresora Hp Laser , full Excel y Word
- ✓ 01 USB

2.3. MÉTODOS

2.3.1. Fase preliminar

2.3.1.1. Vista panorámica en el Google Earth de la zona Qeqra

-Se realizó un previo reconocimiento de terreno para el levantamiento topográfico mediante un imagen satelital que brinda el programa Google Earth desde una elevación equivalente a tres kilómetros.

2.3.1.2. Recopilación de datos meteorológicos

-Las precipitaciones máximas diarias correspondientes a los años 1992-2012 de las estaciones meteorológicas Cuchoquesera, Allpachaca, Tambillo se adquirió de la tesis titulado como “Simulación Hidráulica del Rio Cachi para el Diseño de Obras de defensa ribereña en el área urbana de Vinchos; Mediante la aplicación del Software HEC RAS 3.1.1. Y simulación hidráulica con el modulo hidrodinámico Iber 1.9”.(Alarcón, 2013).

-Para los datos de precipitaciones correspondientes a los años 2013 y 2014 se presentó una solicitud al Gobierno Regional de Ayacucho, días después se visitó a la represa de Cuchoquesera con el permiso del jefe de OPEMAN. Los datos de precipitación que contiene el registro fueron recopilados con una cámara digital debido a que no se disponen en la oficina con datos digitalizados en la computadora.

Así mismo para obtener los datos de precipitación máxima diaria de la estación Quinoa correspondiente a los años 2010-2014 fue necesario consultar la página oficial de SENAMHI www.senamhi.gob.pe. Cabe recalcar que los datos de los años 1992-2009 fueron recopilados del Gobierno Regional de Ayacucho.

2.3.2. Fase del campo

2.3.2.1. Levantamiento topográfico del río Qeqra

Comprenden las siguientes etapas:

-Reconocimiento de terreno

Se realizó el reconocimiento de terreno a levantar unos días antes de alquilar los equipos y materiales de medición y uso común.

Una vez llegado a la zona se recorrió por los márgenes del cauce ubicando los lugares estratégicos para estacionar el equipo al hacer un punto de cambio, así también la ruta adecuada para el traslado de los equipos y materiales.

-Levantamiento topográfico

Esta actividad se realizó con el equipo de medición Estación Total modelo TOPCON GTS-102N, tal acción se explican a continuación.

-Una vez trasladado los equipos, materiales topográficos se conformaron una cuadrilla integrado de siete personas un operador, tres prismeros, dos cadeneros más una persona para el apunte de datos en la libreta de campo. El trabajo se realizó desde aguas abajo lugar posible donde termina la inundación.

-El operador una vez estacionado el equipo y nivelado el nivel tubular, circular en el punto ubicado digitalizó las coordenadas UTM obtenidas con el GPS NAVEGADOR marca GARMIN, el punto digitalizado en el equipo es el punto de estación. Posteriormente se ubicó un punto de referencia a una distancia lejana posible de la estación, de igual manera se tomaron sus coordenadas UTM con el GPS GARMIN, luego se alimentó estos datos al equipo.

-Se comenzó a visar el primer punto conocido punto de referencia, paralelo a ello dos puntos de control conocidos como BMs. Los BMs han

sido pintados por los cadeneros con una pintura de color rojo sobre una piedra.

-El operador del equipo una vez tomado los tres puntos comentadas anteriormente comenzó a recopilar los demás puntos por el método de radiación que consistió en visar primero al prismo ubicado en el margen izquierdo, cauce y posteriormente margen derecho del río. El operador del equipo realizó sus puntos de cambio al no ver los prismas por los obstáculos existentes en el cauce del río Qeqra.

-Los prismas se desplazaron cada diez metros perpendicular al eje del cauce hasta aproximadamente cien metros lugar estimada de la inundación, así mismo al ser visado por la Estación Total cada prismo avanzó veinte metros paralelo al eje del cauce hasta llegar al punto donde comienza la posible.

- Con la cinta de acero de 50 metros los cadeneros se desplazaron paralelo al cauce, pintando las progresivas cada 20 metros, así también los BMs hasta llegar al punto donde comienza la posible inundación.

2.3.2.2. Aforo del río Qeqra por el método de flotador

-Se ha seleccionado un tramo después de recorrer el río Qeqra, el tramo tiene la característica de poseer las dos secciones aproximadamente homogéneas.

-Con una cinta de acero de 10 metros se midió el espejo del agua, luego se dividió en tramos múltiples de diez y posteriormente en cada separación las alturas con un flexómetro de 5 metros anotándose así en una libreta de campo.

-Se definió una distancia de 8 metros sobre el eje del tramo, desde agua arriba se suspendió sobre el agua un objeto circular de material plástico midiéndose así con un cronómetro el tiempo transcurrido en alcanzar el extremo que corresponde a agua abajo, en total se hicieron cuatro mediciones del tiempo.

-Después de evaluar el promedio de los cuatro tiempos medidos se calculó la velocidad del material con la ecuación 71, para la velocidad promedio del río Qeqra la ecuación comentada se multiplica por 0.85 factor de la velocidad del flotador.

$$V_{flot.} = \frac{D}{t} \dots\dots\dots\text{ecuación}$$

71

$$V_{Río.} = 0.85 * \frac{D}{t} \dots\dots\dots\text{ecuación}$$

72

Donde:

$V_{flot.}$: Velocidad del flotador (m/s)

$V_{Río.}$: Velocidad promedio del río (m/s)

D: Longitud del cauce en el tramo (m)

t: Tiempo promedio (s)

(Breña, et al, 2006), indica al ser una estimación de la velocidad en la superficie, se podrá afectar el valor de velocidad medido por un factor de 0.85 propuesto por Dingman en 1994 para así aproximarlos a la velocidad media del río.

El área de cada tramo se calculó con la ecuación 73, posteriormente para el área total conocido como área hidráulica se sumaron las pequeñas áreas divididas.

$$A_i = \left(\frac{h_0 + h_1}{2} \right) T_1 \dots\dots\dots\text{ecuación 73}$$

Donde:

A_i : Área de la sección dividida (m^2)

h_0 : Altura inicial tramo (m)

h_1 : Altura final del tramo (m)

T_1 : Distancia dividida (m)

$$\therefore A_A = \sum A_i$$

Entonces A_A es el área total que corresponde a la suma total de las áreas pequeñas.

- El caudal base en épocas de estiaje fue determinado por la ecuación 74, esta indica que caudal es el producto de la velocidad y área hidráulica también conocido como ecuación de continuidad.

$$Q = V_{Río} * \sum A_i \therefore Q = V_{Río} * A_A \dots\dots\dots \text{ecuación 74}$$

Donde:

Q= Caudal base en (m3/s)

2.3.2.3. Aforo del río Qeqra con medidas de la sección y la pendiente

Se realizó con el equipo de Nivel marca TOPCON modelo AT-B2, a continuación se explican las actividades.

-Se han ubicado dos puntos de control con coordenadas UTM (primer punto N: 8568837, E: 608087 y segundo punto N:8568761, E:608087) después de recorrer el río Qeqra, el tramo tiene la característica de poseer secciones aproximadamente homogéneas.

-Se conformaron una cuadrilla de cuatro personas, de estas una se dedica a operar el equipo, dos se encargan de controlar las medidas con la cinta de acero y el ultimo encargado de portar la mira telescópica de aluminio.

-Con una cinta de acero de 50 metros se midió el ancho de los dos secciones que alcanzó los caudales máximos que se presentaron años anteriores, luego se dividió en tramos múltiplos de diez y posteriormente en cada separación se tomó los niveles de las alturas con el Nivel TOPCON anotándose así en una libreta de campo.

-Se midió la distancia longitudinal entre las dos secciones, posteriormente la diferencia de alturas de estos dos puntos de control con el Nivel TOPCON describiéndose así cada medida en la libreta de campo.

2.3.3. Fase de gabinete

2.3.3.1. Parámetros geomorfológicos de la cuenca Qeqra

a) Información cartográfica

Se ha utilizado las cuadrículas (26ñ, 26o, 27ñ, 27o) de la carta nacional Peruano en formatos de *Shapefile* pertenecientes al Sistema de Coordenadas WGS-1984-UTM-ZONA-18S.

Cada cuadrícula de la carta nacional contiene bases de datos tales como la redes del río, nombre de los ríos y además nombre de algunas cuencas así también las curvas de nivel interpoladas cada 50 metros. Los datos se observan al importar al programa ArcGIS 10.1

b) Delimitación de la cuenca Qeqra

➤ Ubicación del punto de aforo

Se ha realizado la ubicación de un punto conocido como aforo sobre el eje del río Qeqra que se muestra sobre la imagen satelital obtenida del Google earth con las coordenadas N: 8568338.38, E: 608406.71 tal como se aprecia en la Figura 2.6. El punto base es importante para encontrar la posición al generar una capa *raster* en el programa ArcGIS 10.1.

El lugar de aforo corresponde a la parte final de la zona vulnerable frente a las inundaciones del río Qeqra.

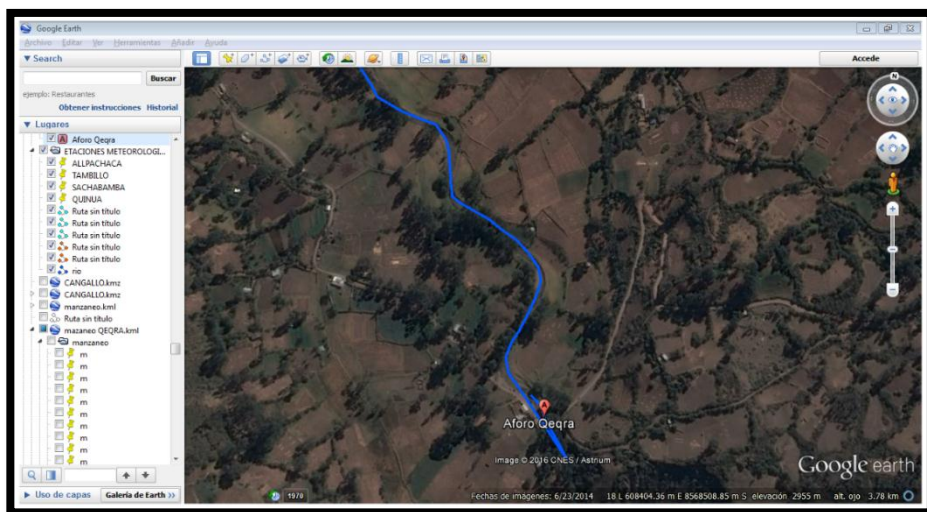


Figura 2.6: Ubicación del punto de aforo

➤ **Importar las cuadrículas (26 ñ, 26 o, 27ñ, 27 o) en formato *Shapefile* al programa ArcGIS**

Una vez creado una carpeta de trabajo de los cuatro archivos en el programa ArcGIS se arrastran las curvas de nivel, ríos de los cuatro cuadrículas, luego se procede a unir las cuadrículas ingresando al menú *Geoprocessing* y herramienta *Marge*, transformando así en un solo archivo tal como se aprecia en la Figura 2.7.

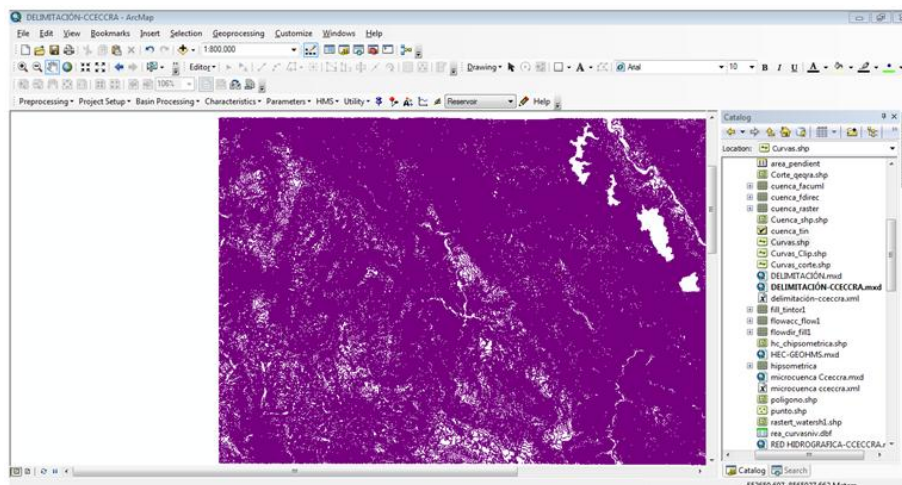


Figura 2.7: Unión de las curvas, ríos (*Geoprocessing-Marge*)

➤ **Obtención de un archivo *Raster*.**

Se han generado un archivo tipo TIN partiendo de las curvas interpoladas y desde *Arctoolbox* y herramienta *3D Analyst Tools* se transforma a una capa *raster* tal como se muestra en la Figura 2.8.

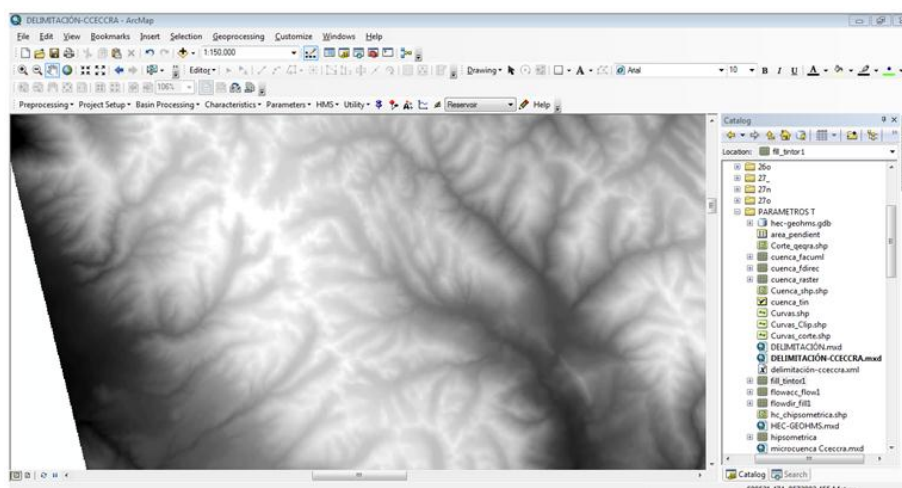


Figura 2.8 : Archivo Raster de la cuenca Qepra

➤ **Generación de dirección de flujo y flujo acumulado**

Se ingresa a la extensión *Spatial Analysts Tools*, herramienta de hidrología y se generan la dirección de flujo y flujo acumulado como se muestran las Figuras 2.9, 2.10

La dirección de flujo es una herramienta que toma una superficie como entrada y proporciona como salida un *Raster* que muestra la dirección del flujo que sale de cada celda.

La acumulación de flujo es la herramienta que calcula el peso acumulado de cada celda de pendiente descendente en el *Raster* de salida, estas celdas de acumulación permiten identificar las redes de una cuenca.

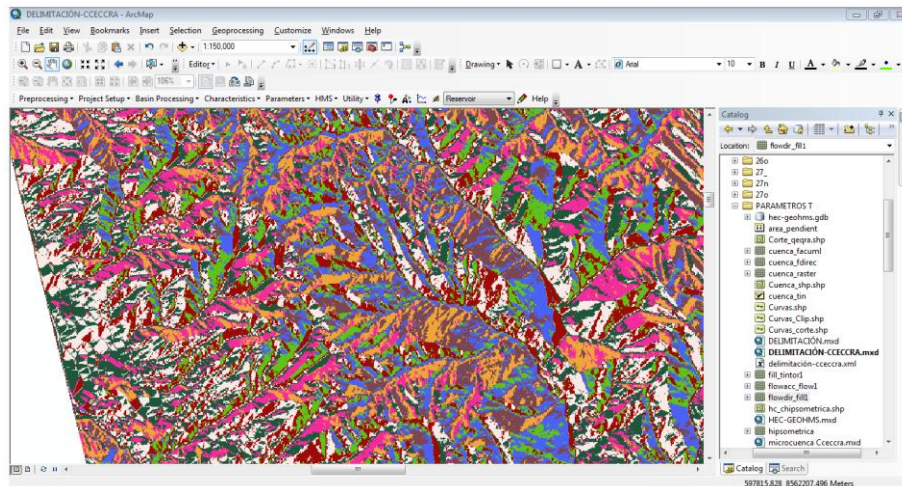


Figura 2.9: Dirección de flujo

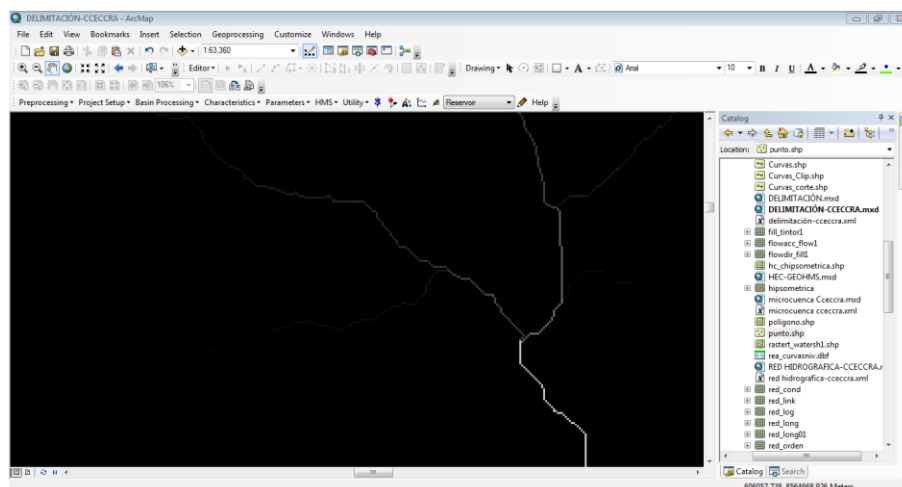


Figura 2.10: Flujo acumulado

➤ **Ubicación del punto de aforo sobre el flujo acumulado**

A partir de las coordenadas obtenidas en Google Earth se importa el punto al programa ArcGIS 10.1 y se convierte en formato *Shapefile* sobre el Flujo acumulado, la red que se ubica en la parte izquierda de la Figura 2.11 corresponde a la cuenca de Qeqra con coordenadas UTM E: 606256 m. N: 8568398 m.

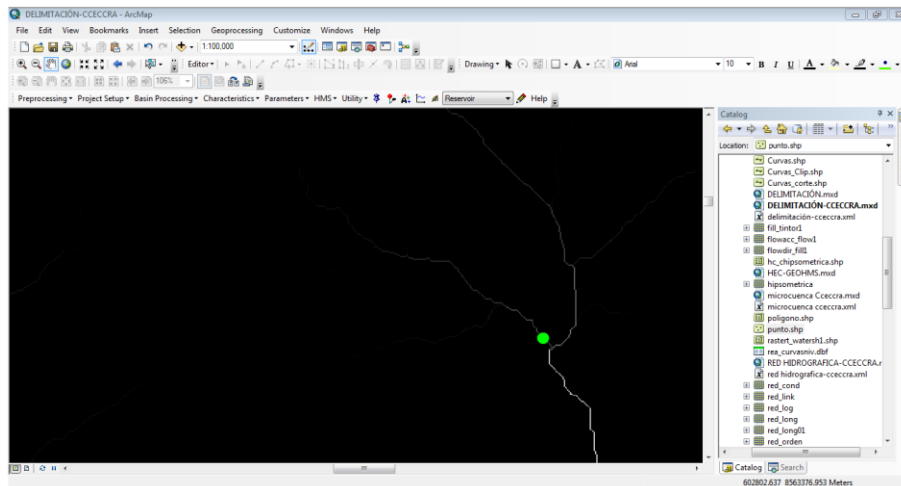


Figura 2.11: Punto de aforo sobre el flujo acumulado

➤ **Delimitación de la cuenca Qeqra**

Luego de ubicar el punto sobre el flujo acumulado desde la herramienta *Hydrology* se selecciona *Snap Pour Point* para luego ingresar a *Watershed* y obtener la cuenca en formato *Raster* tal como se aprecia en la figura 2.12.

Posteriormente el formato *Raster* se convierte en formato tipo polígono para así corta la red de drenaje, curvas de nivel desde el menú *Geoprocessing* y herramienta *Clip*, este proceso permite determinar el área, perímetro, el orden del río, división de las áreas parciales para las curvas hipsométricas, mapa de pendiente y otras actividades en la superficie delimitada.

El parámetro comentado anteriormente es calculado automáticamente en el programa ArcGIS 10.1 desde la tabla de *tributo* que pertenece a cada una de estas y otros se calculan utilizando el programa Excel 2013.

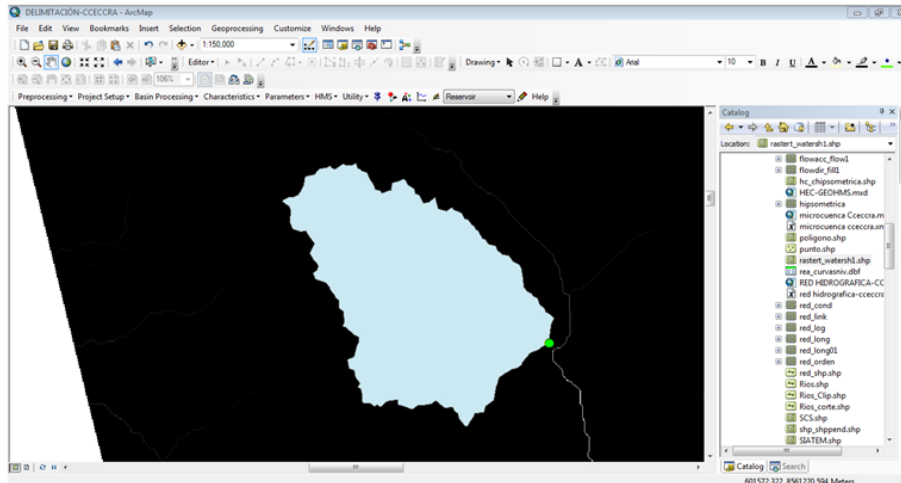


Figura 2.12: Cuenca Qeqra en formato Raster

c) Parámetros de forma

➤ Índice de compacidad (Ic)

El índice de compacidad es calculado con la ecuación 01 teniendo el área, perímetro determinado por el programa ArcGIS.

Donde:

P: perímetro de la cuenca Qeqra(km)

A: Área de la cuenca Qeqra (km²)

Para seleccionar la forma de la cuenca a partir del índice de compacidad se ha tenido en cuenta las siguientes reglas:

Si $1 \leq I_c \leq 1.25$ circular, $1.25 \leq I_c \leq 1.50$ ovalada

$1.50 \leq I_c \leq 1.75$ oblonga, $I_c > 2$ son alargadas

➤ Rectángulo equivalente

Para la transformación de la cuenca en un rectángulo se han calculado el lado mayor con la ecuación 02, lado menor con la ecuación 03.

Donde:

L: Lado mayor de la cuenca Qeqra (km)

l: Lado menor de la cuenca (km)

A: Área de la cuenca Qeqra (km²)

Ic: Índice de compacidad (adim.)

➤ **Factor de forma (F)**

Este factor es calculado por la ecuación 04 nos sirve para diferenciar la intensidad de lluvia que cae sobre dos cuencas. Cuanto mayor sea este factor comparado a otra cuenca es mayor la intensidad, además influye directamente en los caudales máximos.

Donde:

F: factor de forma (adimensional)

A: Área de la cuenca Qeqra km²

L: Lado mayor del rectángulo equivalente km

➤ **Relación de elongación (Re)**

Se ha calculado con la ecuación 05 por lo cual depende mucho del área y la longitud de la cuenca, en la Figura 2.13 es determinada la longitud desde el programa ArcGIS en línea recta desde el punto de aforo y el inicio del cauce principal.

Donde:

Re: Relación de elongación (adimensional)

A: Área de la cuenca Qeqra km², Lc: Longitud de la cuenca (km)

La relación de elongación tiene la siguiente regla de decisión:

Si $Re \approx 1$ la cuenca tiene amplia variedad climática y geológica.

Si $0.6 \leq Re \leq 0.8$ la cuenca está asociado a fuertes relieves y pendientes pronunciados.

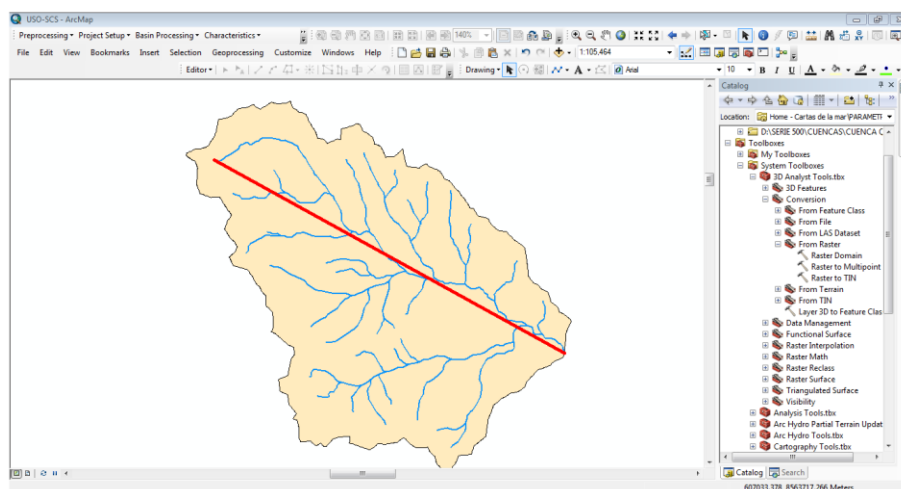


Figura 2.13: Longitud de la cuenca

d) Parámetros de relieve

➤ Pendiente de la cuenca (S)

Se ha determinado por dos criterios y el valor promedio corresponde a la pendiente de la cuenca Qeqra:

El primero se conoce como criterio del rectángulo equivalente, en la cual relaciona el desnivel de la cuenca con el lado mayor del rectángulo equivalente tal como se presenta en la ecuación 06 y 07.

El segundo es el criterio de número de ocurrencias determinado directamente desde el ArcGis10.1, esta se generaron después de obtener la pendiente desde la herramienta *Slope* y reclasificando en 10 clases con diferentes intervalos de pendiente, en este criterio el rango de pendiente varía de 0 por ciento a 100 por ciento cada intervalo tiene un desfase de 10 ciento y tiene pendiente superior e inferior. El número de ocurrencia corresponde la cantidad de pendiente que existe en cada intervalo que se clasificaron en el ArcGIS.

➤ Altitud mediana, media ponderada, media simple de la cuenca Qeqra

Altitud mediana (Hm)

Para determinar la altitud mediana se ha dividido la cuenca en 12 áreas parciales en el programa ArcGIS, a continuación se indican los procesos:

La cuenca tipo *raster* desde la herramienta *Reclassify* se selecciona en 12 intervalos iguales hasta que la superficie quede como la Figura 2.14. Para las áreas entre curvas de nivel se selecciona la herramienta *Zonal* en donde se muestran las áreas con sus respectivas cotas máximas y mínimas. En la Tabla 2.2 se ubican las cotas y áreas para así representar una gráfica de las curvas por debajo y por encima conocido como curvas hipsométricas, la intersección de ellas fue considerada la altitud mediana de la cuenca.

Tabla 2.2 : Formato para llenar el área y la altitud

ALTITUD	AREAS PARCIALES		AREAS ACUMULADAS			
	Km2	(%)	AREA POR DEBAJO DE ALTITUD		AREA POR ENCIMA DE ALTITUD	
			(KM2)	(%)	KM2	(%)
Punto más bajo						
Punto más alto						
TOTAL						

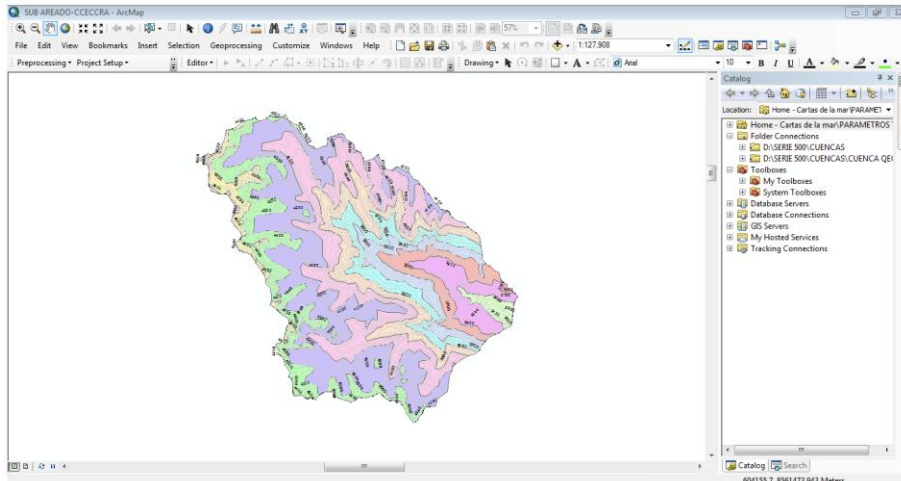


Figura 2.14: División en 12 áreas parciales

Altitud media ponderada (Hp)

Las ecuaciones 75, 76 fueron útiles para el cálculo de este parámetro, matemáticamente son representados de la siguiente manera:

$$C_i = \frac{(c_i + c_{i-1})}{2} \dots\dots\dots\text{ecuación 75}$$

$$H_p = \frac{\sum(C_i * a_i)}{A} \dots\dots\dots\text{ecuación 76}$$

Donde:

Hp: Altitud media ponderada (m.s.n.m)

C_i: Promedio aritmético de las cotas que comprenden el área parcial.(m)

c_i: Cota superior del área parcial (m)

c_{i-1}:Cota inferior del área parcial (m)

a₁: Área parcial (km²)

A: Área total de la cuenca (km²)

Altitud media simple (Hms)

Se ha aplicado la ecuación 77 representado matemáticamente el promedio aritmético de la siguiente manera:

$$Hms = \frac{h_f + h_0}{2} \dots\dots\dots\text{ecuación 77}$$

Donde:

Hms: Altitud media simple (m)

h_f: Altitud más alta de la cuenca (m)

h₀: Altitud en la estación de aforo (m)

e) Parámetros de red hidrográfica

➤ **Perfil longitudinal del río Qeqra**

Para graficar correctamente se ha tenido en cuenta las alturas de las áreas parciales hasta el inicio del cauce principal y se realizó los siguientes pasos:

1. Se ha seleccionado el cauce principal (Lp) en el programa ArcGIS para así tomar en cuenta las áreas parciales que corresponden al río más largo de la cuenca Qeqra tal como se aprecia la Figura 2.15.

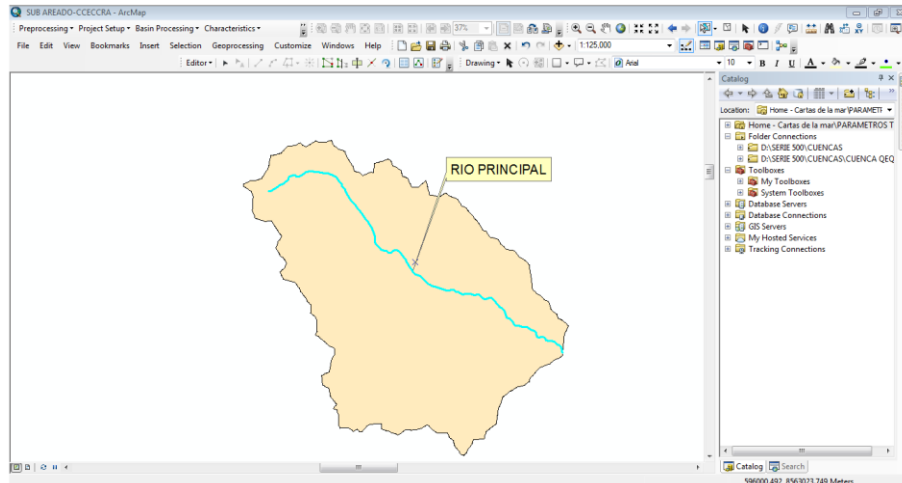


Figura 2.15: Selección del río principal

2. En la Figura 2.16 se muestra que el río comienza del octavo área, entonces las longitudes del río que divide cada área contienen las mismas cotas obtenidas para graficar las curvas hipsométricas.

El valor de las longitudes acumuladas al graficar en el Excel va en el eje de las abscisas en unidades kilométricas.

El valor de las cotas en el eje de las ordenadas en unidades métricas.

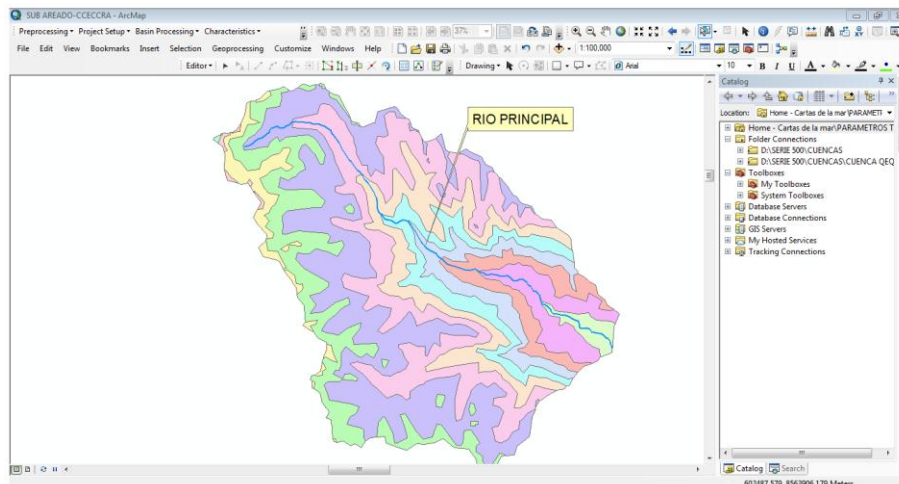


Figura 2.16: Río principal y áreas parciales

➤ **Pendiente del cauce principal(S_p)**

Este parámetro es importante en el estudio de aprovechamiento de los recursos hidroeléctrico y la solución de problemas de inundación.

La pendiente que presenta la cuenca Qeqra es calculado por dos métodos y se estima el promedio aritmético de estos valores.

Los métodos comentados utilizan las ecuaciones 08, 10 descritas en el capítulo anterior.

➤ **Orden, número de la corriente y longitud total de la corriente.**

Orden de la corriente(N°)

Para la determinación del orden de la red se han aplicado el sistema Horton enumerándose de la siguiente manera:

Primer orden (1) : aquellos que no poseen tributarios

Segundo orden (2): tienen afluentes de primer orden

Tercer orden (3) : tiene afluentes de segundo orden

Cuarto orden (4) : aquellos que tienen afluentes de tercer orden

Orden (n) : tienen orden hasta n-1

La elaboración de esta actividad se representa en la Figura 2.17

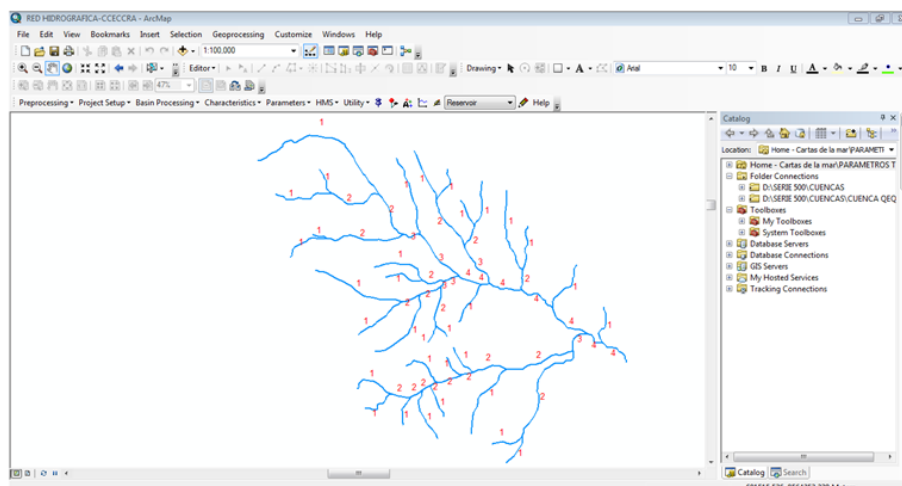


Figura 2.17: Orden de río Qeqra

Número de la corriente (Nc)

Este parámetro consiste en las sumas totales del orden del río tanto perennes o intermitentes.

Se ha determinado desde la tabla Tributo del ArcGIS después de seleccionar toda la red de drenaje tal como se aprecia la Figura 2.18 que en la parte izquierda muestra la cantidad de la corriente.

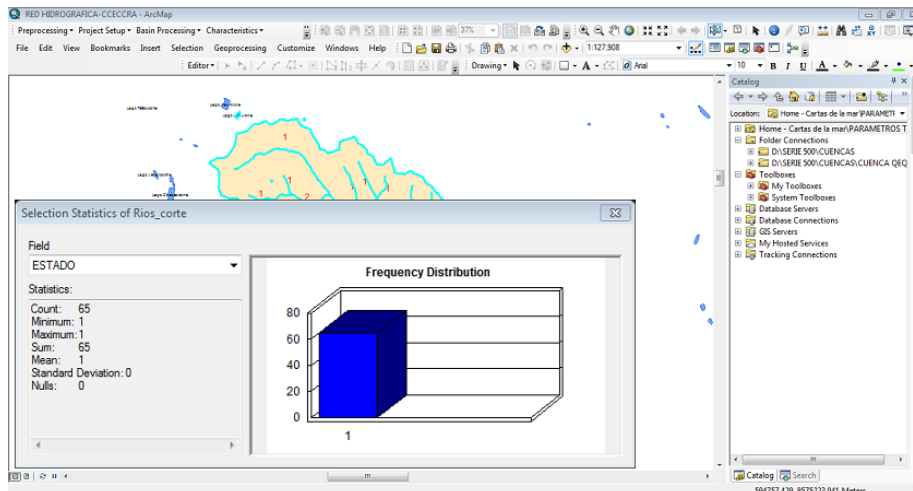


Figura 2.18: Tabla de tributo-número de corrientes

Longitud total de la corriente (Lt)

Comprende la suma total de las longitudes de cada orden y se representan en unidades métricas y kilométricas.

Para el cálculo se selecciona la red de drenaje y desde la tabla *Tributo* opción (Lc) se obtiene la Figura 2.19, en lo cual en la parte izquierdo inferior presenta en unidades kilométricas la longitud total de la corriente.

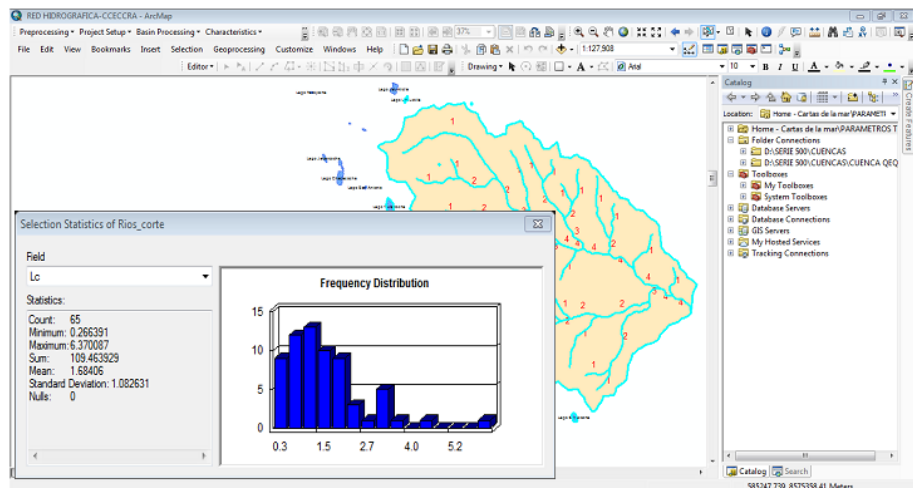


Figura 2.19: Tabla de tributo-longitud total de corriente

➤ Densidad de corriente(Ds)

Este parámetro da información valiosa sobre las condiciones climáticas y litológicas de la región. Para este valor de la cuenca Qeqra se utilizó

la ecuación 78, además se describen las condiciones tomando en cuenta las reglas que se describen a continuación:

$$D_s = \frac{L_t}{A} \dots\dots\dots \text{ecuación}$$

78

Donde:

D_s : Densidad de corriente para la cuenca Qeqra (km/km²)

L_t : Longitud total de la corriente

A : Área total de la cuenca Qeqra (km²)

Si:

$D_s > 500$ km/km² régimen pluvial alto con una litología fácilmente erosionable.

$D_s < 5$ km/km² régimen pluvial de poco valor o resistencia del material litológico de gran magnitud.

➤ **Tiempo de concentración(Tc)**

El tiempo que demora en llegar una partícula de agua al punto de aforo producto de la precipitación en la cuenca Qeqra ha sido determinado por la ecuación 12.

Temez..... Ecuación

12

f) Tiempo de concentración para la simulación en el programa HEC-HMS 4.0

Para el uso del programa HEC-HMS fue necesario dividir la cuenca Qeqra en tres cuencas (Cuenca Acco, Cuenca Toccto, Cuenca Qpricipal) desde la extensión HEC-GeoHMS del programa ArcGIS. Es obvio que las cuencas presentan características geomorfológicas diferentes pero solo se determinó las áreas de cada uno, pendiente del río más largos y el tiempo de concentración (Tc).

➤ **Longitud del cauce principal, perfil longitudinal de las cuencas (C.Acco, C.Toccto, C.Qprinc.)**

Son los mismos procesos que se realizaron para la determinación de la cuenca Qeqra.

➤ **Pendiente de las subcuencas (C.Acco, C.Toccto, C.Qprinc)**

Son determinados por las ecuaciones 08, 10 descrita en las páginas anteriores.

➤ **Tiempo de concentración (TC)**

Parámetro importante en la simulación de los caudales máximos en el programa HEC-HMS. El tiempo de concentración es determinado por la ecuación 12.

2.3.3.2. Gastos máximos de avenida para diferentes periodos de retorno y la sección del cauce asociado a ellos.

a) Estimación de precipitación diaria máxima faltantes en 24 horas.

Se han completado los datos de precipitaciones faltantes a las estaciones Cuchoquesera y Allpachaca por el método del U.S. Weather Bureau.

(Cahuana, et al, 2009), indica que el método consiste en ponderar los valores observados en una cantidad W , igual al recíproco del cuadrado de la distancia D entre cada estación vecina y la estación X , y por lo tanto la precipitación buscada será:

$$P_x = \frac{\sum (P_i * W)_i}{\sum W_i} \dots\dots\dots \text{ecuación 79}$$

Donde:

P_i = Precipitación observada para la fecha faltante en las estaciones auxiliares circundantes (como mínimo 2), en milímetros.

$W_i = 1/D_i^2$, siendo, D_i = distancia entre cada estación circundante y la estación (Km)

Se recomienda utilizar cuatro estaciones circundantes (las más cercanas).

b) Selección de datos de precipitación máxima en 24 horas para la cuenca Qeqra.

Una vez completado los datos faltantes se realizó un resumen de precipitaciones máximas de las cuatro estaciones en un cuadro, de esta se ha seleccionado el valor máximo de la precipitación de cada año, obteniéndose finalmente la precipitación máxima para la zona Qeqra.

c) Análisis estadístico de datos hidrológicos de precipitaciones máximas a diferentes periodos.

Modelos de distribución

(M.T.C.P, 2012), recomienda que para cálculos de precipitaciones máximas a diferentes periodos de retorno el uso de las siguientes modelos:

➤ **Distribución normal**

Los datos de precipitaciones seleccionadas han sido evaluados mediante la ecuación 15, de la misma manera la bondad de ajuste a un nivel de significancia de cinco por ciento con la Tabla 1.2.

➤ **Distribución log normal 2 parámetros**

Se realizó mediante la ecuación 16, 17, 18, 19, de la misma manera la bondad de ajuste a un nivel de significancia de cinco por ciento con la Tabla 1.2.

➤ **Distribución Gumbel**

Conocido como doble exponencial y de igual manera son evaluados por la ecuación 21, 22, 23, 24, para el ajuste el uso de la Tabla 1.2.

➤ **Distribución log Gumbel**

La ecuación 25, 26, de la misma manera la bondad de ajuste a un nivel de significancia de cinco por ciento con la Tabla 1.2.

Cabe recalcar que los parámetros estadísticos como la Media (\bar{x}), Desviación Estándar (σ_x), Coeficiente de asimetría, otros son calculados automáticamente en la hoja Excel.

➤ **Precipitaciones máximas a diferentes periodos de retorno**

Precipitación normal y log normal

Son determinados en el Excel cuyas ecuaciones se describen a continuación:

Si: ($0 < P \leq 0.5$)

$$W = \left[\ln \left(\frac{1}{P^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots \text{ecuación 80}$$

Si: (P > 0.5)

$$W = \left[\ln \left(\frac{1}{1 - P^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots \text{ecuación 81}$$

$$K = 1.794 - \frac{2.515517 + 0.802853W + 0.01032328W^2}{1 + 1.432788W + 0.189269W^2 + 0.001308W^3} \dots\dots\dots \text{ecuación 82}$$

Precipitación distribución normal

$$PP_{\max} = PP + KS \dots\dots\dots \text{ecuación}$$

83

Precipitación distribución log-normal

$$PP_{\max} = 10^{(PP+KS)} \dots\dots\dots \text{ecuación 84}$$

Donde:

W : Variable normal estándar para Distribución Normal

P : probabilidad de descarga

K : Factor de frecuencia Normal y Log-Normal.

S : Desviación estándar

PP : Promedio de precipitación.

PP_{max}: Precipitación Normal, Log Normal para diferentes periodos de retorno.

Precipitación Gumbel y log Gumbel

Son determinados en el Excel cuyas ecuaciones se describen a continuación:

$$K = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} (0.5772 + W) \dots\dots\dots \text{ecuación 85}$$

$$W = \ln \left[\ln \left(\frac{T_R}{T_R - 1} \right) \right] \dots\dots\dots \text{ecuación 86}$$

Precipitación distribución Gumbel

Son determinadas por la ecuación 83

Precipitación distribución log-Gumbel

Han sido calculadas con la ecuación 84

Por lo tanto de estos cuatro valores de precipitación se hace la selección según la $\Delta_{\text{máx.}}$, el menor valor será elegido como precipitación máxima para diferentes periodos de retorno.

d) Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (I-D-F)

La precipitación pluvial máxima generalmente se estima a partir de la precipitación máxima en 24 horas, multiplicada por un coeficiente de duración representada en la Tabla 1.3.

Las constantes K, m, n de la ecuación 31 han sido determinadas por regresión múltiple.

e) Hietograma de precipitación de diseño utilizando las relaciones I-D-F

A partir de las intensidades máximas (mm/h) calculadas para los periodos de retorno 25, 50, 100 años se desarrollan los hietogramas por el método de bloque alterno.

Método de bloque alterno

(Chow, et al 1994), indica que el hietograma de diseño producido por este método especifica la profundidad de precipitación que ocurre en n intervalos de tiempos sucesivos de duración. La profundidad de precipitación correspondiente se encuentra al multiplicar la intensidad y la duración.

f) Caudales máximos para periodos de retorno 25, 50, 100 años

Se ha realizado por el método racional modificado, método de sección y pendiente, así también utilizando el programa HEC-HMS 4.0.

➤ Método racional modificado

Una vez extrapolada las precipitaciones máximas diarias para los periodos de retorno 25, 50 y 100 años se determinó el caudal máximo utilizando la ecuación 33, pero antes se determinaron el tiempo de concentración (T_c), Coeficiente de uniformidad (K), Coeficiente de simultaneidad o Factor reductor (k_A), Precipitación máxima corregida

sobre la cuenca (P), Intensidad de Precipitación (I), Coeficiente de Escorrentía (C) con las ecuaciones 12, 34, 35, 36, 37, 38.

El número de curva (CN) se determinaron en el programa de ArcGIS 10.1 a partir del programa SAS Planet de la siguiente manera:

Adquisición de imagen satelital georeferenciada con alta resolución desde el programa SAS Planet.

En el programa SAS Planet después de ubicar el punto de interés que es la zona Qeqra desde el menú *selection manager* y herramienta *Rectangular Selection* se procedió a descargar en la proyección WGS 84 el imagen en un formato de salida ECW (*Enhanced Compresión Wavelet*) hacia la disco D de la computadora. En la Figura 2.20 se muestra en la parte central un recuadro sobre la imagen, esta es lo que corresponde a la descarga.

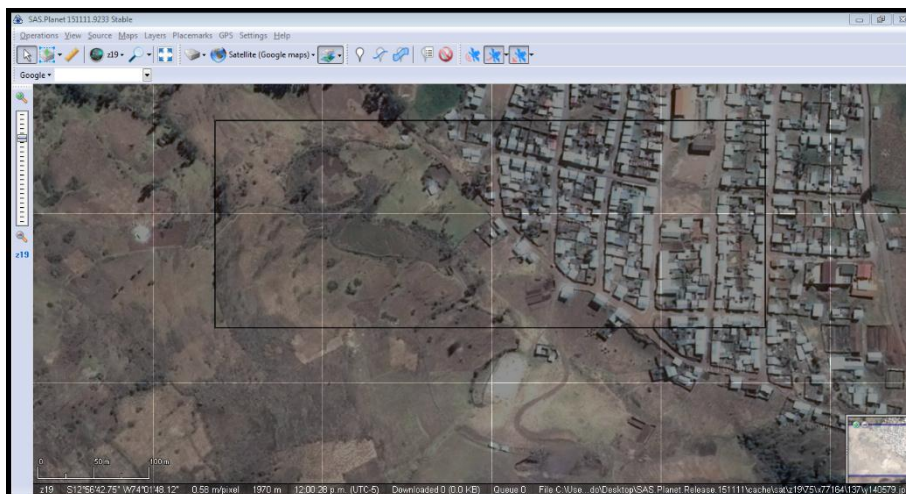


Figura 2.20 : Área seleccionada en el programa SAS Planet.

Trabajo en el ArcGIS 10.1.

-Luego de haber descargado la imagen satelital de la zona Qeqra se procedió a ejecutar el programa ArcGIS y desde la herramienta *Add Data* son subidos las imágenes quedando así como se presenta en la Figura 2.21, listo para delimitar las áreas agrícolas, áreas de pastoreo, población, terrenos rocosos, etc.

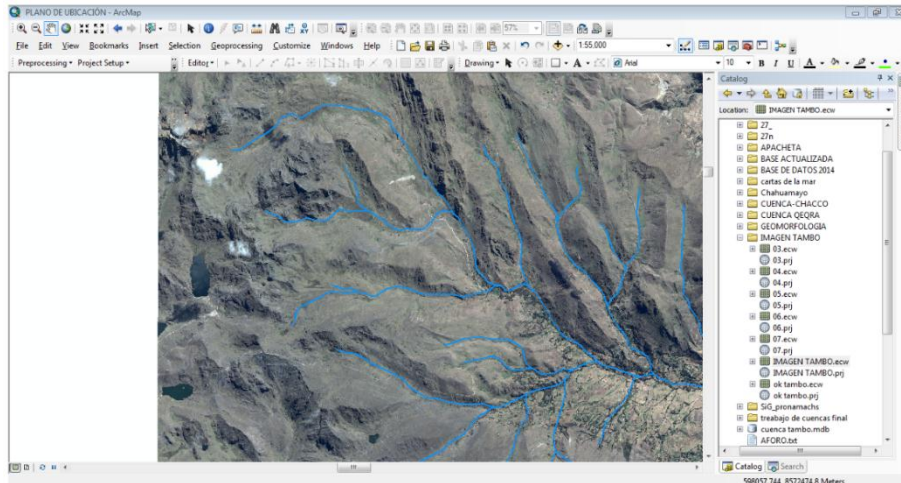


Figura 2.21: Imagen satelital de la cuenca Qeqra vista en el programa ArcGIS

-Luego de haber establecido un archivo en el ArcGIS dentro de ella se crea unas capas de tipo polígono en formato *Shapefile*, cada uno con su nombre de acuerdo a las condiciones que se aplican a la superficie tal como se aprecia en la figura 2.22.

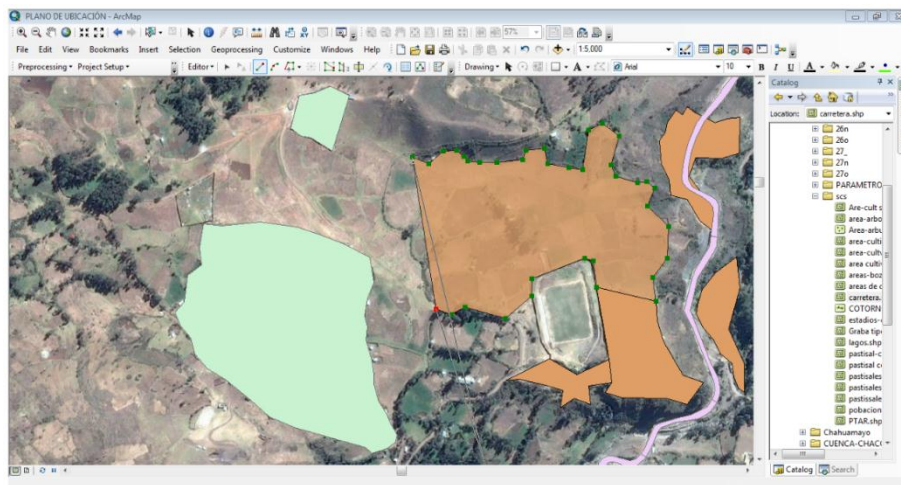


Figura 2.22: Áreas parciales de acuerdo al uso de suelo

-Finalmente después de haber dividido la cuenca Qeqra en áreas de uso agrícola, pastoril, poblacional, y otros desde la Tabla 2.3 se seleccionan el número de curvas correspondiente a cada una de ellos y posteriormente se calculó el número de curva (CN) ponderado que representa a la cuenca Qeqra.

Tabla 2.3: Número de curva de escorrentía para uso selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $la=0.2S$)					
Descripción del uso de la tierra		Grupo hidrológico del suelo			
		A	B	C	D
Tierra cultivada:	sin tratamiento de conservación	72	81	88	91
	con tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales:	condiciones pobres	68	79	86	89
	condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos:	condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: tronco delgado, cubierta pobre, sin hierbas	sin hierbas	45	66	77	83
	cubierta buena	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos del golf, cementerio, etc.					
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más		39	61	74	80
condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%		49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeable)		89	92	94	95
Distritos industriales (72% impermeable)		81	88	91	93
Residencial:					
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeable				
1/8 acre o menos	65	77	85	90	92
1/4 acre	38	61	75	83	87
1/3 acre	30	57	72	81	86
1/2 acre	25	54	70	80	85
1 acre	20	51	68	79	84
Parqueaderos, pavimentados, techos, accesos, etc.		98	98	98	98
Calles y carreteras					
Pavimentos con cunetas y alcantarillados		98	98	98	98
grava		76	85	89	91
tierra		72	82	87	89

Fuente: SCS Technical Report, "Urban Hydrology for Small Watersheds" (1986)

➤ Aforo del río Qeqra con medidas de la sección y la pendiente

Se han calculado a partir de los datos obtenidos en el campo con la ecuación 44 a partir de la ecuación 45.

Este método nos sirve para comparar los caudales calculados de manera indirecta tales como método Racional, Racional Modificado, Mac Math, e hidrograma unitario, etc. Normalmente los caudales que se aproximan a ellas son tomados como caudales máximos del río.

Para estimar el coeficiente de rugosidad de Manning se utilizó la Tabla 2.4.

Las áreas parciales de la división se calcularon con la ecuación 73 adaptando las secciones en forma de trapecio rectangular.

Tabla 2.4: Valores de n dados por Horton para ser usado en las fórmulas de Kutter y de Manning

Descripción	Mínimo	Normal	Máximo
<u>Corrientes Naturales en Planicies</u>			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos.	0.025	0.03	0.033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0.03	0.035	0.04
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena.	0.033	0.04	0.045
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras.	0.035	0.045	0.05
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes.	0.04	0.048	0.055
6. Igual al 4, pero con más piedras.	0.045	0.05	0.06
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos.	0.05	0.07	0.08
8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos.	0.075	0.1	0.15
<u>Planicies de inundación</u>			
a. Pastizales, sin matorrales			
1. Pastos cortos	0.025	0.03	0.035
2. Pastos altos	0.030	0.035	0.050
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.02	0.03	0.04
2. Cultivos en línea maduros	0.025	0.035	0.045
3. Campos de cultivo maduros	0.03	0.04	0.05
c. Matorrales			
1. Matorrales dispersos, mucha maleza	0.035	0.05	0.07
2. Pocos matorrales y árboles, en invierno	0.035	0.05	0.06
3. Pocos matorrales y árboles, en verano	0.04	0.06	0.08
4. Matorrales medios a densos, en invierno	0.045	0.07	0.112
5. Matorrales medios a densos, en verano	0.07	0.1	0.16
d. Árboles			
1. Sauces densos, rectos y en verano	0.11	0.15	0.2
2. Terreno limpio, con troncos sin retoño	0.03	0.04	0.05
3. Igual al anterior, pero con una gran cantidad de retoño	0.05	0.06	0.08
4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caído, con pocos crecimientos de matorrales, nivel de agua por debajo de las ramas.	0.08	0.1	0.12
5. Igual al anterior, pero con nivel de crecimiento por encima de las ramas.	0.1	0.12	0.16

Fuente: (Chow, 1994) "Hidráulica de Canales Abiertos"

➤ Simulación hidrológica con el programa HEC-HMS

Para llevar a cabo la simulación hidrológica de la cuenca Qeqra se tuvo en cuenta los siguientes procesos:

-Desde el programa ArcGIS se han determinado el número de curva (CN) de las cuencas fraccionadas.

-Al ejecutar el programa HEC-HMS antes de comenzar a crear un proyecto se ha tenido que configurar desde el menú *Tools-Program Settings* las características que se detallan en la Figura 2.23, así también se explican a continuación:

-Unidades en el Sistema Internacional métrico (Unit system)

-Perdida por infiltración método de SCS (*Subbasin loss*)

- transformación lluvia a escorrentía por el método de Hidrograma unitario.(*Subbasin transform*)

-Propagación del cauce Muskingum (*Reach routing*)

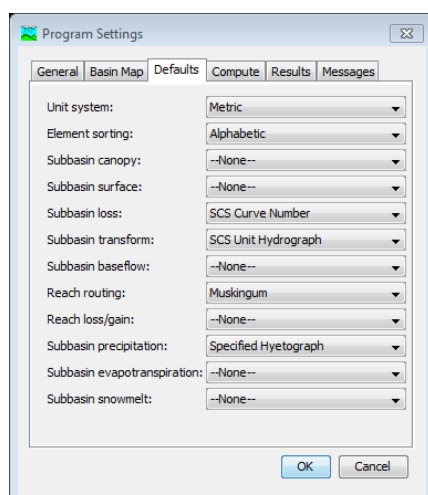


Figura 2.23: Configuración de unidades

Una vez creado la carpeta de trabajo se agregan en ella los tres componentes principales:

-Modelo de cuenca (*Basin Model*)

Sobre la imagen de las tres cuencas se asocian la herramienta *Subbasin* para cada uno con descripciones de Cuenca Acco, Toccto, Qprinc. y luego se procedió a editar las propiedades como el área (A), el número de curva (CN), tiempo de retraso (Tlag).

Así mismo en el componente *Time-Series* del HEC-HMS se agregan las lluvias generadas con intervalos de 1 hora para una duración de 24 horas.

Además para la suma del escurrimiento generados por las cuencas Acco y Toccto se utilizó la herramienta *Juntion element* con la descripción de (Unión A-T.)

Para simular el paso de los hidrogramas situado aguas arriba de la cuenca Qprincipal conocido como (Unión A-T) se ha asociado la herramienta *reach* con descripción (rio 01), conectándose al final del tramo conocido como punto de aforo, durante la trayectoria del caudal sobre el tramo se producen el fenómeno de propagación.

Finalmente se asocia la herramienta *Sink* con una descripción de (Aforo) y sobre ella se unen el caudal aportante rio-01 y la cuenca Qprinc. La geometría del modelo se presenta en la Figura 2.24.

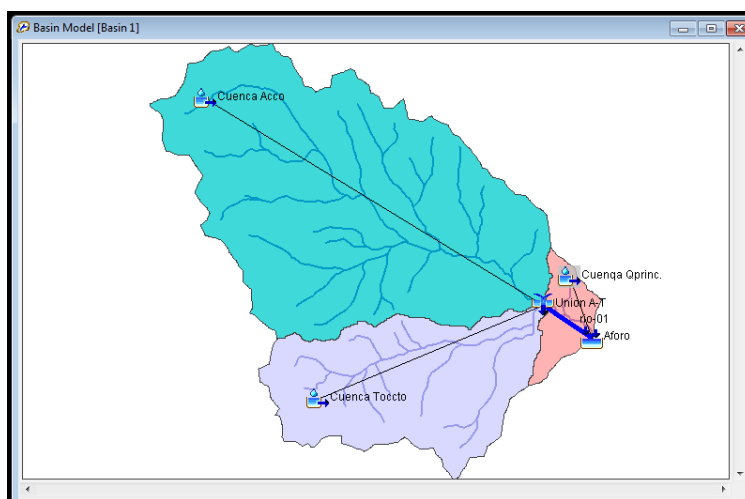


Figura 2.24: Modelo geométrico de la simulación

-Modelo meteorológico (*Meteorológico Model*)

En este proceso se han asignado las lluvias a partir de *Time-Series* para las tres cuencas.

-Especificaciones de control (*Control Specifications*)

Finalmente se establecieron el tiempo de simulación con un intervalo de cálculo de 10 minutos comenzando desde las 00:00 horas de la

tarde hasta las 10:00 horas de la mañana del mes de enero del 2015, este proceso se realizó para los periodos de retorno 25, 50, 100 años.

-Modelos de propagación en cauce (Modelo de Muskingum)

Como se ve en la Figura 2.24 entre el tramo Unión A-T y el punto de Aforo ocurre el fenómeno de la propagación de caudales y para ello los parámetros de Muskingum como el tiempo de retraso (K), factor adimensional de ponderación (X) se determinaron con las ecuaciones 59 y 60.

Los parámetros X, K nos sirven para determinar el volumen de almacenamiento en el tramo desde el programa HEC-HMS, durante el avance de avenida el caudal de entrada es mayor que el de la salida y durante la recesión el caudal de entrada es menor que la salida.

Entonces ya establecido todos parámetros, para simular desde el menú *Compute-Create, Compute-Simulación Run* se obtienen los caudales.

g) Secciones del cauce asociado a caudales de los periodos 25, 50 y 100 años

Establecido los caudales máximos para los años 25, 50, 100 años se han realizado dos procesos en los programas AutoCAD Civil 3D 2014 y HEC-RAS 4.0

Programa AutoCAD Civil 3D 2014

En esta etapa se hace uso de los datos recopilados en el campo, sobre todo los puntos topográficos y comprenden los siguientes pasos:

- Configuración al sistema de coordenadas WGS-84 Zona 18 Sur
- Importación de los puntos obtenidos en el levantamiento topográfico del río Qeqra
- Generación de superficie con curvas de nivel interpoladas cada 1 metro y etiquetadas cada 5 metros como se aprecia en la Figura 2.25.

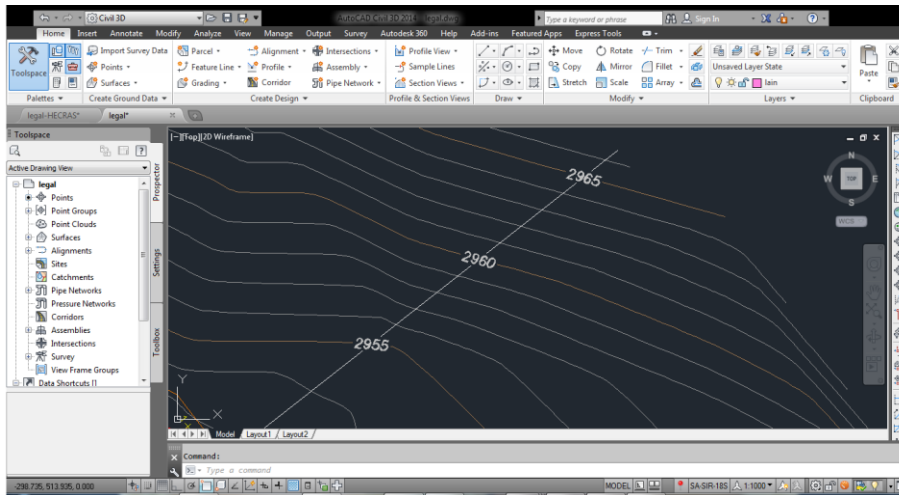


Figura 2.25: Curvas de nivel cada 1 metro

- Trazo de alineamiento sobre el eje del cauce y sobre las riberas consideradas con la herramienta *Alignment* como se aprecia en la Figura 2.26.

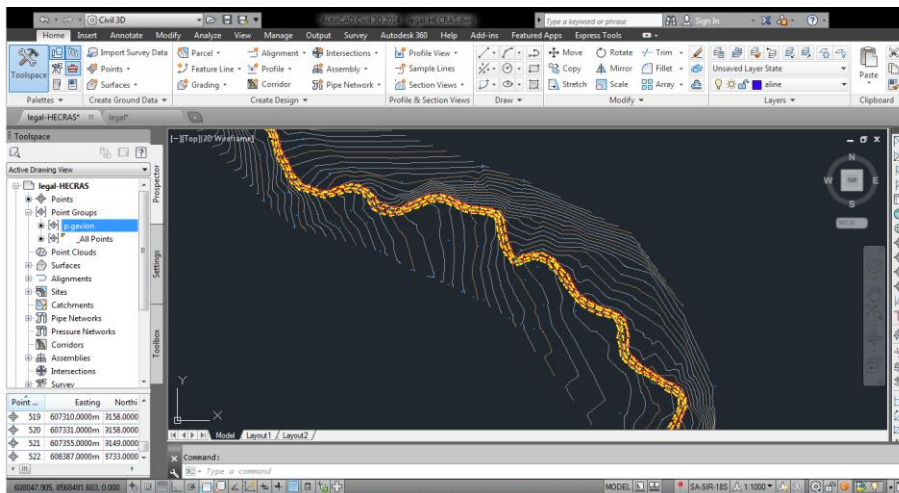


Figura 2.26: Alineamiento sobre el cauce del río Qeqra

- A partir del alineamiento del eje principal del río con la herramienta *Sample Lines* del programa Auto CAD Civil se generan las secciones transversales divididas cada 20 metros desde la progresiva KM:0+000 ubicada aguas abajo conocido como punto de aforo hasta la progresiva KM:1+586 aguas arriba comienzo de la inundación. Cada sección transversal tiene un ancho de 80 metros al lado derecho del eje y 80 metros al lado izquierdo del eje, las proyecciones horizontales de las secciones trazadas se observan con líneas azules perpendiculares al eje como se detalla en la Figura 2.27.

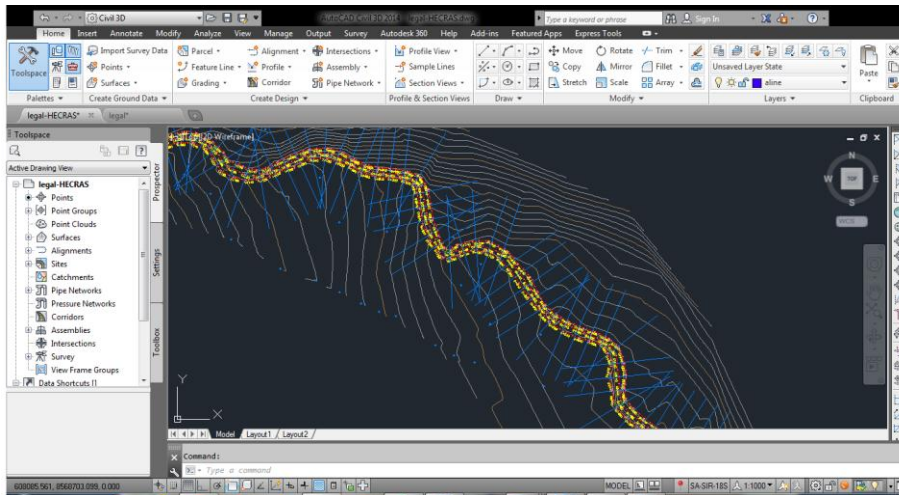


Figura 2.27: Proyecciones horizontales de las secciones transversales

Finalmente desde el menú *Output* y herramienta *Export to HEC RAS* se exportan a un archivo con el nombre de río Qeqra y cerramos el programa Auto CAD Civil.

Programa HEC-RAS 4.0

- Después de abrir el programa desde el menú *Options* se hace una previa configuración al Sistema Internacional métrico. Una vez establecido las unidades se crean una carpeta con descripción HEC-RAS QEQRA en la unidad del disco D de la computadora y desde el ícono *Edit Geometric* se importa el archivo río Qeqra obtenidas anteriormente para luego tener la geometría de la superficie que se muestra en la Figura 2.28.

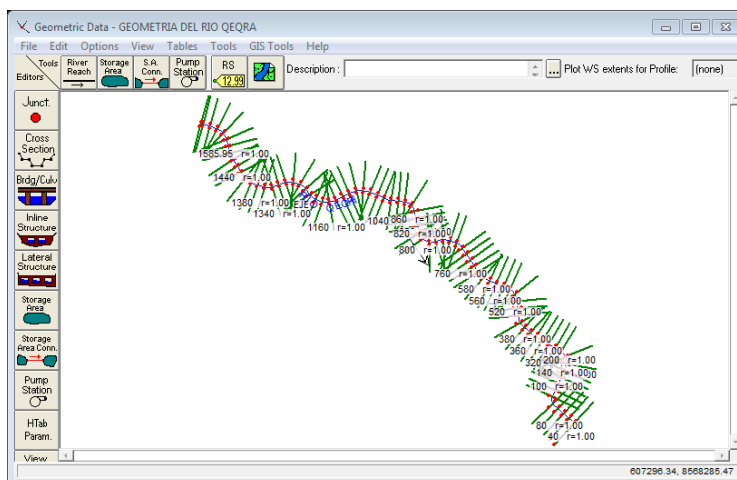


Figura 2.28: Geometría del cauce en el programa HEC-RAS 4.1

- A continuación se editan en el programa HEC-RAS el coeficiente de Manning seleccionado de la Tabla 2.4 de acuerdo a las características del río Qeqra, además paralelo a ello se editan los coeficientes de expansión y contracción que normalmente son 0.1 y 0.3.

2.3.3.3. Identificación de zonas de inundación

Se han determinado en el programa AutoCAD Civil 3D 2014, a partir de las secciones inundadas producto de la simulación en el programa HEC-RAS. Los planos están representadas en un papel A1, la planta a escala 1/2000, perfil longitudinal a escala 1/2000 con las descripciones que se detallan en la Leyenda.

III. RESULTADOS

3.1. Parámetros geomorfológicos de la cuenca Qeqra

a) Área (A) y perímetro (P)

La cuenca Qeqra tiene una área de 143.32 km² lo que equivale a 14 332 hectáreas y un perímetro de 56.90 kilómetros.

b) Parámetros de forma

➤ Índice de compacidad (Ic)

La cuenca Qeqra presenta un índice de compacidad de 1.34 y por este valor se define que la forma de la cuenca es ovalada, para mayor detalle ubíquese en el ANEXO C Lámina D-C 02.

De la ecuación 01 se tiene:

$$Ic = 0.282 * \left(\frac{56.9}{\sqrt{143.32}} \right) \Rightarrow Ic = 1.34$$

Dónde: P=56.90 km., A=143.32 km²

➤ Rectángulo equivalente

La cuenca Qeqra al transformar de su forma heterogénea a un rectángulo presenta un lado mayor (L) de 21.909 kilómetros y lado menor (l) de 6.542 kilómetros.

Al determinar las ecuaciones 02 y 03 se obtienen:

$$\Rightarrow L = \frac{1.34\sqrt{143.32}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.34} \right)^2} \right] \Rightarrow L = 21.909km$$

$$\therefore l = \frac{1.34\sqrt{143.32}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{1.34} \right)^2} \right] \Rightarrow l = 6.542km$$

Dónde: A=143.32 km², Ic=1.34

➤ **Factor de forma**

La cuenca Queqra presenta un factor de forma (F) de 0.30 en unidades adimensionales.

De la ecuación 04 se tiene:

$$\therefore F = \frac{143.32}{21.909^2} \Rightarrow F = 0.30$$

Donde:

$$A=143.32 \text{ km}^2$$

$$L=21.909\text{km}$$

$$\therefore F = \frac{143.32}{21.909^2} \Rightarrow F = 0.30$$

➤ **Relación de elongación (Re)**

La relación de elongación obtenida es 0.8 en unidades adimensionales lo que representa que la cuenca está asociado a pendientes pronunciados.

Al determinar la ecuación 05 se tiene:

$$\therefore Re = 1.1284 * \frac{\sqrt{143.32}}{16.885} \Rightarrow Re = 0.8$$

$$A=143.32 \text{ km}^2, Lc=16.885\text{km}$$

c) Parámetros de relieve

➤ **Pendiente de la cuenca (S)**

La pendiente de la cuenca Qeqra es 17.65 % lo que resulta al promediar los valores de los criterios de rectángulo equivalente y numero de ocurrencias.

$$\therefore S = \frac{8.9\% + 26.37\%}{2} \Rightarrow 17.65\%$$

-Según el criterio del rectángulo equivalente de las ecuaciones 06, 07 se obtienen:

$$\Delta H = 4900 - 2943 \therefore \Delta H = 1957m$$

$$\therefore S_1 = \frac{1957}{21923.23} \Rightarrow S = 0.089 \approx 8.9\%$$

Donde:

$$hf=2943 \text{ m.s.n.m.}, h_0=4900\text{m.s.n.m.}, L= 21923.23 \text{ m}$$

-Por el criterio de número de ocurrencias se obtiene en la Tabla 3.1, esto es el resultado de haber reclasificado en 10 la pendiente de la cuenca, para mayor detalle ubíquese en el Anexo C lámina M-P 05.

Tabla 3.1: Pendiente criterio de número de ocurrencias

N°	Rango de Pendientes en %			Numero de Ocurrencias(2)	(1)*(2)
	Inferior	Superior	Promedio(1)		
1	0	10	5	7576	37880
2	10	20	15	12583	188745
3	20	30	25	15259	381475
4	30	40	35	12506	437710
5	40	50	45	6357	286065
6	50	60	55	2159	118745
7	60	70	65	633	41145
8	70	80	75	192	14400
9	80	90	85	47	3995
10	90	100	95	16	1520
TOTAL				57328	1511680
				PENDIENTE (S₂)	26.37%

➤ **Curva Hipsométrica, altitud mediana, altitud media ponderada, altitud media simple de la cuenca Qeqra**

-Curva hipsométrica

Este parámetro se ha construido dividiendo el área total en 12 áreas parciales, los valores de estos y los límites de las cotas entre áreas se especifican en la Tabla 3.2, a partir de estos datos se han elaborado la curva hipsométrica que corresponde a la cuenca Qeqra tal como se aprecia en la Figura 3.1, además la presentación de las áreas parciales se pueden visualizar en el Anexo C Lámina S-A 04 a una escala de 1:60 000.

-Altitud mediana

La altitud que corresponde al 50 por ciento del área de la cuenca Qeqra es 4050 m.s.n.m lo que se obtiene al elaborar las curvas hipsométricas que se aprecian en la Figura 3.1.

Tabla 3.2 : Distribución de las áreas parciales

ALTITUD m.s.n.m.	AREAS PARCIALES		AREAS ACUMULADAS			
	Km2	(%)	AREA POR DEBAJO DE ALTITUD		AREA POR ENCIMA DE ALTITUD	
			(KM2)	(%)	KM2	(%)
Punto más bajo						
2943	0.00	0.00	0.00	0.00	143.32	100.00
3112	2.240	1.56	2.24	1.56	141.08	98.44
3275	7.228	5.04	9.47	6.61	133.85	93.39
3437	7.213	5.03	16.68	11.64	126.64	88.36
3600	7.855	5.48	24.54	17.12	118.79	82.88
3763	9.815	6.85	34.35	23.97	108.97	76.03
3925	15.030	10.49	49.38	34.45	93.94	65.55
4087	29.110	20.31	78.49	54.77	64.83	45.23
4250	40.635	28.35	119.13	83.12	24.20	16.88
4412	19.178	13.38	138.30	96.50	5.02	3.50
4575	4.555	3.18	142.86	99.68	0.46	0.32
4734	0.400	0.28	143.26	99.96	0.06	0.04
4900	0.0625	0.04	143.32	100.00	0.00	0.00
Punto más alto						
TOTAL	143.32	100				

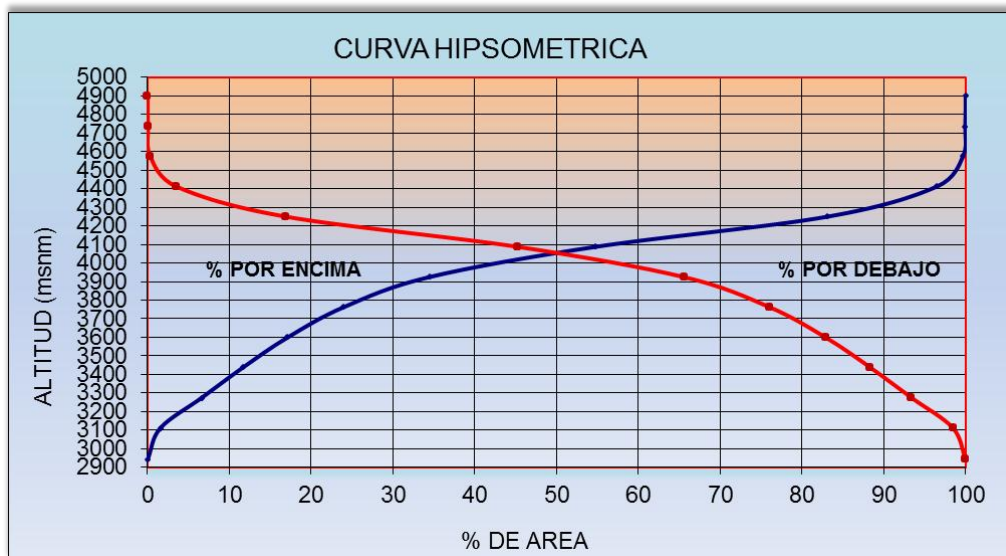


Figura 3.1: Curvas hipsométricas por encima y por debajo

-Altitud media ponderada (Hp)

La altitud media ponderada de la cuenca Qeqra es 3958.45 m.s.n.m lo que se obtiene al calcular las ecuaciones 75, 76 en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3: Altitud media ponderada

ai	ci	ai*ci
2.240	3027.735	6,782.13
7.228	3193.72	23,082.61
7.213	3356.23	24,206.81
7.855	3518.745	27,639.74
9.815	3681.25	36,131.47
15.030	3843.745	57,771.49
29.110	4006.24	116,621.65
40.635	4168.745	169,396.95
19.178	4331.195	83,061.49
4.555	4493.575	20,468.23
0.400	4654.415	1,861.77
0.063	4817.035	301.06
143.32		567,325.40
$\Sigma (ai*ci) =$	567,325.40	Km ² *m
A =	143.32	Km ²
Hp =	3,958.45	m

-Altitud media simple (Hms)

La altitud media simple que corresponde a la cuenca de Qeqra es 3921.50 m.s.n.m.

De la ecuación 77 se obtiene:

$$\Rightarrow Hms = \frac{4900 + 2943}{2} \therefore Hms = 3921.50m.s.n.m$$

$$hf=4900 \text{ m.s.n.m}$$

$$h0=2943 \text{ m.s.n.m}$$

d) Parámetros de red hidrográfica

➤ Perfil longitudinal del río Qeqra

Las cotas del río Qeqra están comprendidos desde 2943 m.s.n.m. hasta 4250 m.s.n.m. con una longitud del cauce principal (Lp)

equivalente a 19.739 kilómetros, para mejor detalle se han elaborado la Tabla 3.4 y la Figura 3.2.

Tabla 3.4: Altitud y longitud acumulada del cauce

ALTITUD Y LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL			
COTA (m.s.n.m.)	LONGITUD RIO (m)	LONGITUD RIO (Km)	LONGITUD ACUMUL
2943.00	0.0	0	0.00
3112.47	3,692.67	3.693	3.69
3274.97	3,144.50	3.145	6.84
3437.49	1,686.82	1.687	8.52
3600.00	1,995.82	1.996	10.52
3762.50	1,324.10	1.324	11.84
3924.99	1,813.96	1.814	13.66
4087.49	3,770.38	3.770	17.43
4250.00	2,310.86	2.311	19.74
	TOTAL	19.74	

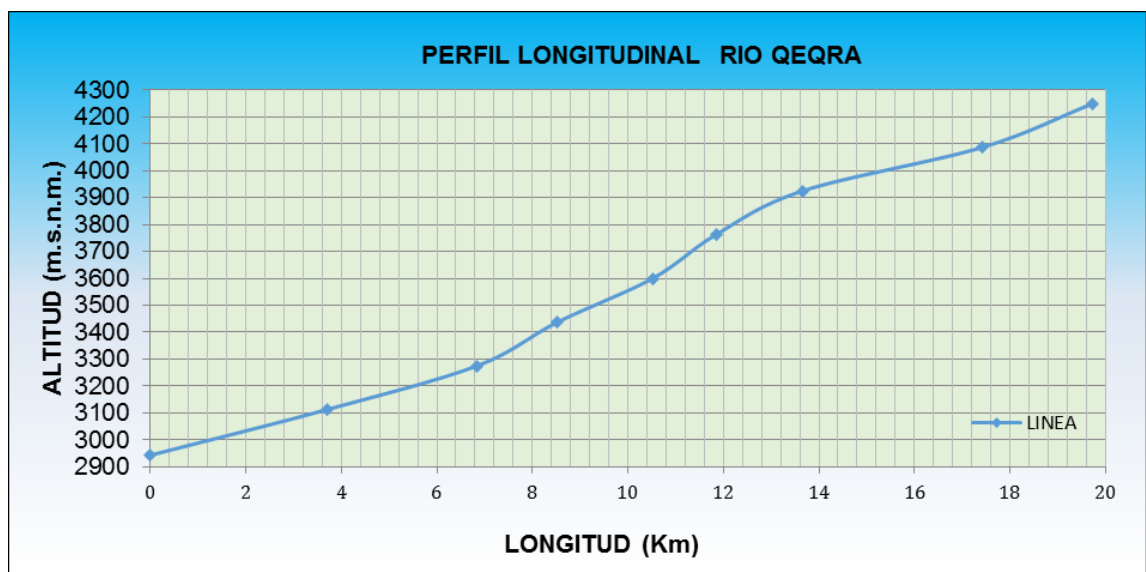


Figura 3.2: Perfil longitudinal del río Qeqra

➤ **Pendiente del cauce principal(S_p)**

La pendiente equivalente al cauce principal de la cuenca Qeqra es 0.063m/m que representa en unidades porcentuales 6.34 por ciento,

este resultado es el promedio de los valores obtenidos por los métodos de pendiente uniforme y Taylor y Schwarz.

Aplicando la ecuación 08 del método de pendiente uniforme se tiene:

Donde:

$$S_p = \frac{4250 - 2943}{19739} \therefore S_s = 0.066 \frac{m}{m} \approx 6.62\%$$

hf=4250 (m), h₀= 2943 (m), L_p=19.739 (km) ≈ 19739 m.

Aplicando la ecuación 10 del método Taylor y Schwarz en el Tabla 3.5 se tiene:

Tabla 3.5: Pendiente por Taylor y Schwarz

n	COTA (m.s.n.m.)	LONGITUD RIO (m)	DESNIVEL (m)	PENDIENTE S = H/L	L/(S ^{0.5})	1/(S ^{0.5})
0.00	2,943.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.00	3,112.47	3,692.67	169.47	0.05	17,237.1	4.67
2.00	3,274.97	3,144.50	162.50	0.05	13,832.5	4.40
3.00	3,437.49	1,686.82	162.52	0.10	5,434.38	3.22
4.00	3,600.00	1,995.82	162.51	0.08	6,994.26	3.50
5.00	3,762.50	1,324.10	162.50	0.12	3,779.66	2.85
6.00	3,924.99	1,813.96	162.49	0.09	6,060.79	3.34
7.00	4,087.49	3,770.38	162.50	0.04	18,161.5	4.82
8.00	4,250.00	2,310.86	162.51	0.07	8,714.06	3.77
SUMA	L=	19,739.11		SUMA	80214.25	30.577

Número de tramos iguales

Longitud total del cauce:

Suma:

Pendiente media del cauce:

n =	8.0	
L =	19,739.1	m
$\sum Li / \sum (Si^{0.5})$	80214.25	
Sts =	0.0605	m/m

Por lo tanto el promedio de estos dos valores es:

$$S = \frac{0.066 + 0.0605}{2} \Rightarrow S = 0.0634 \frac{m}{m} \approx 6.34\%$$

➤ **Orden, número de la corriente y longitud total de la corriente.**

El cauce principal del río Qeqra presenta un grado de ramificación de cuarto orden (N°=4 orden) para mayor detalle ubíquese en el Anexo C, Lámina (R-H 03).

Asimismo el número de corriente (Nc) que presenta la cuenca Qeqra es de 65 unidades que son obtenidos directamente del programa ArcGIS como se aprecia en la Figura 2.18 del capítulo anterior.

La longitud Total (Lt) de la cuenca Qeqra es de 109.464 kilómetros que equivale a 109,464 metros que también es obtenido del programa ArcGIS como se observa en la Figura 2.19 del capítulo anterior.

➤ **Densidad de corriente(Ds)**

La densidad de corriente (Ds) que representa la cuenca Qeqra es de 0.76 km/km² valor que se obtiene de la ecuación 78.

De la ecuación 78 se tiene:

$$\Rightarrow Ds = \frac{109.464km}{143.32km^2} \therefore Ds = 0.76 \frac{km}{km^2}$$

Donde:

$$Lt=109.464 \text{ km}$$

$$A=143.32 \text{ km}^2$$

➤ **Tiempo de concentración(Tc)**

El tiempo de concentración (Tc) de la cuenca Qeqra es de 4.89 horas equivalente a 293.4 minutos que resulta al aplicar la fórmula de Temez.

De la ecuación 12 correspondiente a Temez se tiene:

$$Tc = 0.3 \left(\frac{19.739}{0.0634^{0.25}} \right)^{0.76} \Rightarrow Tc = 4.89h \approx 293.4 \text{ min}$$

Donde:

$$Lp=19.739 \text{ km}$$

$$S=0.0634 \text{ m/m}$$

e) Tiempo de concentración para la simulación en HEC-HMS 4.0

Se realizó desde la extensión HEC-GeoHMS del programa ArcGIS, la sub división se visualizan en la Lámina S-(HEC-HMS), 07 del Anexo C.

➤ **Tiempo de concentración (Tc) para la cuenca Acco**

La cuenca Acco tributario de la cuenca Qeqra presenta una longitud de cauce principal de 17.60 km. con una pendiente de 0.065 m/m, asimismo el tiempo de concentración al aplicar la ecuación 12 es de 4.46 horas equivalente a 268 minutos.

$$T_c = 0.3 \left(\frac{17.60}{0.065^{0.25}} \right)^{0.76} \Rightarrow T_c = 4.46h \approx 268 \text{ min}$$

$$A = 96.898 \text{ km}^2, L = 17.60 \text{ km}, S = 0.065 \text{ m/m}$$

➤ **Tiempo de concentración (Tc) para la cuenca Toccto**

El cauce más largo de la cuenca Toccto es de 10.66 km con pendiente de 0.1 m/m, tiempo de concentración de 2.81 horas correspondiente a 168 minutos.

$$T_c = 0.3 \left(\frac{10.66}{0.1^{0.25}} \right)^{0.76} \Rightarrow T_c = 2.81h \approx 168 \text{ min}$$

$$L = 10.66 \text{ km}, S = 0.1 \text{ m/m}, A = 40.251 \text{ km}^2$$

➤ **Tiempo de concentración (Tc) para la cuenca Qprincipal.**

La longitud del cauce más largo es de 2.96 km con una pendiente moderado de 0.075 m/m, tiempo de concentración equivalente a 1.12 horas lo que resulta al calcular con la ecuación 12.

$$T_c = 0.3 \left(\frac{2.96}{0.075^{0.25}} \right)^{0.76} \Rightarrow T_c = 1.12h \approx 67 \text{ min}$$

$$L = 2.96 \text{ km}, S = 0.075 \text{ m/m}, A = 6.167 \text{ km}^2$$

➤ **Tiempo de concentración (Tc) del rio principal donde ocurre el fenómeno de propagación.**

El rio principal tiene una longitud de 2.13 km con una pendiente leve de 0.039 m/m y un tiempo de concentración igual a 1 hora.

De la ecuación 12 se obtiene:

$$T_c = 0.3 \left(\frac{2.13}{0.039^{0.25}} \right)^{0.76} \Rightarrow T_c = 1.0h \approx 60 \text{ min}$$

$$L = 2.13 \text{ km}, S = 0.039 \text{ m/m}, A = 6.167 \text{ km}^2$$

3.2. Determinación de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno y la sección del cauce asociado a ellos.

a) Datos meteorológicos recopilados

Se recopiló los datos de precipitaciones máximas diarias de las estaciones Cuchoquesera, Allpachaca, Tambillo y Quinoa desde el años 1992 hasta el 2014 un total de 23 años. Los datos de precipitaciones recopiladas se muestran en las Tablas A.2, A.3, A.4, A.5 del Anexo A. La ubicación, coordenadas geográficas se describen en la Tabla A.1, asimismo el formato que maneja la oficina de OPEMAN de la represa Cuchoquesera se aprecia en la Figura B.1 del Anexo B, también la recopilación de información del registro en la oficina OPEMAN se pueden visualizar en la Figura B.32.

b) Estimación de precipitación diaria máxima faltante en 24 horas.

Se han completados los datos de precipitaciones máximas diarias de las estaciones Cuchoquesera, Allpachaca con la ecuación 79 método del U.S. Weather Bureau recomendado para datos diarios. Los datos completados se aprecian en las Tabla A.6, A.7 del Anexo A, también las histogramas correspondiente a las 4 estaciones se representan en las Figuras B.2, B.3, B.4, B.5 del Anexo B.

c) Selección de datos de precipitación máxima en 24 horas para la cuenca Qeqra.

La precipitación máxima seleccionada para la zona Qeqra se muestra en la Tabla 3.6 columna 05 un total de 23 datos.

Tabla 3.6: Precipitación máxima en 24 horas para la cuenca Qeqra

	1	2	3	4	5
AÑO	E. Cucho.	E.Allp.	E.Tamb	E.Quin.	Qeqra
1992	27.00	45.70	35.30	16.20	45.70
1993	31.10	57.40	37.90	37.30	57.40
1994	27.00	35.90	52.20	36.70	52.20
1995	39.80	34.50	24.50	35.20	39.80
1996	35.20	38.10	28.30	29.70	38.10
1997	28.40	28.30	41.70	37.80	41.70
1998	27.00	35.20	31.20	43.60	43.60
1999	42.60	21.10	28.60	28.40	42.60
2000	43.94	41.90	41.47	26.70	43.94
2001	37.86	28.50	48.49	28.70	48.49
2002	39.34	28.50	41.08	27.00	41.08
2003	23.30	25.40	38.40	32.40	38.40
2004	30.30	36.00	27.90	23.00	36.00
2005	30.60	27.60	47.00	32.70	47.00
2006	36.00	28.20	21.50	21.10	36.00
2007	25.20	43.50	27.04	33.20	43.50
2008	26.20	28.90	18.33	24.60	28.90
2009	21.80	28.00	25.40	46.80	46.80
2010	28.40	37.40	25.50	28.50	37.40
2011	34.00	41.30	41.60	32.10	41.60
2012	42.82	45.20	28.40	28.70	45.20
2013	55.60	27.20	30.70	37.90	55.60
2014	28.00	28.00	26.00	31.20	31.20
PROM.	33.11	34.43	33.41	31.28	33.06

d) Análisis estadístico de datos hidrológicos precipitaciones máximas a diferentes periodos.

➤ **Distribución normal**

Según la Tabla A.8 del anexo A comparado con la Tabla 1.2 los datos de precipitación máxima diaria de cuenca Qeqra se ajustan a una distribución Normal, con un nivel de significación del 5%.

Siendo: $\Delta_{max} = 0.059045 < \Delta_{tab} = 0.279$

➤ **Distribución log normal 2 parámetros**

Según la Tabla A.9 del Anexo A comparado con la tabla 1.2 los datos se ajustan a una distribución Log Normal, con un nivel de significación del 5%.

Siendo: $\Delta_{max} = 0.062162 < \Delta_{tab} = 0.279$

➤ **Distribución Gumbel**

Según la tabla A.10 del anexo A comparado con la tabla 1.2 los datos se ajustan a una distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Siendo: $\Delta_{max} = 0.093214 < \Delta_{tab} = 0.279$

➤ **Distribución log Gumbel**

De la Tabla A.11 del Anexo A comparado con la tabla 1.2 los datos se ajustan a una distribución Log Gumbel, con un nivel de significación del 5%.

Siendo: $\Delta_{max} = 0.127716 < \Delta_{tab} = 0.279$

En la Figura 3.3 se muestra la curva de las distribuciones realizadas.

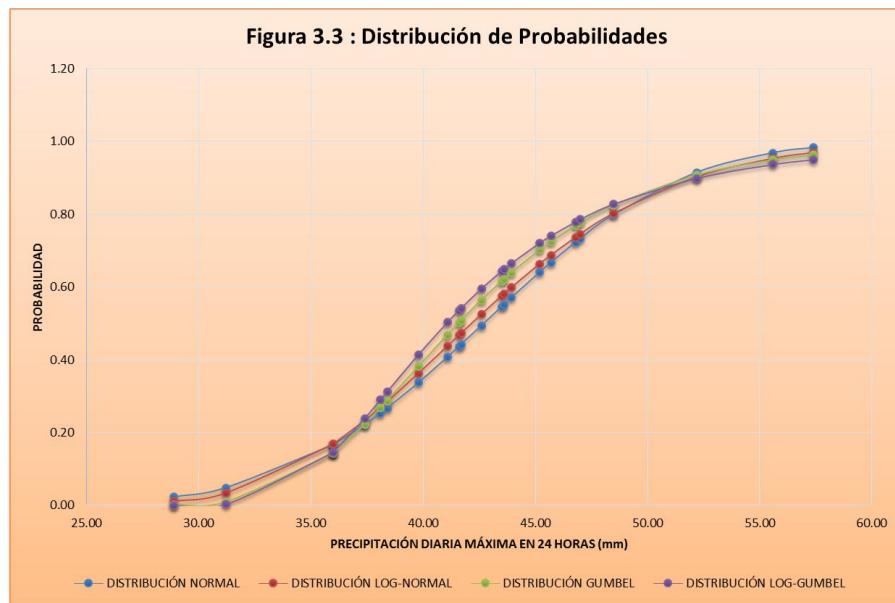


Figura 3.3: Distribución de probabilidades

➤ **Extrapolación de precipitaciones máximas diarias para diferentes periodos de retorno**

De las tablas A.12, A.13, A.14 obtenidas al aplicar las ecuaciones 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, se obtiene la Tabla 3.7 y la Figura 3.4 pero sin embargo para llevar a cabo la investigación se seleccionó el resultado de la Distribución normal por lo que:

$\Delta_{max} = 0.059 < \Delta_{tab} = 0.279$.

Tabla 3.7: Precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno

Periodo de retorno	P	Distribución Normal	Distribución Log-Normal	Gumbel	Log-Gumbel
T					
2	0.5000	42.705	42.163	41.568	41.039
5	0.2000	48.527	48.425	47.683	47.462
10	0.1000	51.573	52.064	51.731	52.260
25	0.0400	54.821	56.244	56.847	59.020
50	0.0200	56.918	59.121	60.641	64.594
75	0.0133	58.043	60.724	62.847	68.073
100	0.0100	58.804	61.833	64.408	70.648
150	0.0067	59.831	63.361	66.605	74.436
200	0.0050	60.530	64.424	68.161	77.244
300	0.0033	61.480	65.895	70.353	81.377
400	0.0025	62.130	66.922	71.908	84.441
500	0.0020	62.622	67.709	73.113	86.897
1000	0.0010	64.089	70.113	76.855	94.985
$\Delta_{max} =$	0.279	0.059	0.0621624	0.093214347	0.127715581

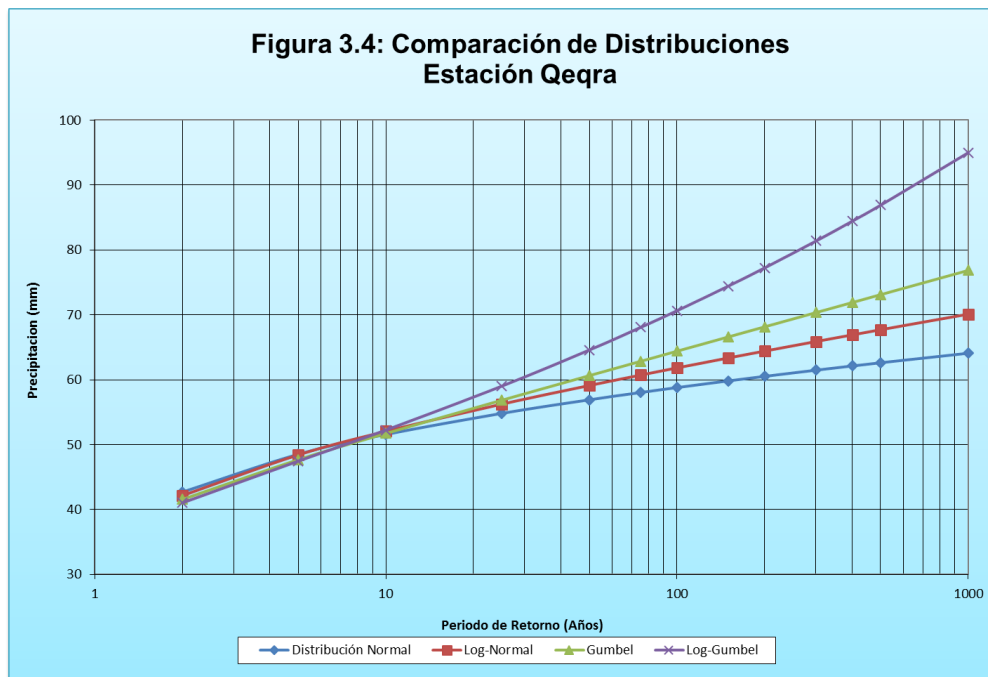


Figura 3.4: Comparación de distribuciones Estación Qeqra

e) Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (I-D-F)

De la precipitación seleccionada, la Tabla 3.7 multiplicado por el coeficiente de duración de lluvia de la Tabla 1.3 se obtiene la Tabla 3.8.

Tabla 3.8: Precipitación pluvial máxima (pd=mm) para diferentes tiempos

Tr(años)	Pmax 24 horas	DURACIÓN (horas)									
		1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
500	62.622	15.66	19.41	23.80	27.55	31.31	35.07	40.08	49.47	56.36	62.62
200	60.530	15.13	18.76	23.00	26.63	30.27	33.90	38.74	47.82	54.48	60.53
100	58.804	14.70	18.23	22.35	25.87	29.40	32.93	37.63	46.46	52.92	58.80
50	56.918	14.23	17.64	21.63	25.04	28.46	31.87	36.43	44.97	51.23	56.92
25	54.821	13.71	16.99	20.83	24.12	27.41	30.70	35.09	43.31	49.34	54.82
10	51.573	12.89	15.99	19.60	22.69	25.79	28.88	33.01	40.74	46.42	51.57
5	48.527	12.13	15.04	18.44	21.35	24.26	27.18	31.06	38.34	43.67	48.53
2	42.705	10.68	13.24	16.23	18.79	21.35	23.91	27.33	33.74	38.43	42.70

Aplicando la ecuación 29 se tiene la Tabla 3.9 lo que se necesita para obtener los parámetros K, m,n.

Tabla 3.9: Intensidades de lluvia a partir de pd, según duración de precipitación y frecuencia de la misma.

Tr(años)	Pmax 24 horas	DURACIÓN (horas)									
		1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
500	62.622	15.66	9.71	7.93	6.89	6.26	5.84	5.01	4.12	3.13	2.61
200	60.530	15.13	9.38	7.67	6.66	6.05	5.65	4.84	3.98	3.03	2.52
100	58.804	14.70	9.11	7.45	6.47	5.88	5.49	4.70	3.87	2.94	2.45
50	56.918	14.23	8.82	7.21	6.26	5.69	5.31	4.55	3.75	2.85	2.37
25	54.821	13.71	8.50	6.94	6.03	5.48	5.12	4.39	3.61	2.74	2.28
10	51.573	12.89	7.99	6.53	5.67	5.16	4.81	4.13	3.40	2.58	2.15
5	48.527	12.13	7.52	6.15	5.34	4.85	4.53	3.88	3.19	2.43	2.02
2	42.705	10.68	6.62	5.41	4.70	4.27	3.99	3.42	2.81	2.14	1.78

Haciendo los ajustes mediante regresión múltiple en las Tablas A.15, A.16, A.17, A.18, A.19, A.20, A.21, A.22 del anexo A se obtiene en Tabla 3.10 que indica el valor de (n) asimismo los ajustes mediante graficas se aprecian en las Figuras comprendidas del B.6 al B.13 del Anexo B.

Tabla 3.10: Resumen de aplicación de regresión potencial

Periodo de Retorno (años)	Término cte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	91.69356672640	-0.53752143702
5	104.19484522627	-0.53752143702
10	110.73583872703	-0.53752143702
25	117.70880173232	-0.53752143702
50	122.21204894941	-0.53752143702
100	126.26193888710	-0.53752143702
200	129.96795539110	-0.53752143702
500	134.45869216302	-0.53752143702
Promedio =	117.15421097533	-0.53752143702

De la Tabla 3.11 se obtiene el valor de K: 92.6144, m: 0.0655, también por análisis grafico en la Figura 3.5.

Tabla 3.11: Regresión potencial

Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	2	91.6936	0.6931	4.5185	3.1320	0.480453
2	5	104.1948	1.6094	4.6463	7.4779	2.590290
3	10	110.7358	2.3026	4.7071	10.8386	5.301898
4	25	117.7088	3.2189	4.7682	15.3483	10.361162
5	50	122.2120	3.9120	4.8058	18.8002	15.303924
6	100	126.2619	4.6052	4.8384	22.2815	21.207592
7	200	129.9680	5.2983	4.8673	25.7884	28.072167
8	500	134.4587	6.2146	4.9013	30.4594	38.621354
8	892	937.234	27.8542	38.0527	134.1262	121.9388
$Ln(K) = 4.5284$		$K = 92.6144$		$m = 0.0655$		

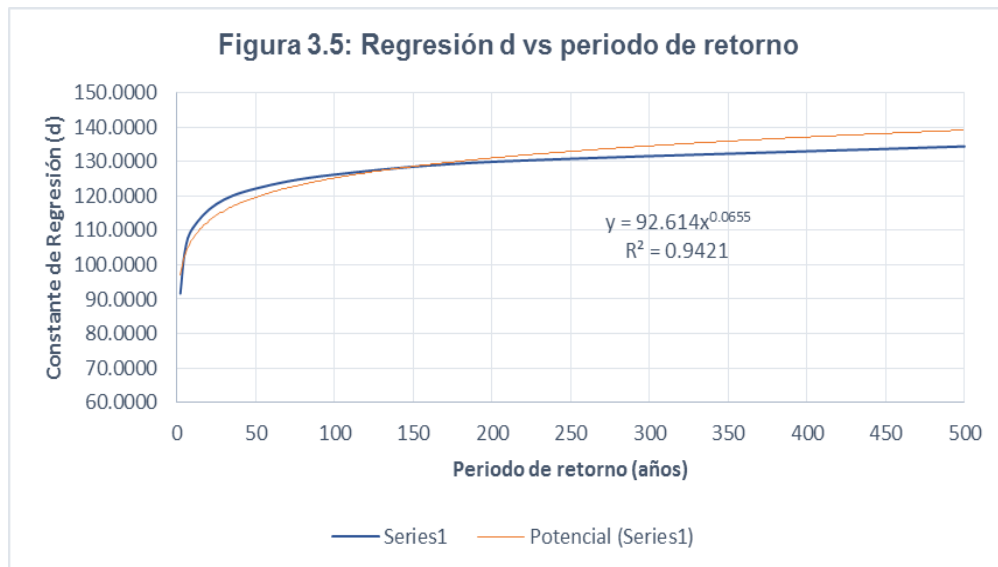


Figura 3.5: Regresión d vs periodo de retorno

Finalmente recogiendo los datos de las tablas 3.10 y 3.11 se obtienen la ecuación de intensidad en función a la duración (horas) y periodo de retorno (años):

$$I = \frac{92.6144 * T^{0.06553}}{d^{0.5375214}}$$

Por lo tanto al aplicar esta ecuación se obtiene las intensidades para una duración igual al tiempo de concentración 4.89 horas representadas en la Tabla 3.12, asimismo la curva I-D-F se aprecian en la Figura 3.6.

Tabla 3.12 : Intensidades para diferentes periodos de retorno - Tiempo de duración de 4.89 Horas

Periodo de retorno en años	Duración (minutos)																	
	5	10	20	30	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	293
2	40.80	28.11	19.37	15.57	13.34	10.73	9.19	8.15	7.39	6.80	6.33	5.94	5.62	5.34	5.09	4.88	4.69	4.58
5	43.33	29.85	20.57	16.54	14.17	11.39	9.76	8.66	7.85	7.23	6.73	6.31	5.97	5.67	5.41	5.18	4.98	4.86
10	45.34	31.24	21.52	17.31	14.83	11.92	10.22	9.06	8.21	7.56	7.04	6.61	6.24	5.93	5.66	5.42	5.21	5.08
25	48.15	33.17	22.85	18.38	15.74	12.66	10.85	9.62	8.72	8.03	7.47	7.01	6.63	6.30	6.01	5.76	5.53	5.40
50	50.38	34.71	23.92	19.23	16.48	13.25	11.35	10.07	9.13	8.40	7.82	7.34	6.94	6.59	6.29	6.02	5.79	5.65
100	52.73	36.33	25.03	20.13	17.24	13.87	11.88	10.54	9.55	8.79	8.18	7.68	7.26	6.90	6.58	6.30	6.06	5.91
200	55.18	38.01	26.19	21.06	18.04	14.51	12.43	11.03	10.00	9.20	8.56	8.04	7.60	7.22	6.89	6.60	6.34	6.19
500	58.59	40.37	27.81	22.36	19.16	15.41	13.20	11.71	10.62	9.77	9.09	8.54	8.07	7.66	7.31	7.01	6.73	6.57

Figura 3.6: Curva I-D-F para una duración $T_c=4.89$ horas \approx 293 minutos

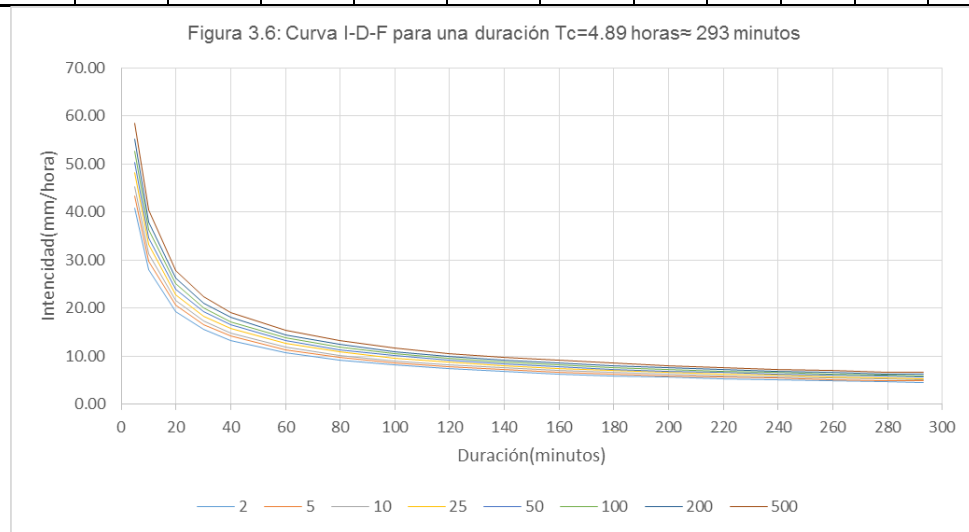


Figura 3.6: Curva I-D-F para una duración $T_c=4.89$ horas, 293 minutos

En la Tabla 3.13 se representa las intensidades para una duración de 24 horas a intervalos de 60 minutos, asimismo la curva I-D-F se puede ver en la Figura 3.7.

Tabla 3.13 : Valores de Intensidad de precipitación según duración de la misma y frecuencia de repetición 24 horas

Duración (minutos)	Periodo de retorno (años)							
	2	5	10	25	50	100	200	500
60	10.73	11.39	11.92	12.66	13.25	13.87	14.51	15.41
120	7.39	7.85	8.21	8.72	9.13	9.55	10.00	10.62
180	5.94	6.31	6.61	7.01	7.34	7.68	8.04	8.54
240	5.09	5.41	5.66	6.01	6.29	6.58	6.89	7.31
300	4.52	4.80	5.02	5.33	5.58	5.84	6.11	6.49
360	4.10	4.35	4.55	4.83	5.06	5.29	5.54	5.88
420	3.77	4.00	4.19	4.45	4.66	4.87	5.10	5.41
480	3.51	3.73	3.90	4.14	4.33	4.53	4.74	5.04
540	3.29	3.50	3.66	3.89	4.07	4.26	4.45	4.73
600	3.11	3.30	3.46	3.67	3.84	4.02	4.21	4.47
660	2.96	3.14	3.29	3.49	3.65	3.82	4.00	4.25
720	2.82	3.00	3.14	3.33	3.48	3.65	3.82	4.05
780	2.70	2.87	3.00	3.19	3.34	3.49	3.66	3.88
840	2.60	2.76	2.89	3.06	3.21	3.36	3.51	3.73
900	2.50	2.66	2.78	2.95	3.09	3.23	3.38	3.59
960	2.42	2.57	2.69	2.85	2.99	3.12	3.27	3.47
1020	2.34	2.48	2.60	2.76	2.89	3.02	3.16	3.36
1080	2.27	2.41	2.52	2.68	2.80	2.93	3.07	3.26
1140	2.20	2.34	2.45	2.60	2.72	2.85	2.98	3.17
1200	2.14	2.28	2.38	2.53	2.65	2.77	2.90	3.08
1260	2.09	2.22	2.32	2.46	2.58	2.70	2.82	3.00
1320	2.04	2.16	2.26	2.40	2.52	2.63	2.75	2.93
1380	1.99	2.11	2.21	2.35	2.46	2.57	2.69	2.86
1440	1.94	2.06	2.16	2.29	2.40	2.51	2.63	2.79

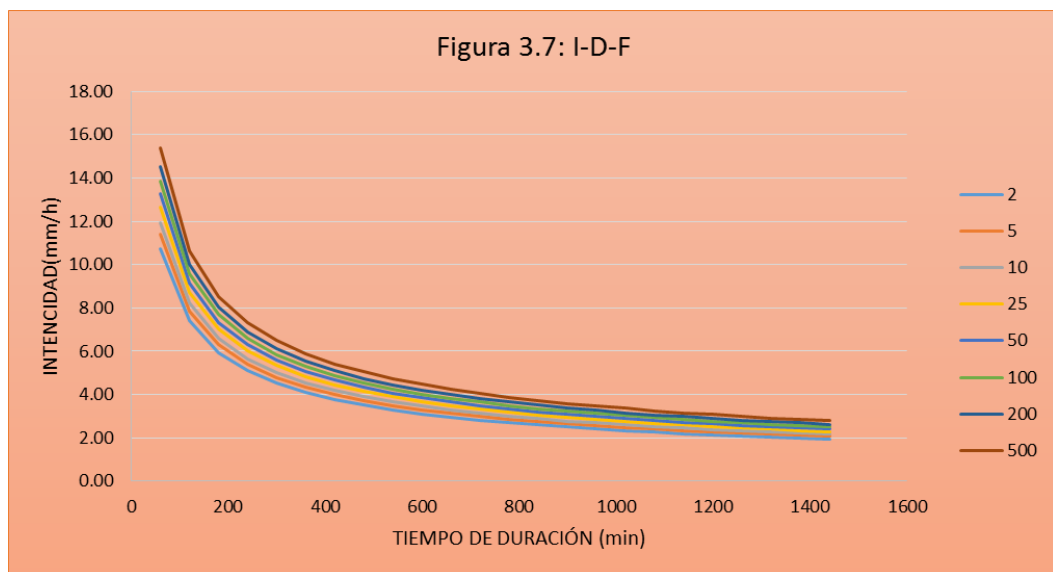


Figura 3.7: Curva de Intensidad- Duración-Frecuencia

f) Hietograma de precipitación de diseño a intervalos de 1 hora para una tormenta de 24 horas utilizando las relaciones I-D-F

Se realizan solo de los periodos de retorno 25, 50 y 100 años por lo que son periodos de diseño para obras de control contra inundaciones y se determinan en las Tablas 3.14, 3.15, 3.16 por el método de bloque alterno así también se muestran en las Figuras 3.8, 3.9, 3.10.

Tabla 3.14: Hietograma para periodo retorno de 25 años

Instante (min) (1)	Intensidad (mm/h) (2)	Precipitación acumulada (mm) (1)*(2)/60	Precipitación (mm)	Precipitación Alternada (mm)
60	12.66	12.66	12.66	1.10
120	8.72	17.45	4.78	1.15
180	7.01	21.04	3.60	1.22
240	6.01	24.04	2.99	1.30
300	5.33	26.65	2.61	1.39
360	4.83	29.00	2.34	1.51
420	4.45	31.14	2.14	1.66
480	4.14	33.12	1.98	1.85
540	3.89	34.98	1.85	2.14
600	3.67	36.73	1.75	2.61
660	3.49	38.38	1.66	3.60
720	3.33	39.96	1.58	12.66
780	3.19	41.46	1.51	4.78
840	3.06	42.91	1.45	2.99
900	2.95	44.30	1.39	2.34
960	2.85	45.64	1.34	1.98
1020	2.76	46.94	1.30	1.75
1080	2.68	48.20	1.26	1.58
1140	2.60	49.42	1.22	1.45
1200	2.53	50.60	1.19	1.34
1260	2.46	51.76	1.15	1.26
1320	2.40	52.88	1.13	1.19
1380	2.35	53.98	1.10	1.13
1440	2.29	55.06	1.07	1.07

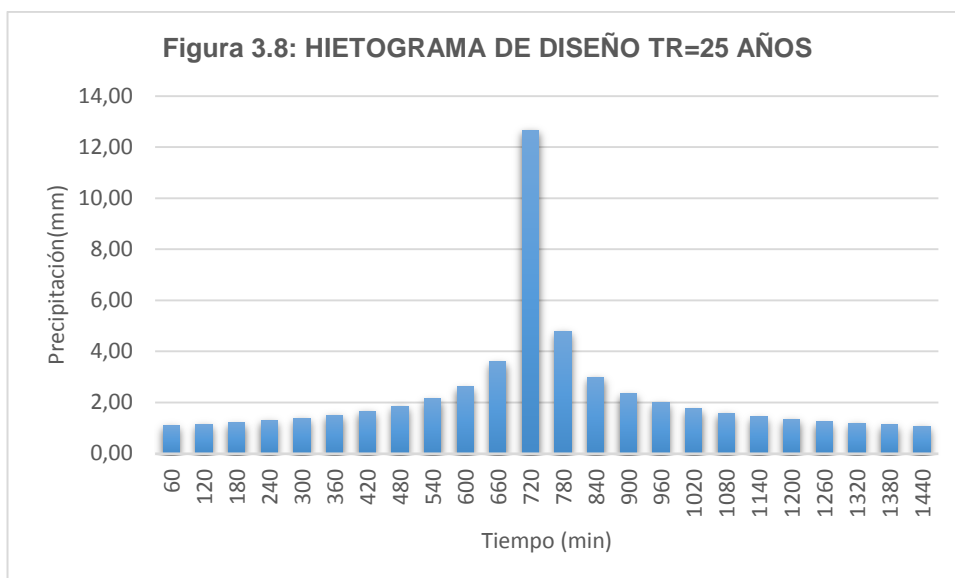


Figura 3.8: Hietograma de diseño para periodo de retorno 25 años

Tabla 3.15: Hietograma para periodo de retorno 50 años

Instante (min) (1)	Intensidad (mm/h) (2)	Precipitación acumulada (mm) (1)*(2)/60	Precipitación (mm)	Precipitación Alternada (mm)
60	13.25	13.25	13.25	1.15
120	9.13	18.26	5.01	1.21
180	7.34	22.02	3.77	1.28
240	6.29	25.16	3.13	1.36
300	5.58	27.89	2.73	1.46
360	5.06	30.35	2.45	1.58
420	4.66	32.59	2.24	1.73
480	4.33	34.66	2.08	1.94
540	4.07	36.60	1.94	2.24
600	3.84	38.43	1.83	2.73
660	3.65	40.16	1.73	3.77
720	3.48	41.81	1.65	13.25
780	3.34	43.39	1.58	5.01
840	3.21	44.90	1.51	3.13
900	3.09	46.36	1.46	2.45
960	2.99	47.76	1.40	2.08
1020	2.89	49.12	1.36	1.83
1080	2.80	50.44	1.32	1.65
1140	2.72	51.71	1.28	1.51
1200	2.65	52.96	1.24	1.40
1260	2.58	54.16	1.21	1.32
1320	2.52	55.34	1.18	1.24
1380	2.46	56.49	1.15	1.18
1440	2.40	57.61	1.12	1.12

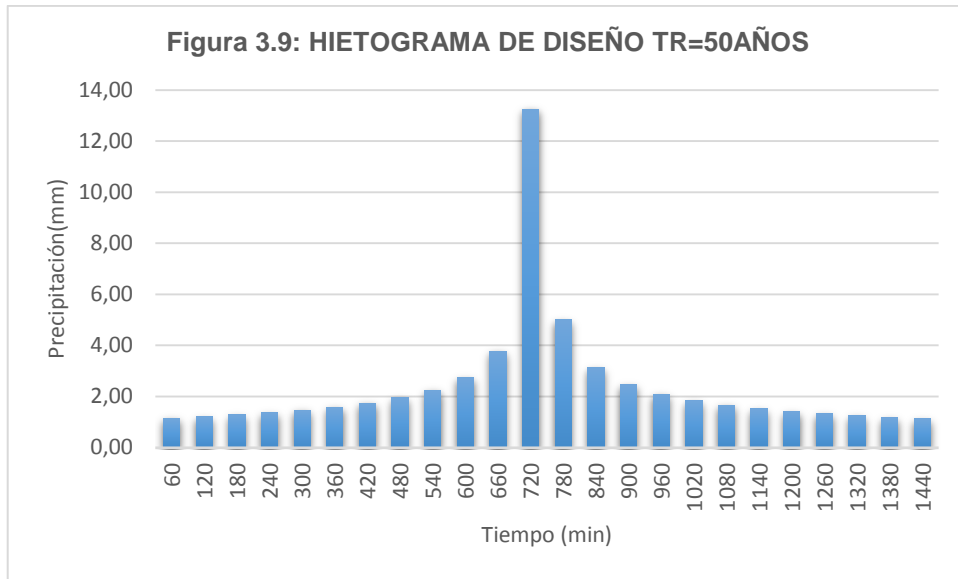


Figura 3.9: Histograma de diseño para periodo de retorno 50 años

Tabla 3.16: Hietograma para periodo retorno 100 años

Instante (min) (1)	Intensidad (mm/h) (2)	Precipitación acumulada (mm) (1)*(2)/60	Precipitación (mm)	Precipitación Alternada (mm)
60	13.87	13.87	13.87	1.20
120	9.55	19.11	5.24	1.26
180	7.68	23.05	3.94	1.34
240	6.58	26.33	3.28	1.42
300	5.84	29.19	2.86	1.52
360	5.29	31.76	2.57	1.65
420	4.87	34.10	2.35	1.81
480	4.53	36.27	2.17	2.03
540	4.26	38.30	2.03	2.35
600	4.02	40.22	1.91	2.86
660	3.82	42.03	1.81	3.94
720	3.65	43.76	1.73	13.87
780	3.49	45.41	1.65	5.24
840	3.36	46.99	1.58	3.28
900	3.23	48.51	1.52	2.57
960	3.12	49.98	1.47	2.17
1020	3.02	51.40	1.42	1.91
1080	2.93	52.78	1.38	1.73
1140	2.85	54.12	1.34	1.58
1200	2.77	55.42	1.30	1.47
1260	2.70	56.68	1.26	1.38
1320	2.63	57.91	1.23	1.30
1380	2.57	59.12	1.20	1.23
1440	2.51	60.29	1.18	1.18

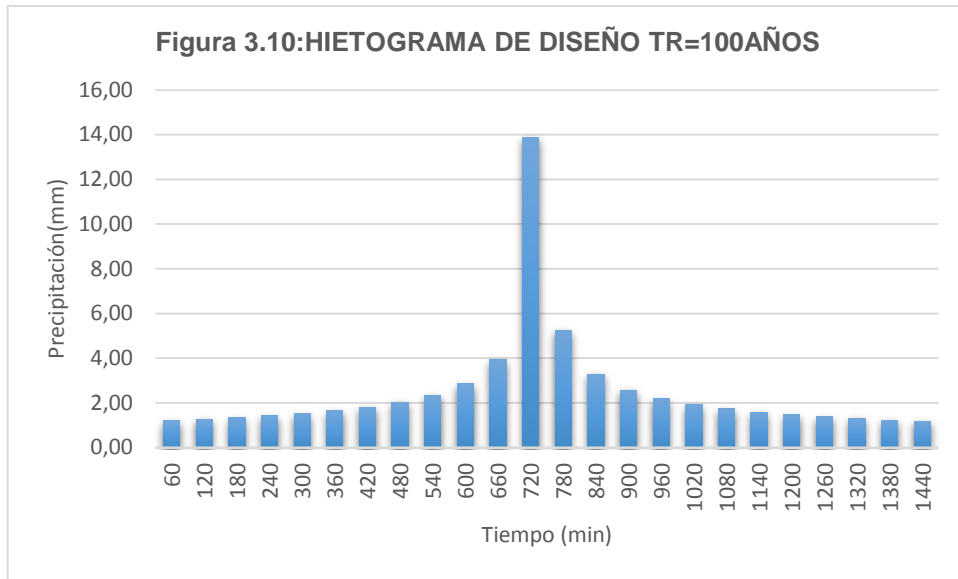


Figura 3.10: Hietograma de diseño para periodo de retorno 100 años

Entonces la profundidad de lluvia para los periodos 25, 50, 100 se muestran en la Tabla 3.17

Tabla 3.17: Resumen de profundidad de lluvia (mm)

Tiempo hrs	profundidad de precipitación (mm)		
	Tr=25	Tr=50	Tr=100
60	1.10	1.15	1.20
120	1.15	1.21	1.26
180	1.22	1.28	1.34
240	1.30	1.36	1.42
300	1.39	1.46	1.52
360	1.51	1.58	1.65
420	1.66	1.73	1.81
480	1.85	1.94	2.03
540	2.14	2.24	2.35
600	2.61	2.73	2.86
660	3.60	3.77	3.94
720	12.66	13.25	13.87
780	4.78	5.01	5.24
840	2.99	3.13	3.28
900	2.34	2.45	2.57
960	1.98	2.08	2.17
1020	1.75	1.83	1.91
1080	1.58	1.65	1.73
1140	1.45	1.51	1.58
1200	1.34	1.40	1.47
1260	1.26	1.32	1.38
1320	1.19	1.24	1.30
1380	1.13	1.18	1.23
1440	1.07	1.12	1.18

g) Caudales máximos para periodos de retorno 25, 50, 100 años

➤ **Método racional modificada**

El caudal máximo del río Qeqra para 25 años de periodo de retorno es 129 m³/s y para 50 año 139.2 m³/s asimismo también para 100 años 148.6 m³/s lo que resulta al determinar en la ecuación 33 a continuación se describen en la Tabla 3.19.

Tabla 3.18: Precipitaciones máximas diarias para periodos 25, 50, 100 años

Periodo de retorno T	Pd max 24 h (mm)
25	54.821
50	56.918
100	58.804

Tabla 3.19: Caudales máximos para 25, 50 y 100 años de periodo de retorno

TR	K	KA	P	I	P0	C	Q (m3/s)
25	1.342	0.8562	46.940	7.58	15.519	0.3182	129.0
50	1.342	0.8562	48.736	7.87	15.519	0.3307	139.2
100	1.342	0.8562	50.351	8.13	15.519	0.3416	148.6

A =143.32 km²

TC =4.89 horas (Tiempo de concentración de la cuenca Qeqra)

CN=76.31 curva número de la cuenca Qeqra

-Coeficiente de uniformidad (K)

De la ecuación 34 se tiene:

$$K = 1 + \frac{4.89^{1.25}}{4.89^{1.25} + 14} \Rightarrow K = 1.342$$

-Coeficiente de simultaneidad o factor reductor (KA)

Calculando en la ecuación 35 se obtiene:

$$K_A = 1 - (\log_{10} 143.32/15) \therefore K_A = 0.8562$$

-Precipitación máxima corregida sobre la cuenca (P)

Para 25 años de periodo de retorno de la ecuación 36 se obtiene:

$$P = 0.8562 * 54.821 \Rightarrow P = 46.940mm$$

Para 50 años de periodo de retorno de la ecuación 36 se obtiene:

$$P = 0.8562 * 56.918 \Rightarrow P = 48.736mm$$

Para 100 años de periodo de retorno de la ecuación 36 se obtiene:

$$P = 0.8562 * 58.804 \Rightarrow P = 50.351mm$$

-Intensidad de precipitación (I)

Para 25 años de periodo de retorno de la ecuación 37 se obtiene:

$$I = \left(\frac{46.940}{24} \right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - 4.89^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \Rightarrow I = 7.58mm/h$$

Para 50 años de periodo de retorno de la ecuación 37 se obtiene:

$$I = \left(\frac{48.736}{24} \right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - 4.89^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \Rightarrow I = 7.87mm/h$$

Para 100 años de periodo de retorno de la ecuación 37 se obtiene:

$$I = \left(\frac{50.351}{24} \right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - 4.89^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} \Rightarrow I = 8.13mm/h$$

-Coeficiente de escorrentía (C)

Para 25 años de periodo de retorno de la ecuación 38 se obtiene:

$$P_0 = \left(\frac{5000}{76.31} \right) - 50 \Rightarrow 15.519, \text{ umbral de escorrentía dependiente del}$$

número de curva ponderada (CN) valor que se encuentra en la tabla A.23 del Anexo A, así también el Anexo C lámina (G-HS,06)

$$C = \frac{(54.821 - 15.519) * (54.821 + 23 * 15.519)}{(54.821 + 11 * 15.519)^2} \Rightarrow C = 0.3182$$

Para 50 años de periodo de retorno de la ecuación 38 se obtiene:

$$C = \frac{(56.918 - 15.519) * (56.918 + 23 * 15.519)}{(56.918 + 11 * 15.519)^2} \Rightarrow C = 0.3307$$

Para 100 años de periodo de retorno de la ecuación 38 se obtiene:

$$C = \frac{(58.804 - 15.519) * (58.804 + 23 * 15.519)}{(58.804 + 11 * 15.519)^2} \Rightarrow C = 0.3307$$

➤ **Aforo del río Qeqra con medidas de la sección y la pendiente**

El caudal estimado del río Qeqra calculado de manera directa es de 57.34 m³/s y se determinaron de la siguiente manera:

Tabla 3.20: Parámetros de las secciones de control

Datos	Control-01	Control-02	Promedio
Área (m ²)	18.99	16.10	17.54
Altura Y(m).	1.25	1.31	1.28
Perímetro (m)	22.8	20.3	

La Tabla 3.20 representa el resumen de los cálculos realizados en las Tablas A.29, A.30 del anexo A, asimismo la pendiente, la longitud se presentan en la Tabla 3.21.

Tabla 3.21: pendiente del tramo de control

Posición	Cota: m.s.n.m	Distancia: m	Diferencia de altura:m	Pendiente (Sf=m/m)
1	2951.08	100	1.28	0.0128
2	2952.36			

Finalmente en la Tabla 3.22 se tiene el caudal estimado.

Tabla 3.22: Caudal del río Qeqra en épocas de avenida

Area(m ²)	n	P (m)	R (m)	K _{di}	\bar{K}_d	Q (m ³ /s)
18.99	0.03	22.8	0.833	560.36	507.48	57.41
16.10	0.03	20.3	0.793	459.59		

-El coeficiente de rugosidad (n) se tomó de la Tabla 2.4 considerando las características físicas del río Qeqra en ese tramo tal como se aprecia en la Figura B.33.

-El radio hidráulico viene ser la división entre el área de la sección y el perímetro hidráulico (P)

-Coeficiente de conducción (K_{di}) se determinó con la ecuación 45

-Coeficiente de conducción medio \bar{K}_d se calculó con la ecuación 46

-Caudal estimado (Q m³/s) con la ecuación 44.

➤ **Simulación hidrológica con el programa HEC-HMS 4.0**

Se han determinado todos los parámetros que se requiere para la simulación hidrológica tal como se presenta en las Tablas 3.23, 3.24.

-El número de curvas (CN) de las cuencas se han determinado en las Tablas A.24, A.25, A26 desde el programa ArcGIS.

-Q: representa el caudal base de río Qeqra (m³/s) calculado con la ecuación 66 momentos después de haber determinado la velocidad, el área con las ecuaciones 72, 73, para mayor detalle de los cálculos ubíquese en las tablas A.27, A.28 del Anexo A. La Figura B.34 del Anexo B muestra la medida de los parámetros hidráulicos del caudal base en el campo.

El área (A), la longitud del cauce (L), longitud del tramo del río principal (Δx), pendiente (S), Tiempo de concentración (Tc) de las cuencas Acco, Toccto, Qprincipal se determinó en el ítem 3.1 del apartado (e), para mejor detalle de los planos ubíquese en el Anexo C Lámina S- (HEC-HMS) 07 .

Tabla 3.23: Parámetro de Muskingum del río principal

A.Total (km ²)	Q (m ³ /s)	B(m)	S (m/m)	Δx (m)	Tv (hr)	Vw (m/s)	K(hr)	x	n	Tlag (min)
6.167	2.05	6.5	0.0360	2131.1	1.00	0.9837	0.60	0.50	4	21

Tabla 3.24: Parámetro de Muskingum de las cuencas

Cuenca	Area (km ²)	CN	L (m)	S(m/m)	Tc(hr)	Tlag(hr)	Tlag (min)
Acco	96.898	76.05	17604	0.0650	4.46	1.561	94
Toccto	40.251	75.35	10664	0.1000	2.81	0.983	59
Qprinc.	6.167	77.54	2963	0.0745	1.12	0.393	24

-La velocidad de onda creciente (Vw) del río Qeqra, donde ocurre la propagación se determinó con la ecuación 58 de la siguiente manera:

$$V_w = \frac{5}{3} \left(\frac{2131.}{1(3600)} \right) \Rightarrow V_w = 0.9837 m/s, T_v = T_c$$

-El tiempo de traslado de la honda calculado con la ecuación 59 es:

$$K = 0.60 * 1 \therefore K = 0.60 hr = 36 min$$

-Entonces el factor adimensional ponderado de la ecuación 60 será:

$$X = \frac{1}{2} \left[1 - \left(\frac{2.05}{6.5 * 0.036 * 0.9837 * 2131.1} \right) \right] \Rightarrow X = 0.5$$

-Número de sub tramo de la ecuación 61

$$n = \frac{36}{10} \Rightarrow n = 4$$

-Simulación de caudal para 25 años de periodo de retorno

De acuerdo a la Figura 3.11 el caudal pico de descarga en el punto de Aforo para 25 años de periodo de retorno es 64.86 m³/s y se da a las 14.10 horas después de que haya comenzado el evento, este pico es generado por el aporte del caudal en la Unión A-T sobre el Rio-01 con el caudal de la cuenca Qprincipal tal como se aprecia en la Figura 3.12.

Project: practica25 Simulation Run: Run 25

Start of Run: 01ene2015, 00:00 Basin Model: Basin 1
 End of Run: 02ene2015, 10:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 16may2016, 15:54:41 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Alphabetic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Aforo	143.316	64.8600	01ene2015, 14:10	12.69
Cuenca Acco	96.898	44.6024	01ene2015, 13:50	12.81
Cuenca Qprinc.	6.167	5.4936	01ene2015, 12:10	14.28
Cuenca Toccto	40.251	20.5689	01ene2015, 13:00	12.15
Rio-01	137.149	62.6159	01ene2015, 14:10	12.62
Union A-T	137.149	62.5345	01ene2015, 13:40	12.62

Figura 3.11: Caudales máximos para un periodo de retorno de 25 años.

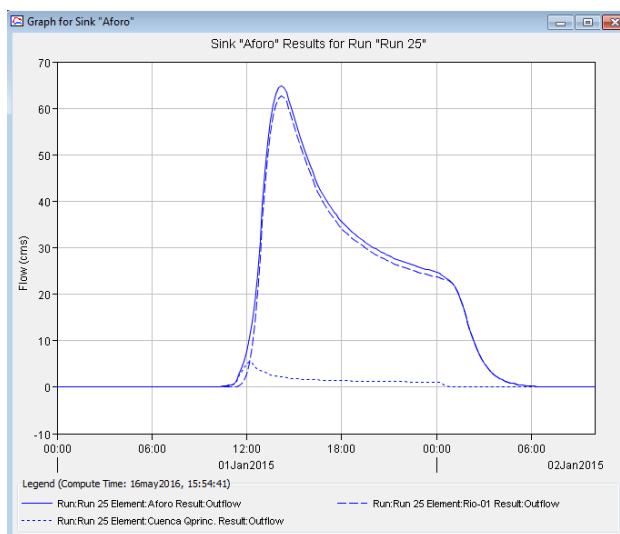


Figura 3.12: Hidrograma a la salida de la cuenca Qqra TR=25 años

En la Figura 3.13 el caudal pico que pasa sobre la Unión A-T es 62.53 m³/s producto del aporte de las cuencas Acco y Toccto, asimismo los hidrogramas de las 3 cuencas se representa en la Figura B.14, B.15, B.16 del Anexo B

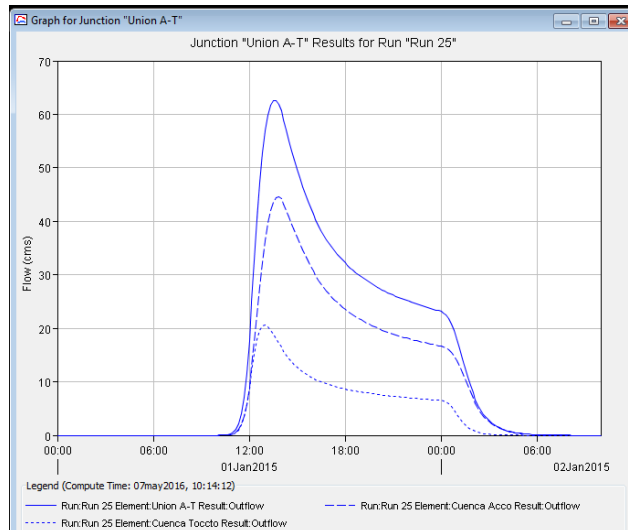


Figura 3.13: Hidrograma en el punto de la Unión A-T TR:25años -Simulación de caudal para 50 años de periodo de retorno

De acuerdo a la Figura 3.15 el caudal pico de descarga en el punto de aforo para 50 años de periodo de retorno es de 73.73 m³/s y se da a las 14.10 horas después de que haya comenzado el evento, además en la Figura 3.14 se representa los caudales que aportan cada cuenca. Cabe recalcar que durante su paso desde la unión A-T hasta la unión con el caudal de la cuenca Qprincipal se produce el fenómeno de propagación de cauce.

Global Summary Results for Run "Run 50"

Project: practica50 Simulation Run: Run 50

Start of Run: 01ene2015, 00:00 Basin Model: Basin 1
 End of Run: 02ene2015, 10:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 07may2016, 10:39:30 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Alphabetic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Aforo	143.316	73.7291	01ene2015, 14:10	14.12
Cuenca Acco	96.898	50.6809	01ene2015, 13:40	14.25
Cuenca Qprinc	6.167	6.1940	01ene2015, 12:10	15.80
Cuenca Toccto	40.251	23.5499	01ene2015, 13:00	13.55
Rio-01	137.149	71.2672	01ene2015, 14:10	14.04
Union A-T	137.149	71.2514	01ene2015, 13:30	14.04

Figura 3.14: Caudales máximos para un periodo de retorno de 50 años.

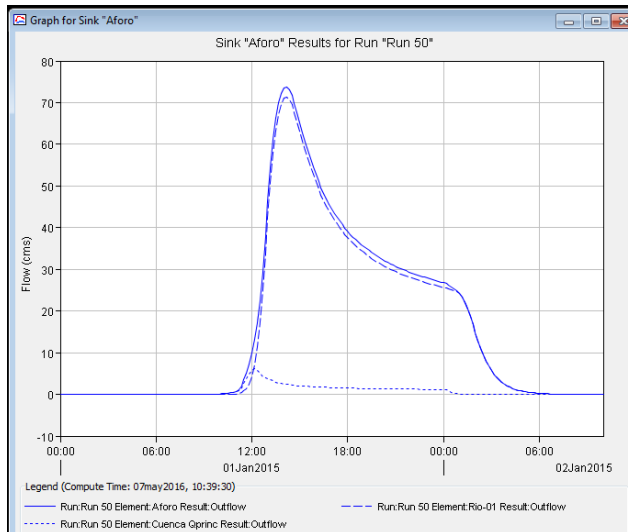


Figura 3.15: Hidrograma a la salida de la cuenca Qepra TR=50 años.

En la Figura 3.16 el caudal pico que pasa sobre la Unión A-T es 71.25 m³/s producto del aporte de las cuencas Acco y Toccto, asimismo los hidrogramas de las 3 cuencas se representa en la Figuras B.17, B.18, B.19 del Anexo B

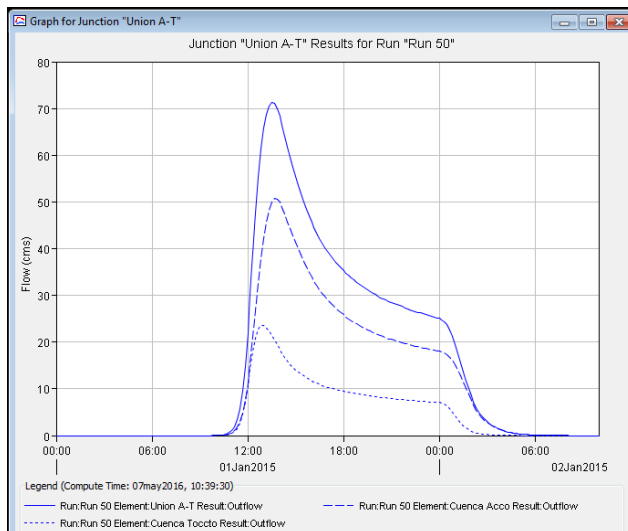


Figura 3.16: Hidrograma en el punto de la Unión A-T TR:50 años

-Simulación de caudal para 100 años de periodo de retorno

De acuerdo a la Figura 3.18 el caudal pico de descarga en el punto de aforo para 100 años de periodo de retorno es de 83.14 m³/s y se da a las 14.00 horas después de que haya comenzado el evento, además en la Figura 3.17 se representa los caudales que aportan cada cuenca.

Cabe recalcar que durante su paso desde la unión A-T hasta la unión con el caudal de la cuenca $Q_{principal}$ se produce el fenómeno de propagación de cauce.

Global Summary Results for Run "Run 100"

Project: practica100 Simulation Run: Run 100

Start of Run: 01ene2015, 00:00 Basin Model: Basin 1
 End of Run: 02ene2015, 10:00 Meteorologic Model: Met 1
 Compute Time: 07may2016, 11:07:00 Control Specifications: Control 1

Show Elements: All Elements Volume Units: MM 1000 M3 Sorting: Hydrologic

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Cuenca Acco	96.898	57.2593	01ene2015, 13:40	15.78
Cuenca Toccto	40.251	26.7847	01ene2015, 12:50	15.05
Union	137.149	80.5227	01ene2015, 13:30	15.57
Rio-01	137.149	80.4390	01ene2015, 14:10	15.57
Cuenca Qprinc.	6.167	6.9378	01ene2015, 12:10	17.43
Aforo	143.316	83.1381	01ene2015, 14:00	15.65

Figura 3.17: Caudales máximos para un periodo de retorno de 100 años.

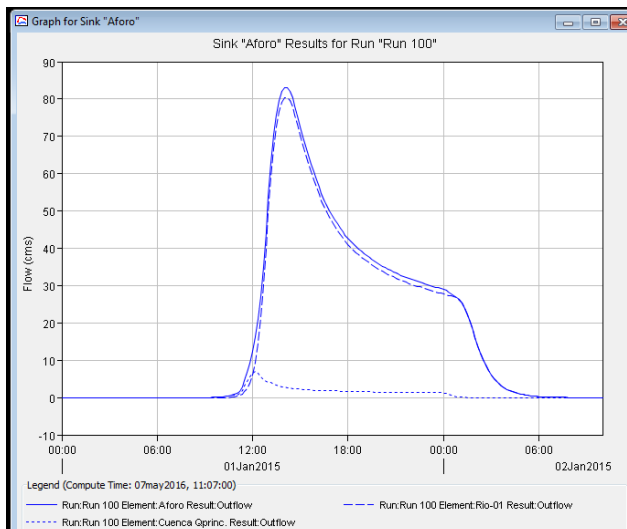


Figura 3.18: Hidrograma a la salida de la cuenca Qeqra TR=100 años.

En la Figura 3.19 el caudal pico que pasa sobre la Unión A-T es 80.52 m³/s producto del aporte de las cuencas Acco y Toccto, asimismo los hidrogramas de las 3 cuencas se representan en las Figuras B.20, B.21, B.22 del Anexo B, en ellas en la parte superior se observan las precipitaciones que se pierden por infiltración y precipitaciones que generan el hidrograma.

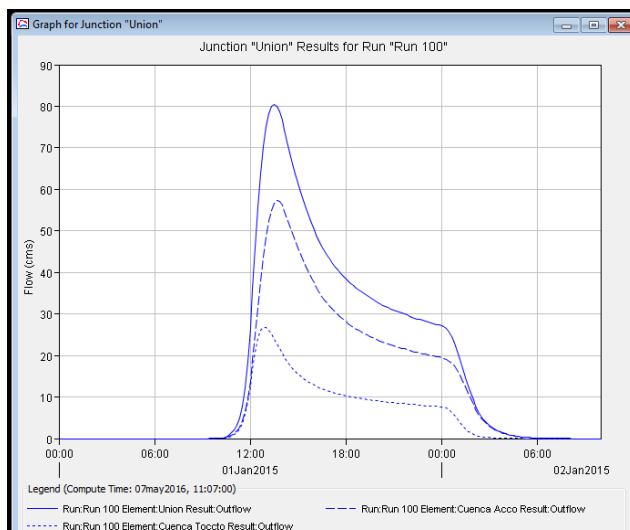


Figura 3.19: Hidrograma en el punto de la Unión A-T TR: 100 años.

➤ **Selección de los caudales máximos para el modelamiento hidráulico en el programa HEC-RAS**

Finalmente se tiene los caudales a manera de resumen en la Tabla 3.25.

Tabla 3.25 : Resumen de caudales máximos (m3/s)

TR: años	Método			Incremento de los caudales con respecto al método de Sección y Pendiente	
	R. Modificado	Sección y Pendiente	HEC-HMS	Incremento (%) HEC-HMS	Incremento (%) R. Modificado
25	129	57.41	64.86	11	55
50	139.2	57.41	73.73	22	59
100	148.6	57.41	83.14	31	61

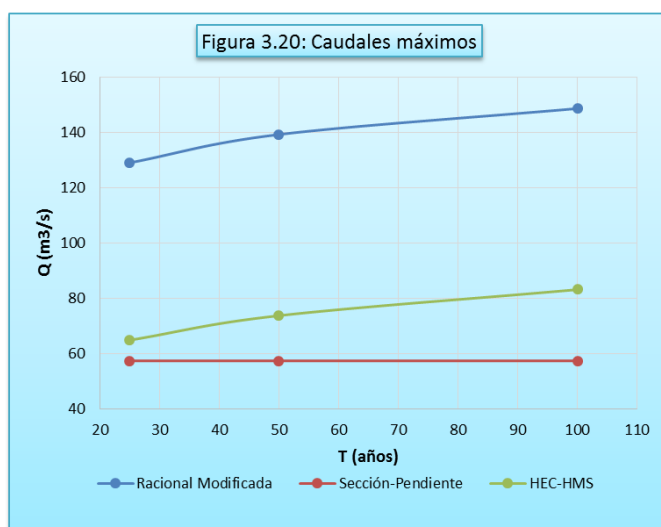


Figura 3.20: Caudales máximos

Entonces según la Figura 3.20 por medio del análisis visual se elige los caudales obtenidos en la modelación hidrológica en el programa HEC-HMS, además para tener una confianza en la Tabla 3.25 muestra un incremento mínimo con respecto a los caudales obtenidos por método sección y pendiente.

➤ **Resultados obtenidos en la modelación hidráulica del río Qeqra con el programa HEC-RAS 4.1.**

Para la modelación en el programa HEC-RAS fue necesario hacer el levantamiento topográfico del río Qeqra una longitud de 1586 metros, la actividad se muestra en la Figura B.35 del anexo B.

Según la Tabla 2.4 el coeficiente de rugosidad de Maning en las planicies de inundación es 0.035, esto debido a que los márgenes son áreas de cultivo, para mejor detalle ver las Figuras B.36, B.37 del Anexo B.

Las secciones consideradas comprendidas entre las progresivas KM: 0+000-1+586 del río Qeqra son en total 81 contabilizado desde la progresiva KM:0+000, estas han sido representadas en el Anexo C de la Lámina S-T 08, en ella se visualizan la sección de los niveles de inundación que ocasionan los caudales 64.86, 73.73, 83.14 m³/s al superar la profundidad del cauce.

En las Figuras 3.21, 3.22 se hacen una previa presentación de la simulación en el programa HEC-RAS.

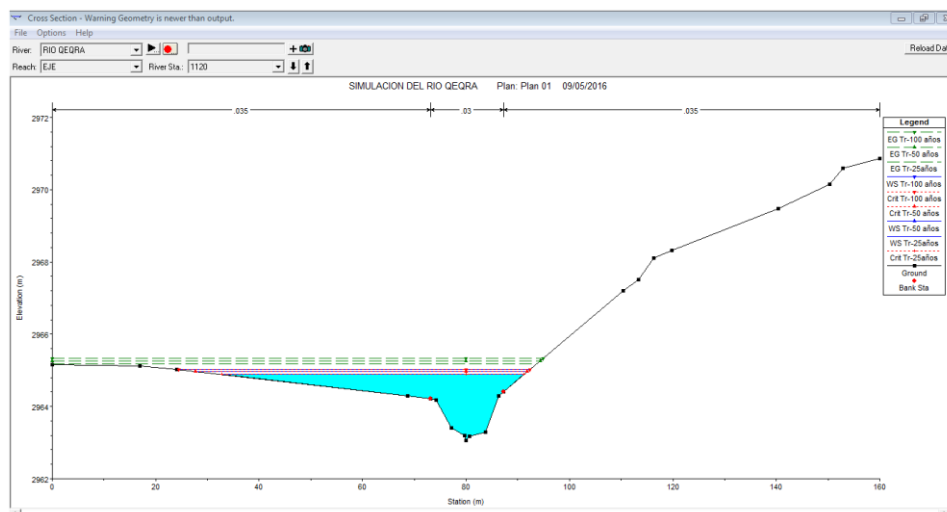


Figura 3.21: Niveles de tirante hidráulico en la progresiva KM: 1+120

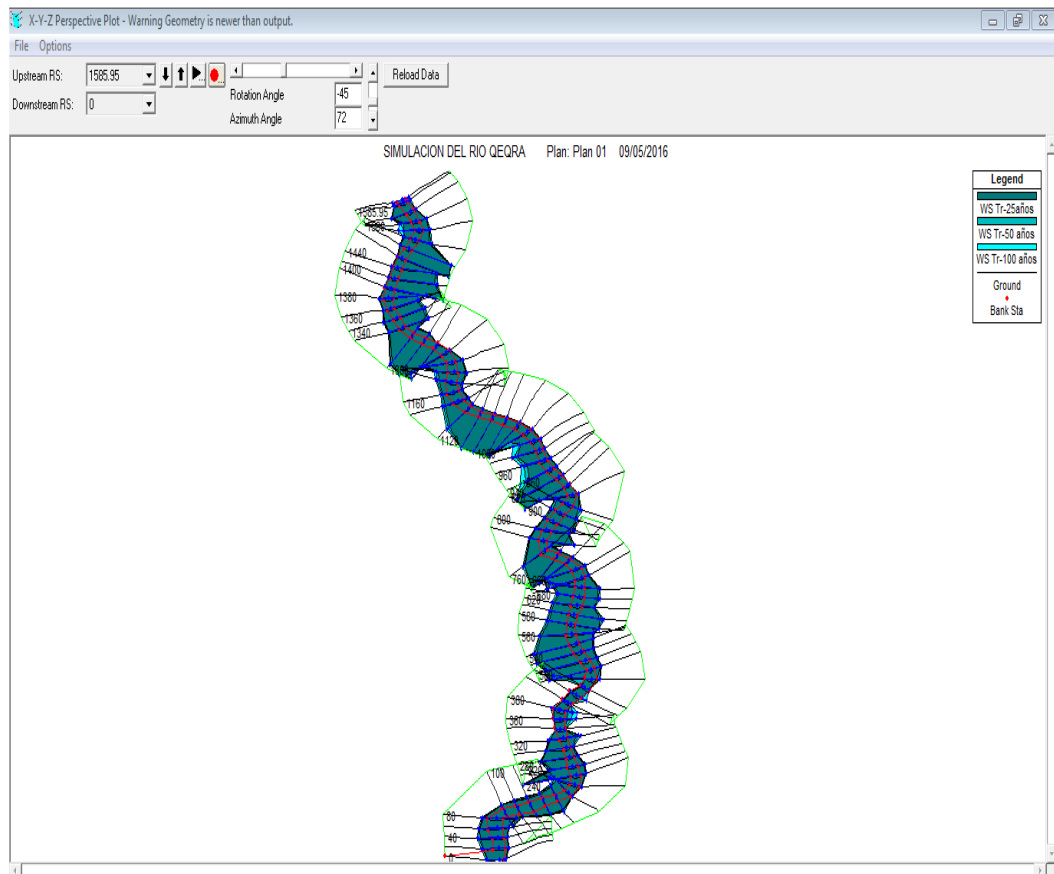


Figura 3.22: Niveles de inundación a periodos de retorno 25, 50, 100 años

-Comportamiento de las secciones hidráulicas para 25 años de periodo de retorno.

Para un caudal de 64.86 m³/s al simular en el programa de HEC-RAS resultó que la mayor parte de los márgenes del río Qeqra son inundados. En la Lámina S-T 08 del Anexo C se muestra las secciones transversales del cauce y los niveles de inundación en los tramos críticos.

Para explicar el comportamiento de las secciones hidráulicas se han elaborado las Tablas 3.26, 3.27, 3.28, 3.29 a modo de resumen desde la Tabla A.31 del Anexo A y se explican de la siguiente manera:

-De acuerdo a la Tabla 3.26 el máximo espejo del agua se presenta en la progresiva km.1+280 con una longitud de 96.92 metros, esto sucede al rebasar el ancho del cauce que es de 14.56 metros y superar la profundidad del mismo con un tirante de 1.34 metros a una velocidad de 2.38 m/s. En la Figura B.30 del Anexo B se observa que la mayor

parte del espejo esta sobre las ares agrícolas del Margen Izquierdo debido a que estas presentan una topografía plana con mínimo cambio de pendiente no así como las Áreas del Margen Derecho.

Por otro lado el espejo mínimo se presenta en la progresiva km. 0+340 con una longitud de 13.33 metros similar al ancho del cauce, en ella se observa que la sección soporta adecuadamente el caudal por lo que la altura del cauce supera con una altura considerable a un tirante de 1.78 metros tal como se visualiza en la Figura B.24 del Anexo B.

Tabla 3.26: Espejo máximo y mínimo del agua

N° sección	Prog: KM	Pendiente: m/m	Tirante :m	Velocidad: m/s	Área: m2	Ancho del cauce (m)	Espejo :m	Num: Froude
65	1+280	0.005233	1.34	2.38	41.11	14.56	96.92	0.76
18	0+340	0.007769	1.78	3.49	18.59	13.33	13.33	0.94

-Para un caudal de 64.86 m³/s el tirante máximo determinado es 2.44 metros los cuales suceden al pasar el flujo por la progresiva KM: 0+500 con una velocidad de 1.79 m/s sobre una pendiente de 0.001543 m/m tal como se describe en la Tabla 3.27. En la Figura B.26 del Anexo B se observa que en la progresiva 0+500 perteneciente al margen izquierdo hay una inundación considerable por el incremento del tirante debido a que no hay una distribución uniforme de los caudales sobre los márgenes del río Qeqra.

El tirante mínimo según la Tabla 3.27 es 0.85 metros lo cual ocurre al paso del caudal sobre la progresiva KM: 0+740 a una velocidad de 2.41 m/s con una pendiente de 0.008832 m/m. En la figura B.28 del Anexo B se visualiza que el tramo sufre una inundación y hasta hay la posibilidad del cambio en el curso del río Qeqra debido a la escasa profundidad del cauce principal.

Tabla 3.27: Tirante máximo y mínima del río Qeqra

N° sección	Prog: KM	Pendiente: m/m	Tirante: m	Velocidad : m/s	Área: m2	Ancho del cauce (m)	Espejo :m	Num: Froude
26	0+500	0.001543	2.44	1.79	51.62	14.88	77.78	0.44
38	0+740	0.008832	0.85	2.41	36.35	13.76	91.01	0.93

-La velocidad máxima del flujo comprendido entre aguas arriba y aguas abajo se presenta en la progresiva KM: 0+400 con un valor de 3.54 m/s, asimismo en este tramo surge el número de Froude máximo de 1.02 tal como especifica la Tabla 3.28. La presentación de la sección se aprecia en la Figura B.25 del Anexo B en el cual se observa que no ocurren inundaciones.

La variación mínima de la velocidad así como el número de froude son 1.65m/s y 0.42 respectivamente que acontece en la progresiva KM: 0+540 sobre una pendiente de 0.001369 m/m, asimismo para mejor detalle véase la Figura B.27.

Tabla 3.28: Velocidad máximo, mínima y número de Froude del río Qeqra

N° sección	Prog: KM	Pendiente : m/m	Tirante: m	Velocidad: m/s	Área: m ²	Ancho del cauce (m)	Espejo: m	Num: Froude
21	0+400	0.00894	1.75	3.54	18.31	14.51	14.51	1.00
24	0+460	0.00909	1.91	3.41	19.01	16.53	16.53	1.00
28	0+540	0.001369	1.99	1.63	58.09	15.84	88.43	0.42

-Después de haber modelado la geometría del cauce en el programa de HEC-RAS resulto que el ancho máximo es de 24.32 metros, ubicado en la progresiva KM: 0+080, el tirante hidráulico del flujo que atraviesa sobre ella de acuerdo a la Tabla 3.29 es de 1.18 metros que rebasa la altura del cauce con presencia de inundación sobre el margen izquierdo tal como se observa en la Figura B.23.

Según la Tabla 3.29 y la Figura B.31 del Anexo B el ancho mínimo se ubica en la progresiva KM: 1+320 con un valor de 11.20 metros con una inundación considerable sobre ambos márgenes del río Qeqra.

Tabla 3.29: Ancho máximo y mínimo del cauce

N° sección	Prog: KM	Pendiente : m/m	Tirante: m	Velocidad : m/s	Area: m ²	Ancho del cauce (m)	Espejo: m	Num: Froude
5	0+080	0.006876	1.18	2.6	28.2	24.32	47.59	0.87
67	1+320	0.00588	1.49	2.82	33.03	11.2	60.29	0.83

-Comportamiento de las secciones hidráulicas para 50 años de periodo de retorno.

De acuerdo a la Tabla A.32 del Anexo A resultado de la simulación en el Programa de HEC-RAS para un caudal de 73.73 m³/s hay un incremento considerable de los elementos hidráulicos del cauce y niveles de inundación con respecto al evento anterior, para mejor detalle de las secciones hidráulicas ubíquese en la Lámina S-T 08 del Anexo C.

Las características hidráulicas del río Qeqra que se describen en las Tablas 3.30, 3.31, 3.32 son tomadas a modo de resumen desde la Tabla A.32.

-Según la Tabla 3.30 el espejo máximo es 97.57 metros que se presenta en la progresiva KM: 1+280, el mínimo en el KM: 0+340 con un valor de 13.57 metros similar al ancho del cauce. En las Figuras B.30, B.24 del anexo B se visualizan los niveles de espejo y la inundación.

Tabla 3.30: Espejo máximo y mínimo del agua

N° sección	Prog: KM	Pendiente: m/m	Tirante:m	Velocidad: m/s	Area: m ²	Ancho del cauce (m)	Espejo: m	Num: Froude
65	1+280	0.005415	1.37	2.48	44.53	14.56	97.57	0.78
18	0+340	0.008656	1.85	3.77	19.58	13.57	13.57	1

-El máximo tirante según la Tabla 3.31 es 2.61 que sucede en el KM: 1+020 con un nivel de inundación considerable tal como se observan en la Figura B.29 del Anexo B.

Por otro lado el mínimo es de 0.88 metros ubicado en la progresiva 0+740. Según la Figura B.28 podría suceder un cambio del flujo de agua sobre el margen izquierdo.

Tabla 3.31: Tirante máxima y mínima del río Qeqra

N° sección	Prog: KM	Pendiente: m/m	Tirante:m	Velocidad: m/s	Area: m ²	Ancho del cauce (m)	Espejo: m	Num: Froude
52	1+020	0.00332	2.61	2.45	44.46	14.88	89.6	0.63
38	0+740	0.008913	0.88	2.5	39.34	13.76	91.37	0.95

-Los valores extremos de la velocidad y el número de Froude ocurren en las KM: 0+340, 0+540 estos varían de manera directa a mayor velocidad se obtendrán mayor número de Froude tal como se describe en la Tabla 3.32 y para mayor detalle ver las Figuras B.24, B.27

Tabla 3.32: Velocidad máximo, mínima y número de Froude del río Qeqra

N° sección	Prog: KM	Pendiente: m/m	Tirante:m	Velocidad: m/s	Area: m2	Ancho del cauce (m)	Espejo: m	Num: Froude
18	0+340	0.008656	1.85	3.77	19.58	13.57	13.57	1
21	0+400	0.008753	1.88	3.65	20.18	14.99	14.99	1
28	0+540	0.001433	2.05	1.71	63.48	15.84	92.51	0.43

-Comportamiento de las secciones hidráulicas para 100 años de periodo de retorno.

De igual manera que para eventos anteriores los elementos hidráulicos siguen en ascenso a un caudal de 83.14 m³/s.

Los resúmenes de la tabla 33, 34,35 son elaborados a partir de la Tabla A.33 del Anexo A.

-La tabla 3.33 muestra los niveles máximos, mínimos del arrastre con valores de 98.12, 13.97 metros correspondiente a los tramos KM:1+280, KM:0+340, asimismo se puede ver en la Figura B.30, B.24.

Tabla 3.33: Espejo máximo y mínimo del agua

N° sección	Prog: KM	Pendiente: m/m	Tirante:m	Velocidad: m/s	Área: m2	Ancho del cauce (m)	Espejo:m	Num: Froude
65	1+280	0.005755	1.4	2.61	47.44	14.56	98.12	0.81
18	0+340	0.00859	1.98	3.89	21.36	13.97	13.97	1

-En la Tabla 3.34 indica que en los tramos KM: 1+020, KM: 0+740 se presentan los tirantes máximos y mínimos comprendido entre 2.65 y 0.91 metros, asimismo en las figuras B.29, B.28 hay presencia de inundaciones con respecto a ello.

Tabla 3.34: Tirante máxima y mínima del río Qeqra

N° sección	Prog: KM	Pendiente: m/m	Tirante:m	Velocidad: m/s	Área: m2	Ancho del cauce (m)	Espejo:m	Num: Froude
------------	----------	----------------	-----------	----------------	----------	---------------------	----------	-------------

52	1+020	0.003483	2.65	2.55	48.36	14.88	89.83	0.65
38	0+740	0.009161	0.91	2.6	42.09	13.76	91.71	0.97

-los valores máximos de velocidad y el número de Froude se muestra en la Tabla 3.35, asimismo el resultado de modelación se aprecia en las Figuras B.24, B.27 del Anexo B.

Tabla 3.35: Velocidad máximo, mínima y número de Froude del río Qeqra

N° sección	Prog: KM	Pendiente: m/m	Tirante:m	Velocidad: m/s	Área: m2	Ancho del cauce (m)	Espejo:m	Num: Froude
18	0+340	0.00859	1.98	3.89	21.36	13.97	13.97	1
28	0+540	0.001483	2.11	1.78	69.19	15.84	96.66	0.44

3.3. Determinación de zonas inundables

- Para un caudal de 64.86 m³/s a 25 años de periodo de ocurrencia el río Qeqra afecta una extensión de 3.384 hectáreas sobre el margen izquierdo y 1.656 hectáreas en el margen derecho conformando un total de 5.04 hectáreas. En la Tabla 3.36 se describen los tramos por donde se desbordan el caudal siendo así 1376 metros a lo largo del margen izquierdo, 1080 metros paralelo al margen derecho para mayor detalle ubíquese en el Anexo C de la Lámina PP-09.

Tabla 3.36: Áreas inundables del río Qeqra. TR= 25 años

Áreas inundables en el Margen Izquierdo				Área total(ha)
Prg:KM	Longitud (m)	Área (m2)	Área (ha)	
0+000-0+080	80	922.126	0.092	5.04
0+100-0+340	240	3310.683	0.331	
0+440-1+390	950	28404.105	2.840	
1+480-1+586	106	1202.15	0.120	
Total	1376	33839.064	3.384	
Áreas inundables en el Margen Derecho				
Prg:KM	Longitud (m)	Área (m2)	Área (ha)	
0+020-0+190	170	1643.727	0.164	
0+220-0+330	110	505.155	0.051	
0+470-0+870	400	5526.507	0.553	
1+100-1+230	130	608.44	0.061	
1+270-1+540	270	8274.84	0.827	
Total	1080	16558.669	1.656	

- A 50 años de periodo de retorno un caudal de 73.73 m³/s afecta un total de 5.43 hectáreas conformadas por las áreas 3.614, 1.812 hectáreas pertenecientes al Margen Izquierdo y Derecho del río Qeqra. Según la Tabla 3.37 la longitud del desborde desde aguas abajo hasta aguas arriba al lado izquierdo, derecho son 1391, 1150 metros respectivamente asimismo para la visualización de los tramos, áreas vulnerables véase la Lámina PP-09 del Anexo C.

Tabla 3.37: Áreas inundables del río Qeqra. TR= 50 años

Áreas inundables en el Margen Izquierdo				Área total(ha)
Prg:KM	Longitud (m)	Área (m ²)	Área (ha)	
0+000-0+330	330	4827.252	0.483	5.43
0+450-1+390	940	30028.726	3.003	
1+465-1+586	121	1284.854	0.128	
Total	1391	36140.832	3.614	
Áreas inundables en el Margen Derecho				
Prg:KM	Longitud (m)	Área (m ²)	Área (ha)	
0+020-0+200	180	1743.053	0.174	
0+240-0+390	150	1159.139	0.116	
0+460-0+870	410	6094.263	0.609	
1+100-1+230	130	694.027	0.069	
1+270-1+550	280	8432.08	0.843	
Total	1150	18122.562	1.812	

- El cauce del río Qeqra no es capaz de transportar un caudal de 83.14 m³/s que se presenta a un periodo de 100 años de ocurrencia, esto debido a que inunda la mayor parte de terrenos aledaños al cauce un total de 5.84 hectáreas. En la Tabla 3.38 se describen las áreas que se inundan sobre el margen izquierdo, derecho del cauce, asimismo los tramos vulnerables se visualizan mejor en la Lámina PP-09 del Anexo C.

Tabla 3.38: Áreas inundables del río Qeqra. TR= 100 años

Áreas inundables en el Margen Izquierdo				Área total(ha)
Prg:KM	Longitud (m)	Área (m ²)	Área (ha)	
0+000-0+340	340	5266.143	0.527	5.84
0+450-1+390	940	32269.388	3.227	
1+465-1+586	121	1465.713	0.147	
Total	1401	39001.244	3.900	
Áreas inundables en el Margen Derecho				
Prg:KM	Longitud (m)	Área (m ²)	Área (ha)	
0+020-0+190	170	1858.591	0.186	

0+220-0+430	210	2034.115	0.203
0+480-0+860	380	5898.79	0.590
1+100-1+225	125	784.606	0.078
1+270-1+586	316	8814.847	0.881
Total	1201	19390.949	1.939

IV. DISCUSIONES

4.1. Parámetros geomorfológicos de la cuenca Qeqra

Área de la cuenca

La cuenca Qeqra por su clasificación en relación a su tamaño establecido por (Villón, 2002) representa una cuenca pequeña por lo que 143.32 km² es inferior a 250 km².

Parámetros de forma

- De acuerdo al índice de compacidad (I_c) calculada la cuenca Qeqra adquiere la forma ovalada, esto debido a que 1.34 supera a la unidad. Cuanto mayor sea el índice de compacidad se reduce la probabilidad de que la cuenca Qeqra sea cubierto en su totalidad por una tormenta entonces afecta de todas maneras en la configuración del hidrograma.
- El factor de forma (F) definido de la cuenca Qeqra es de 0.30, lo que demuestra que no es de forma circular por lo tanto no hay posibilidad de tener una tormenta intensa simultaneo sobre toda la extensión de la cuenca afectando así los hidrogramas de los caudales máximos.
- La cuenca Qeqra está asociado a fuertes relieves y pendientes pronunciados, esto debido a que la relación de elongación (R_e) al calcular resultó un valor de 0.8 que se ubica en los intervalos 0.6 y 0.8.

Parámetros de relieve

- Según la Tabla 1.1. establecido por (Villón, 2002) la cuenca Qeqra presenta superficies con relieves que oscilan entre accidentados y fuertemente accidentada, por lo que la pendiente (S) resultante fue de 17.65 por ciento. La pendiente es un parámetro que tiene una relación

compleja con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad del suelo y la contribución del agua subterránea al flujo en los cauces, además controla el tiempo del flujo sobre el terreno y tiene influencia directa en la magnitud de las avenidas o crecidas.

- Es muy importante realizar la gráfica de las curvas hipsométricas para analizar el estado de equilibrio dinámico de la cuenca, además en ello se puede determinar si la cuenca está en una fase de juventud, madurez, vejez. Según la Figura 3.1 la cuenca Qeqra se encuentra en un estado de madurez con un equilibrio aceptable por lo que no hay ningún cambio brusco de la curva.

Parámetros de la red hidrográfica

- De acuerdo a la Tabla 1.1 establecido por (Villón, 2002) la pendiente del cauce principal (S_p) del río Qeqra varia de suave a accidentado medio por lo que 6.34 por ciento está dentro de los intervalos 5 y 10 por ciento. La pendiente del cauce principal se relaciona con las características hidráulicas del escurrimiento, particular con la velocidad de propagación de las ondas de avenida y con la capacidad para el transporte de sedimentos.
- El cauce principal de la cuenca Qeqra tiene una longitud de 109.464 kilómetros y posee un tipo de corriente perenne debido a que el agua transcurre todo el tiempo.
- La densidad de corriente (D_s) del río Qeqra resultó 0.76 km/km², esto indica que la corriente es de régimen pluvial de poco valor o resistencia del material litológico de gran magnitud.

4.2. Determinación de los caudales máximos para diferentes periodos de retorno y la sección del cauce asociado a ellos.

- Al completar los datos de precipitaciones máximas diarias faltantes de las estaciones Cuchoquesera, Allpachaca se observó que estos valores no alteran en la selección de los datos máximos por lo tanto no es necesario completar las precipitaciones máximas diarias pero es posible realizar para las precipitaciones faltantes mensuales.

- En la selección de precipitación máxima para la cuenca Qeqra no fue necesario hacer una regionalización mediante una ecuación solo se tomó los valores máximos de las 4 estaciones meteorológicas elegidas. La regionalización de precipitación mediante una ecuación es recomendable solo para datos de precipitaciones mensuales.
- La precipitación pluvial máxima diaria generada para la zona Qeqra se obtuvo al multiplicar los factores establecido por (M.T.C.P,2012) que se describen en la Tabla 1.3 con la precipitación máxima diaria extrapolada para diferentes periodos de retorno, esto debido a que todas las estaciones meteorológicas pertenecientes a la Región de Ayacucho tienen escasos datos de precipitación pluvial.
- Los cálculos de la intensidad para la zona Qeqra se llevó a cabo mediante regresiones múltiples a partir de la tabla 3.9 obteniéndose así los valores como k, m, n por medio de ajustes que se muestran en las Tablas comprendidas del A.15 al A.22 del Anexo A. Asimismo no se utilizó la fórmula de Dick Peschke por lo que solamente se pueden calcular para tormentas menores a 1 hora.
- Los caudales determinados por el método racional modificada y la simulación hidrológica en el programa HEC-HMS son mayores con respecto al caudal determinado por método sección y pendiente, sin embargo los valores obtenidos en el programa HEC-HMS es elegido para la simulación hidráulica por lo que representa un incremento mínimo con respecto al método sección y pendiente.

Comportamiento de las secciones asociado a los caudales 64.86, 73.73, 83.14 m³/s correspondiente a los periodos de retorno 25, 50 y 100 años

- De acuerdo a las Tablas 3.26, 3.30, 3.33 y las Figuras correspondientes a ellas el nivel del espejo de agua ocupado por los caudales 64.86, 73.73, 83.14 m³/s dependen mucho de la profundidad del cauce, pendiente del cauce y la pendiente de los márgenes del río Qeqra. Cuando los márgenes presentan pendientes llanos y la

profundidad del cauce es rebasado por el caudal, la lámina de agua cubre las áreas inundando hasta el nivel del tirante hidráulico.

- Los tirantes máximos y mínimos se incrementan para cada evento tal como se describe en las Tablas 3.27, 3.31, 3.34. El tramo más crítico a parte de otros se encuentra a 740 metros del punto de desagüe, al visualizar la Figura B.28 el nivel del tirante tiende ser mínimo por lo que en este tramo podría ocurrir un cambio en el curso del río Qeqra erosionando las áreas agrícolas ubicadas en ellas.
- En los tramos que se indican en las Tablas 3.28, 3.32, 3.34 el comportamiento del flujo es crítico porque el número de Froude es igual a la unidad, mientras tanto en los demás el flujo es subcrítico debido a que son inferiores a la unidad teniendo como mínimo para cada evento 0.42, 0.43, 0.44 respectivamente. El número de Froude depende mucho de la velocidad de la corriente a mayor velocidad hay un incremento de este factor.
- Los anchos máximos y mínimos del cauce no varían para los caudales que se presentan a periodos de retorno 25, 50, 100 años debido a que estos son establecidos en el campo a través del levantamiento topográfico solo se observan la variación de los niveles de inundación.
- De acuerdo al perfil longitudinal y las secciones transversales del río Qeqra representadas en las Láminas PP 09, ST 08 del Anexo C comparado con la Figura 1.9 establecido por (Rocha, 1998), el cauce principal por donde se arrastra el flujo presenta un curso medio y tiene una tendencia al equilibrio.
- El río Qeqra adquiere la forma meandrica porque a lo largo del cauce se divisa cambios de dirección formando curvas tal como se aprecia en la Lámina PP 09.

4.3. Identificación de zonas inundables

-En la lámina PP-09 del Anexo C se visualiza que en un tramo de 1586 metros los caudales del río Qeqra para los periodos de retorno 25, 50, 100 años inundan la mayor parte de terrenos agrícolas aledaños al cauce, siendo más vulnerable el margen izquierdo.

-Según las tablas 3.36, 3.37, 3.38 la mayor parte de área inundada se encuentra en margen izquierdo casi el doble del área que representa el margen derecho, esto se debe a que la pendiente es plana y presentar un drenaje mínimo con respecto al cauce, además por presentar una escasa profundidad del cauce.

V. CONCLUSIONES

- Se logró determinar los parámetros geomorfológicos de la cuenca Qeqra, en lo cual tiene una área de 143.32 km² equivalente a 14 332 hectáreas lo que le caracteriza que es una cuenca pequeña, longitud del río principal mide 19.74 km. La parte más baja de la cuenca se encuentra a 2843 m.s.n.m. y parteaguas a 4900 m.s.n.m conformado una pendiente promedio de 17.65 por ciento. La cuenca Qeqra por tener un índice de compacidad superior a la unidad presenta una forma ovalada, el tiempo de concentración es de 4.89 horas.
- Al hacer el análisis estadístico de las series de precipitación máxima en 24 hora se concluye que los datos de precipitación seleccionada para la cuenca Qeqra ajustan a las distribuciones teóricas normal, log normal, Gumbel, log Gumbel a un nivel de significancia de 5%.
- Se logró determinar el número de curva (CN) para la cuenca Qeqra desde el programa ArcGIS un valor de 76.31, así también de las tres cuencas tributarias (Acco, Toccto, Qprincipal) obteniéndose 76.05, 75.35, 77.54 respectivamente. El número de curvas de la cuenca Qeqra varía de acuerdo a las condiciones del suelo y la vegetación.

- Se determinó los gastos máximos a partir de la modelación hidrológica en el programa HEC-HMS para los periodos de retorno 20, 50, 100 años obteniéndose valores de 64.86, 73.73, 83.14 m³/s.

- En la simulación realizada utilizando el programa HEC-RAS se ha encontrado que los caudales determinados para ciertos eventos rebasan la altura del cauce en la mayor parte del tramo generando inundación a lo largo de los márgenes del río Qeqra e incluso en el tramo KM: 0+740 se observa un cambio del lecho a futuro.
- Se realizó la identificación de las áreas inundadas en el río Qeqra a partir de la modelación hidráulica en el programa HEC-RAS y el programa AutoCAD Civil 3D 2014, obteniéndose en total 5.04, 5.43, 5.84 hectáreas para los gastos máximos que se presentan en los periodos de retorno 25, 50 y 100 años.
- Se concluye que los programas como ArcGIS, HEC-HMS, HEC-RAS y otras aplicaciones a ellas funcionan eficientemente en el estudio hidrológico e hidráulico de una cuenca, ayudan a determinar de manera rápida los resultados esperados.

VI. RECOMENDACIONES

- Es necesario realizar un buen levantamiento topográfico del cauce y márgenes del río para así obtener las secciones adecuadas y hacer la simulación hidráulica sin ninguna dificultad en el programa HEC-RAS y obtener resultados confiables.
- Se recomienda una medición directa del caudal máximo por el método de sección y pendiente con los señales que se visualizan en la sección del cauce que fueron marcadas por los caudales máximos transportados años anteriores, esto permite elegir con seguridad el caudal determinado por métodos indirectos para la zona.
- Es recomendable que los gobiernos locales a través de su equipo técnico luego de un evento de crecida realice la identificación de las zonas inundadas, medición de las áreas afectadas para que así haiga un antecedente que facilite la construcción de obras de protección contra la inundación.
- Para controlar la inundación en los tramos críticos se deberán construir estructuras de gavión, para lo cual el diseño a tomar en cuenta será de 25 años con un caudal de 64.86 m³/s. Para el diseño de las dimensiones del gavión se tomaran en cuenta los tirantes máximos que se presenta en las zonas de inundación, la estabilidad de talud que es resultado del estudio de mecánica de suelos, la socavación de cauce que está relacionado directamente con el transporte de sedimentos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alarcón, A.D. (2013). Simulación Hidráulica del Rio Cachi para el Diseño de Obras de defensa ribereña en el área urbana de Vinchos; Mediante la aplicación del Software HEC RAS 3.1.1. Y simulación hidráulica con el modulo hidrodinámico Iber 1.9.Tesis para optar el Título profesional en Ingeniería Agrícola, Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho-Perú.
- Aparicio, M. F. (1992). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Editorial Limusa. México.
- ArcGIS 10.1. (2012) “Manual Básico y Fundamentos del ArcGis” Veracruz – México.
- AutoCAD Civil 3D “ Manual de AutoCAD Civil 3D 2014”(disponible en: http://es.slideshare.net/edgar_guillen_garro/1-manual-del-civil-3d) (consultado el 20 de abril del 2016)
- Breña, P. A. F, Jacobo V. M. A. (2006). Principios y Fundamentos de la Hidrología Superficial. Universidad Autónoma Metropolitana. México
- Cahuana, A. A., Yugar, M. W.(2009). Material de apoyo didáctico para la enseñanza a aprendizaje de la asignatura de Hidrología. Facultad de Ciencias y Tecnología, Ingeniería Civil Universidad Mayor de San Simón. Cochabamba-Bolivia.
- Cedeño, B. D (1997). Apuntes de Hidrología. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Tecnológica de Panamá. Panamá
- Chow, V. T, Maidment, D. R. y Mays, L. R. (1994). Hidrología aplicada. Editorial McGaw-Hill Interamericana S.A. Santafé Bogotá-Colombia.
- Chow, V. T. (1994). Hidráulica de Canales Abiertos. McGraw-Hill Interamericana S.A. Santafé de Bogotá - Colombia.
- Constitución política del Perú (1993).Lima-Perú.
- Comisión Nacional del Agua (2011). Manual para el control de inundaciones. Coyoacán-México.

- C, L. M. T., & C, E. P. T. (2012). Mapeo del peligro de inundación en ríos de montaña, caso de estudio del río Burgay, 3(1), 87–96.
- Decreto Supremo N° 039-2008-AG. (2008) Lima-Perú.
- Fattorelli, S., Fernández, C. P. (2011). Diseño Hidrológico (2da Ed). Zaragoza.
- Francesco, D. P. (2012). Visualización de zonas de desborde usando HEC-GeoRAS . Microcuenca del río la Pedregosa , 53(1), 77–91.
- Google Earth “Manual Básico de Google Earth 2014” (disponible en: <https://es.scribd.com/doc/12228614/Apuntes-Resumen-Google-Earth>) (consultado el 15 de marzo del 2016)
- HEC RAS, (2010). “HEC-RAS v 4.1 Hydraulic Reference Manual”. River Analysis System.
- Ley N° 29338. (2009). Ley de Recursos Hídricos. Lima-Perú.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones del Perú. (2012). “Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje” Ministerio de Transporte y Comunicaciones del Perú, Lima, Perú.
- Montes,S.N. (2006). Determinación de áreas inundables en el tramo puente Chacco-Chanchara mediante la aplicación del Software HEC RAS 3.1.1.-Ayacucho. Tesis para optar el Título profesional en Ingeniería Agrícola, Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, Ayacucho-Perú.
- Rocha, F. A. (1998). Introducción a la Hidráulica Fluvial. Universidad Nacional de Ingeniería (1^{ra} Ed). Lima-Perú.
- SAS Planet 2015 “Imágenes de alta resolución con SAS Planet” (disponible en:<http://mundocartogeo.blogspot.pe/2015/08/imagenes-de-alta-resolucion-con-sas.html>) (consultado 01 de mayo del 2016)
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú -SENAMHI “Datos históricos de precipitación máxima en 24 horas.”(Disponible en: http://www.senamhi.gob.pe/main_mapa.php?t=dHi) (consultado el 15 de enero del 2016)
- Villón B. M. (2002). Hidrología. Instituto Tecnológico de Costa Rica. Escuela de ingeniería Agrícola. Cartago. Costa Rica.

ANEXOS

ANEXO A

ANEXO B

ANEXO C

ANEXO A

TABLAS (A.1-A.5): Datos de precipitación máxima diario

TABLAS (A.6-A.7): Estimación de precipitaciones faltantes

TABLAS (A.8-A.14): Análisis estadístico de precipitaciones máximas diarias

TABLAS (A.15-A.22): Regresión múltiple para determinar k,m,n

TABLAS (A.23-A.26): Determinación de número de curva (CN)

TABLAS (A.27-A.30): Aforo del rio Qeqra

TABLAS (A.31-A.33): Características hidráulicas del flujo HEC-RAS

TABLAS (A. 1-A. 5): Datos de precipitación máxima diario

Tabla A.1: Ubicación y coordenadas Geográficas de las estaciones meteorológicas

ESTACIONES	CODIGO	PROPIETARIO	COORDENADAS GEOGRAFICAS		ALTITUD m.s.n.m.	CUENCA	UBICACIÓN			PERIODO DE REGISTRO	RECORD DE AÑOS
			LATITUD SUR	LONGITUD OESTE			Departamento	Provincia	Distrito		
EN FUNCIONAMIENTO											
CUCHOQUESERA	:007	PERC	13°25'50" S	74°20'33" W	3740 msnm	CACHI	AYACUCHO	CANGALLO	CHUSCHI	1992-2014	23.0
ALLPACHACA	:008	PERC	13°23'19" S	74°16'00" W	3550 msnm	CACHI	AYACUCHO	HUAMANGA	CHIARA	1992-2014	23.0
TAMBILLO	:002	PERC	13°13'06.72" S	74°06'22.68" W	3328msnm	CACHI	AYACUCHO	HUAMANGA	TAMBILLO	1992-2014	23.0
QUINUA		SENAMHI	13°02'02" S	74°08'07" O	3316msnm	QUINUA	AYACUCHO	HUAMANGA	QUINUA	1992-2014	23.0



PROYECTO ESPECIAL "RIO CACHI"
DIRECCION DE OPERACION Y MANTENIMIENTO
UNIDAD DE HIDROLOGIA

CUADRO A.2: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) (ESTACION CUCHOQUESERA)

ESTACION CUCHOQUESERA DISTRITO CHUSCHI ALTITUD 3740 msnm
CODIGO :007 PROVINCIA CANGALLO LATITUD 13°25'50" S
AÑO 1992.0 DEPARTAMENTO AYACUCHO LONGITUD 74°20'33" W

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL	PPMAX
1992	10.8	25.7	27.0	10.8	0.0	8.1	10.8	17.6	4.1	23.0	17.6	18.9	174.40	27.00
1993	24.3	31.1	21.6	16.2	12.2	2.0	8.8	7.4	6.8	16.2	16.2	23.0	185.80	31.10
1994	16.2	20.3	12.2	27.0	5.4	2.0	0.0	0.0	2.7	2.7	16.2	10.8	115.50	27.00
1995	23.9	33.8	39.8	9.6	2.0	3.5	2.7	2.7	14.9	3.4	11.5	27.0	174.80	39.80
1996	35.2	23.0	17.6	18.9	9.5	4.1	1.4	10.1	2.0	11.5	16.2	19.6	169.10	35.20
1997	28.4	27.7	19.6	12.2	5.4	0.0	0.7	16.9	21.0	16.9	14.9	21.6	185.30	28.40
1998	27.0	26.7	15.5	20.3	1.4	4.7	0.0	4.1	8.8	8.1	16.2	17.6	149.40	27.00
1999	16.9	42.6	17.6	18.3	2.7	3.4	3.4	2.7	15.5	16.2	13.5	S/D	162.80	42.60
2000	23.7	27.7	23.7	10.1	19.6	17.6	4.7	3.4	13.5	17.6	11.5	43.9	217.00	43.94
2001	27.0	37.9	30.4	11.5	30.4	1.4	2.7	5.4	6.8	5.4	18.9	25.9	203.69	37.86
2002	20.3	18.9	21.6	8.1	6.5	3.4	22.3	9.0	21.9	23.0	8.7	39.3	203.02	39.34
2003	23.3	15.8	18.6	8.6	4.8	0.0	1.3	10.6	11.4	7.4	11.1	14.8	127.70	23.30
2004	7.8	30.3	18.8	5.4	2.1	4.6	10.2	3.2	19.7	10.0	12.4	14.7	139.20	30.30
2005	19.1	20.6	16.9	9.8	0.0	0.0	6.7	10.0	19.9	19.3	12.9	30.6	165.82	30.60
2006	27.1	36.0	23.1	12.3	4.2	3.6	4.0	22.7	6.5	16.4	15.3	23.4	194.60	36.00
2007	25.2	22.1	24.3	16.8	3.3	0.0	3.5	5.1	5.7	13.8	15.5	18.9	154.20	25.20
2008	24.0	26.2	20.8	9.4	S/D	4.9	2.5	0.6	14.0	10.1	9.6	14.6	136.71	26.20
2009	18.7	21.4	11.6	12.1	11.8	2.0	21.8	6.1	9.7	21.0	13.6	17.5	167.30	21.80
2010	27.4	28.4	14.1	14.7	2.7	0.4	3.2	3.5	10.4	8.2	3.5	11.5	128.00	28.40
2011	25.0	34.0	12.4	20.3	2.0	1.5	6.8	4.2	7.6	17.3	14.6	24.2	169.90	34.00
2012	17.2	40.3	29.2	15.7	3.5	3.3	0.9	0.2	6.2	11.8	13.9	S/D	142.20	40.30
2013	55.6	16.2	13.4	8.0	23.0	10.7	4.5	9.1	4.1	14.1	8.0	28.6	77.90	55.60
2014	19.0	28.0	26.6	12.0	9.7	5.8	S/D	6.3	19.8	14.2	11.4	21.0	173.80	28.00
MEDIA	23.6	27.6	20.7	13.4	7.4	3.8	5.6	7.0	11.0	13.4	13.2	22.3	161.22	27.55



PROYECTO ESPECIAL "RIO CACHI"
DIRECCION DE OPERACION Y MANTENIMIENTO
UNIDAD DE HIDROLOGIA

CUADRO N°A.3: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) (ESTACION ALLPACHACA)

ESTACION ALLPACHACA DISTRITO CHIARA ALTITUD 3550msnm
CODIGO :008 PROVINCIA HUAMANGA LATITUD 13°23'19"S
AÑO 1992-2014 DEPARTAMENTO AYACUCHO LONGITUD 74°16'00"W

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL	PPMAX
1992	45.7	22.2	19.6	17.0	0.0	3.9	11.7	1.3	0.0	18.3	3.9	45.7	189.30	45.70
1993	27.4	28.7	57.4	17.0	18.3	3.9	10.4	10.4	10.4	18.3	13.1	31.3	246.60	57.40
1994	14.4	35.9	18.3	18.3	14.4	1.3	0.0	3.9	9.1	5.2	13.1	14.2	148.10	35.90
1995	20.2	34.5	34.1	17.6	5.5	2.2	8.5	1.3	10.3	29.2	21.4	15.8	200.60	34.50
1996	38.1	27.7	31.5	12.0	4.7	1.8	2.3	8.0	8.5	20.4	10.4	21.0	186.40	38.10
1997	26.1	17.0	28.3	7.8	4.2	0.0	2.5	11.0	14.2	6.0	20.2	22.8	160.10	28.30
1998	35.2	12.5	20.9	10.4	1.3	4.4	0.0	9.7	7.2	8.9	9.4	20.6	140.50	35.20
1999	21.1	18.8	14.6	11.5	7.4	3.7	3.9	S/D	20.4	7.5	13.9	11.1	133.90	21.10
2000	26.8	41.9	17.3	8.0	21.5	8.3	7.4	22.5	6.8	15.4	11.5	18.5	205.90	41.90
2001	26.5	20.5	28.5	8.8	11.7	3.0	4.9	10.6	8.1	8.1	18.2	19.3	168.20	28.50
2002	20.0	20.3	28.5	9.0	3.2	2.2	10.3	4.7	10.7	12.5	19.3	27.2	167.93	28.50
2003	25.4	12.9	19.0	12.8	14.3	0.0	2.0	6.8	11.4	4.6	8.5	24.3	142.00	25.40
2004	28.2	23.0	22.0	19.0	5.0	19.0	16.0	6.0	36.0	1.8	14.1	23.2	213.30	36.00
2005	15.6	21.2	25.8	7.9	2.5	0.0	7.0	15.2	23.7	10.5	10.5	27.6	167.50	27.60
2006	25.4	24.2	28.2	12.6	0.0	2.9	0.0	7.0	4.1	22.5	18.2	16.1	161.20	28.20
2007	17.3	30.0	43.5	8.0	12.8	0.0	3.7	0.0	5.3	8.8	10.5	28.5	168.40	43.50
2008	16.6	26.0	28.9	4.8	13.4	5.4	1.4	1.5	22.5	21.2	17.0	17.5	176.20	28.90
2009	19.1	28.0	12.8	17.3	6.0	0.0	6.0	3.0	1.5	16.3	15.0	14.8	139.80	28.00
2010	37.4	28.5	20.0	8.5	7.0	0.4	5.9	6.0	11.8	13.2	4.0	25.6	168.30	37.40
2011	23.0	41.3	13.0	20.6	4.2	0.0	10.2	2.2	7.6	6.0	13.8	11.4	153.30	41.30
2012	26.6	33.2	27.3	28.0	2.0	11.0	3.0	0.0	3.4	32.3	11.5	45.2	223.50	45.20
2013	19.2	21.2	15.0	7.0	27.2	10.2	7.0	14.0	3.0	15.1	10.5	23.6	173.00	27.20
2014	23.6	28.0	14.0	15.0	14.3	16.0	5.0	5.2	12.5	6.2	13.0	16.0	168.80	28.00
MEDIA	25.2	26.0	24.7	13.0	8.7	4.3	5.6	6.8	10.8	13.4	13.1	22.7	174.04	25.98



PROYECTO ESPECIAL "RIO CACHI"
DIRECCION DE OPERACION Y MANTENIMIENTO
UNIDAD DE HIDROLOGIA

CUADRO N°A.4: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) (ESTACION TAMBILLO)

ESTACION TAMBILLO DISTRITO TAMBILLO ALTITUD 3328msnm
CODIGO :002 PROVINCIA HUAMANGA LATITUD 13°13'06,72"S
REGION AYACUCHO LONGITUD 74°06'22,68"W

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL	PPMAX
1992	21.2	35.3	24.4	17.5	3.1	11.1	10.0	15.5	12.7	12.8	14.0	14.0	191.63	35.30
1993	30.0	37.9	15.3	16.5	5.6	7.0	5.9	9.1	21.0	10.8	19.6	25.9	204.56	37.90
1994	21.4	27.4	52.2	25.2	2.1	4.5	10.0	6.0	5.3	7.8	16.1	18.2	196.20	52.20
1995	16.2	16.5	17.4	24.5	5.3	1.0	7.8	4.5	7.3	16.1	16.0	22.4	155.00	24.50
1996	21.7	15.4	28.3	14.1	7.0	1.4	0.3	8.1	12.2	17.9	8.5	14.4	149.30	28.30
1997	21.3	41.7	19.9	14.8	2.8	0.0	3.1	12.2	15.1	23.5	27.7	27.0	209.10	41.70
1998	31.2	24.9	21.4	18.5	2.1	8.4	0.0	0.6	16.8	13.4	7.6	15.1	160.00	31.20
1999	28.6	20.9	16.5	5.3	0.3	1.6	1.8	0.0	12.1	8.5	14.4	26.9	136.90	28.60
2000	15.1	41.5	16.4	5.2	20.8	9.8	16.6	1.3	3.4	16.0	7.3	14.8	168.09	41.47
2001	22.1	13.3	28.0	11.3	16.0	5.3	11.3	7.2	5.2	11.1	48.5	9.1	188.24	48.49
2002	17.2	28.1	41.1	12.5	6.6	1.8	13.3	5.5	13.9	8.5	12.0	23.8	184.12	41.08
2003	21.5	38.4	17.0	19.5	5.4	0.0	0.0	14.3	4.0	1.9	4.6	25.5	152.10	38.40
2004	12.2	27.9	14.5	6.3	5.6	2.4	15.8	5.5	14.2	15.3	22.4	25.2	167.30	27.90
2005	29.2	18.0	47.0	8.3	0.2	0.0	3.5	1.5	8.2	12.5	14.2	26.4	169.00	47.00
2006	21.5	13.5	20.2	18.2	1.5	1.5	0.0	6.7	3.8	20.5	8.0	10.2	125.60	21.50
2007	17.16	17.7	20.4	27.0	2.5	0.0	14.7	1.0	8.2	19.5	10.1	24.4	162.76	27.04
2008	14.69	17.7	17.6	3.5	4.6	2.0	0.0	0.9	8.1	6.8	9.6	18.3	103.75	18.33
2009	25.4	21.1	15.6	19.1	12.9	0.0	4.2	0.2	6.6	8.2	17.2	17.6	148.10	25.40
2010	25.5	13.0	19.9	7.1	5.2	0.0	0.0	7.5	6.3	14.2	7.8	21.1	127.60	25.50
2011	28.1	41.6	25.7	18.7	11.2	4.0	6.6	2.2	14.3	8.3	25.8	28.6	215.10	41.60
2012	28.4	26.4	25.1	17.9	1.7	10.1	0.6	2.9	13.2	13.9	27.1	25.2	192.50	28.40
2013	23.9	13.6	30.7	16.0	8.7	2.1	8.0	21.0	3.4	24.8	27.7	23.9	203.80	30.70
2014	22.8	12.2	26.0	11.2	5.5	0.0	6.5	0.8	20.0	22.8	17.3	22.1	167.20	26.00

MEDIA	22.4	24.5	24.4	14.7	5.9	3.2	6.1	5.8	10.2	13.7	16.7	20.9	168.61	24.52
-------	------	------	------	------	-----	-----	-----	-----	------	------	------	------	--------	-------



PROYECTO ESPECIAL "RIO CACHI"
DIRECCION DE OPERACION Y MANTENIMIENTO
UNIDAD DE HIDROLOGIA

CUADRO N°A.5: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) (ESTACION QUINUA)

ESTACION QUINUA DISTRITO QUINUA ALTITUD 3316msnm
CODIGO : PROVINCIA HUAMANGA LATITUD 13°02'02"S
REGION AYACUCHO LONGITUD 74°08'07"O

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL	PPMAX
1992	14.9	12.0	15.8	13.7	0.0	6.6	8.2	14.6	4.9	15.5	15.1	16.2	137.50	16.20
1993	17.0	37.3	14.7	10.5	6.8	7.2	9.2	9.1	17.6	19.5	10.7	18.2	177.80	37.30
1994	13.5	16.7	20.0	27.2	2.9	5.8	0.0	12.6	8.9	9.3	12.5	36.7	166.10	36.70
1995	35.2	14.0	27.9	5.8	18.8	1.3	1.2	1.0	6.5	18.6	28.6	21.8	180.70	35.20
1996	27.4	15.9	29.7	17.0	1.6	0.0	0.5	8.7	8.2	9.0	12.6	16.1	146.70	29.70
1997	29.2	24.5	37.8	12.7	3.9	0.0	4.0	10.0	16.1	4.0	12.3	26.1	180.60	37.80
1998	22.3	38.3	43.6	5.5	6.2	2.7	0.0	2.5	4.5	41.3	15.5	9.6	192.00	43.60
1999	22.6	24.0	23.7	6.2	0.5	3.5	6.4	0.0	28.4	11.2	24.2	22.4	173.10	28.40
2000	26.7	26.5	23.5	7.4	17.0	7.0	13.4	2.5	5.5	8.3	3.6	18.7	160.10	26.70
2001	19.5	21.2	28.5	12.0	16.0	1.8	18.0	6.7	21.3	28.7	19.9	18.5	212.10	28.70
2002	18.3	20.8	22.0	7.3	13.4	1.4	21.9	8.8	20.1	17.6	14.7	27.0	193.30	27.00
2003	7.0	32.4	25.8	31.5	9.5	2.6	0.3	14.3	10.8	1.0	10.8	27.4	173.40	32.40
2004	10.8	23.0	17.9	3.6	5.9	5.2	11.7	8.7	14.3	9.0	12.8	20.3	143.20	23.00
2005	9.7	28.2	32.7	21.7	10.7	0.6	6.4	0.6	9.0	12.1	21.8	31.0	184.50	32.70
2006	20.7	17.9	21.1	14.5	1.2	2.4	0.0	5.3	3.1	20.5	14.0	12.8	133.50	21.10
2007	17.8	23.4	33.2	28.2	5.5	0.0	7.7	1.3	13.0	16.2	14.5	21.0	181.80	33.20
2008	23	24.6	16.8	11.0	16.4	6.4	4.8	0.7	20.0	17.8	16.1	20.0	179.60	24.60
2009	27.6	46.6	7.8	14.9	9.0	0.4	2.0	4.4	9.2	8.4	21.4	14.2	166.10	46.60
2010	18.1	25.3	18.7	8.1	3.9	0.0	6.6	7.4	7.5	21.8	10.0	28.5	155.90	28.50
2011	19.3	18.6	32.1	23.0	9.9	4.2	3.1	2.1	23.6	13.4	16.6	14.0	179.90	32.10
2012	21.2	28.7	22.0	8.7	8.9	9.6	17.1	10.6	18.7	18.5	15.5	3.1	182.60	28.70
2013	23	20.0	17.0	7.1	11.4	4.4	3.7	25.2	14.3	37.9	33.9	24.3	222.20	37.90
2014	22	31.2	29.7	9.8	5.1	0.0	11.4	1.8	14.1	16.8	12.1	20.5	174.50	31.20

MEDIA	20.3	24.8	24.4	13.4	8.0	3.2	6.9	6.9	13.0	16.4	16.1	20.4	173.79	24.84
-------	------	------	------	------	-----	-----	-----	-----	------	------	------	------	--------	-------

TABLAS (A.6-A.7): Estimación de precipitaciones faltantes

TABLA A.6: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS COMPLETADAS(mm) (ESTACION CUCHOQUESERA)

ESTACION : CUCHOQUESERA DISTRITO : CHUSCHI ALTITUD : 3740 msnm
CANTON : 007 PROVINCIA : CANGALLO LATITUD : 13°25'50" S
AÑO : 1992 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°20'33" W

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL	PPMAX
1992	10.8	25.7	27.0	10.8	0.0	8.1	10.8	17.6	4.1	23.0	17.6	18.9	174.40	27.00
1993	24.3	31.1	21.6	16.2	12.2	2.0	8.8	7.4	6.8	16.2	16.2	23.0	185.80	31.10
1994	16.2	20.3	12.2	27.0	5.4	2.0	0.0	0.0	2.7	2.7	16.2	10.8	115.50	27.00
1995	23.9	33.8	39.8	9.6	2.0	3.5	2.7	2.7	14.9	3.4	11.5	27.0	174.80	39.80
1996	35.2	23.0	17.6	18.9	9.5	4.1	1.4	10.1	2.0	11.5	16.2	19.6	169.10	35.20
1997	28.4	27.7	19.6	12.2	5.4	0.0	0.7	16.9	21.0	16.9	14.9	21.6	185.30	28.40
1998	27.0	25.7	15.5	20.3	1.4	4.7	0.0	4.1	8.8	8.1	16.2	17.6	149.40	27.00
1999	16.9	42.6	17.6	18.3	2.7	3.4	3.4	2.7	15.5	16.2	13.5	12.3	165.10	42.60
2000	23.7	27.7	23.7	10.1	19.6	17.6	4.7	3.4	13.5	17.6	11.5	43.9	217.00	43.94
2001	27.0	37.9	30.4	11.5	30.4	1.4	2.7	5.4	6.8	5.4	18.9	25.9	203.7	37.86
2002	20.3	18.9	21.6	8.1	6.5	3.4	22.3	9.0	21.9	23.0	8.7	39.3	203.0	39.34
2003	23.3	15.8	18.6	8.6	4.8	0.0	1.3	10.6	11.4	7.4	11.1	14.8	127.70	23.30
2004	7.8	30.3	18.8	5.4	2.1	4.6	10.2	3.2	19.7	10.0	12.4	14.7	139.20	30.30
2005	19.1	20.6	16.9	9.8	0.0	0.0	6.7	10.0	19.9	19.3	12.9	30.6	165.82	30.60
2006	27.1	36.0	23.1	12.3	4.2	3.6	4.0	22.7	6.5	16.4	15.3	23.4	194.60	36.00
2007	25.2	22.1	24.3	16.8	3.3	0.0	3.5	5.1	5.7	13.8	15.5	18.9	154.20	25.20
2008	24.0	26.2	20.8	9.4	13.0	4.9	2.5	0.6	14.0	10.1	9.6	14.6	149.71	26.20
2009	18.7	21.4	11.6	12.1	11.8	2.0	21.8	6.1	9.7	21.0	13.6	17.5	167.30	21.80
2010	27.4	28.4	14.1	14.7	2.7	0.4	3.2	3.5	10.4	8.2	3.5	11.5	128.00	28.40
2011	25.0	34.0	12.4	20.3	2.0	1.5	6.8	4.2	7.6	17.3	14.6	24.2	169.90	34.00
2012	17.2	40.3	29.2	15.7	3.5	3.3	0.9	0.2	6.2	11.8	13.9	42.8	185.02	42.82
2013	55.6	16.2	13.4	8.0	23.0	10.7	4.5	9.1	4.1	14.1	8.0	28.6	195.30	55.60
2014	19.0	28.0	26.6	12.0	9.7	5.8	5.3	6.3	19.8	14.2	11.4	21.0	179.10	28.00
ME DIA	23.6	27.6	20.7	13.4	7.6	3.8	5.6	7.0	11.0	13.4	13.2	22.7	169.52	27.55

TABLA A.7: PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS COMPLETADAS (mm) (ESTACION ALLPACHACA)

ESTACION : ALLPACHACA DISTRITO : CHIARA ALTITUD : 3550.0 msnm
CANTON : 008 PROVINCIA : HUAMANGA LATITUD : 13°23'19"
AÑO : 1992-2014 DEPARTAMENTO : AYACUCHO LONGITUD : 74°16'00"

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL	PPMAX
1992	45.7	22.2	19.6	17.0	0.0	3.9	11.7	1.3	0.0	18.3	3.9	45.7	169.30	45.70
1993	27.4	28.7	57.4	17.0	18.3	3.9	10.4	10.4	10.4	18.3	13.1	31.3	246.60	57.40
1994	14.4	35.9	18.3	18.3	14.4	1.3	0.0	3.9	9.1	5.2	13.1	14.2	148.10	35.90
1995	20.2	34.5	34.1	17.6	5.5	2.2	8.5	1.3	10.3	29.2	21.4	15.8	200.60	34.50
1996	38.1	27.7	31.5	12.0	4.7	1.8	2.3	8.0	8.5	20.4	10.4	21.0	186.40	38.10
1997	26.1	17.0	28.3	7.8	4.2	0.0	2.5	11.0	14.2	6.0	20.2	22.8	160.10	28.30
1998	35.2	12.5	20.9	10.4	1.3	4.4	0.0	9.7	7.2	8.9	9.4	20.6	140.50	35.20
1999	21.1	18.6	14.6	11.5	7.4	3.7	3.9	2.3	20.4	7.5	13.9	11.1	136.20	21.10
2000	26.8	41.9	17.3	6.0	21.5	8.3	7.4	22.5	6.8	15.4	11.5	18.5	205.90	41.90
2001	26.5	20.5	28.5	8.8	11.7	3.0	4.9	10.6	8.1	8.1	18.2	19.3	168.20	28.50
2002	20.0	20.3	28.5	9.0	3.2	2.2	10.3	4.7	10.7	12.5	19.3	27.2	167.93	28.50
2003	25.4	12.9	19.0	12.8	14.3	0.0	2.0	6.8	11.4	4.6	8.5	24.3	142.00	25.40
2004	28.2	23.0	22.0	19.0	5.0	19.0	16.0	6.0	36.0	1.8	14.1	23.2	213.30	36.00
2005	15.6	21.2	25.6	7.9	2.5	0.0	7.0	15.2	23.7	10.5	10.5	27.6	167.50	27.60
2006	25.4	24.2	28.2	12.6	0.0	2.9	0.0	7.0	4.1	22.5	18.2	16.1	161.20	28.20
2007	17.3	30.0	43.5	8.0	12.6	0.0	3.7	0.0	5.3	8.8	10.5	28.5	168.40	43.50
2008	16.6	26.0	28.9	4.8	13.4	5.4	1.4	1.5	22.5	21.2	17.0	17.5	176.20	28.90
2009	19.1	28.0	12.8	17.3	6.0	0.0	6.0	3.0	1.5	16.3	15.0	14.8	139.80	28.00
2010	37.4	28.5	20.0	8.5	7.0	0.4	5.9	6.0	11.8	13.2	4.0	25.6	168.30	37.40
2011	23.0	41.3	13.0	20.6	4.2	0.0	10.2	2.2	7.6	6.0	13.8	11.4	153.30	41.30
2012	26.6	33.2	27.3	28.0	2.0	11.0	3.0	0.0	3.4	32.3	11.5	45.2	223.50	45.20
2013	19.2	21.2	15.0	7.0	27.2	10.2	7.0	14.0	3.0	15.1	10.5	23.6	173.00	27.20
2014	23.6	28.0	14.0	15.0	14.3	16.0	5.0	5.2	12.5	6.2	13.0	16.0	168.80	28.00
ME DIA	25.2	26.0	24.7	13.0	8.7	4.3	5.6	6.6	10.8	13.4	13.1	22.7	174.14	25.98

TABLAS (A.8-A.14): Análisis estadístico de precipitaciones máximas diarias

Tabla A.8: Distribución Normal

m	(ANOS)	x=mm	A-Z(x=mm)	P(X)=m/(n+1)	Z	f(x)	F(Z)	F(Z)-P(X)
1	1992	45.70	28.90	0.0417	-1.99512	0.00788	0.023015	0.0187
2	1993	57.40	31.20	0.0833	-1.66272	0.01447	0.048184	0.0351
3	1994	52.20	36.00	0.1250	-0.96900	0.03605	0.166272	0.0413
4	1995	39.80	36.00	0.1667	-0.96900	0.03605	0.166272	0.0004
5	1996	38.10	37.40	0.2083	-0.76667	0.04297	0.221639	0.0133
6	1997	41.70	38.10	0.2500	-0.66550	0.04620	0.252865	0.0029
7	1998	43.60	38.40	0.2917	-0.62214	0.04751	0.266923	0.0247
8	1999	42.60	39.80	0.3333	-0.41981	0.05279	0.337312	0.0040
9	2000	43.94	41.08	0.3750	-0.23482	0.05609	0.407174	0.0322
10	2001	48.49	41.60	0.4167	-0.15967	0.05693	0.436571	0.0199
11	2002	41.08	41.70	0.4583	-0.14522	0.05705	0.442270	0.0161
12	2003	38.40	42.60	0.5000	-0.01514	0.05765	0.493959	0.0060
13	2004	36.00	43.50	0.5417	0.11493	0.05728	0.545749	0.0041
14	2005	47.00	43.60	0.5833	0.12938	0.05718	0.551472	0.0319
15	2006	36.00	43.94	0.6250	0.17852	0.05675	0.570842	0.0542
16	2007	43.50	45.20	0.6667	0.36062	0.05403	0.640808	0.0259
17	2008	28.90	45.70	0.7083	0.43288	0.05250	0.667449	0.0409
18	2009	46.80	46.80	0.7500	0.59186	0.04839	0.723027	0.0270
19	2010	37.40	47.00	0.7917	0.62076	0.04755	0.732622	0.0590
20	2011	41.60	48.49	0.8333	0.83610	0.04065	0.798452	0.0349
21	2012	45.20	52.20	0.8750	1.37229	0.02249	0.915013	0.0400
22	2013	55.60	55.60	0.9167	1.86367	0.01015	0.968816	0.0521
23	2014	31.20	57.40	0.9583	2.12381	0.00604	0.983157	0.0248
PARAMETROS ESTADISTICOS							Dmax	0.059045
n		23						
MEDIA		42.70						
DESV.ESTAND.		6.919260253						
COEF.ASIMET.		0.217400056						

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}S} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\bar{X}}{S}\right)^2}$$

Donde:

f(x)= función de densidad normal de la variable x
 e= valor euleriano=2.71828182
 x= serie de registro de precipitación máxima en 24 horas (mm)

\bar{X} = promedio de la serie de datos

S_x = Desviación estándar calculado

***Decisión:**

si: $\Delta_{max} < \Delta_{tab}$ → el ajuste es bueno, al nivel de significación seleccionado.

si: $\Delta_{max} \geq \Delta_{tab}$ → el ajuste no es bueno, al nivel de significación seleccionado, siendo necesario probar

si: n= 23 → Δ_{tab} = 0.279 ,Tabla2
 también: Δ_{max} = 0.059045

Siendo: $\Delta_{max} = 0.059045 < \Delta_{tab} = 0.279$

Se concluye que los datos se ajustan a una distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

Tabla A.9: Distribución Log Normal

m	x=mm	A-Z(x=mm)	y=ln(x)	P(X)=m/(n+1)	Z	f(Z)	F(Z)	F(Z)-P(X)
1	45.70	28.90	3.36	0.0417	-2.29532	0.17400	0.010857	0.0308
2	57.40	31.20	3.44	0.0833	-1.82996	0.45438	0.033628	0.0497
3	52.20	36.00	3.58	0.1250	-0.96034	1.52873	0.168441	0.0434
4	39.80	36.00	3.58	0.1667	-0.96034	1.52873	0.168441	0.0018
5	38.10	37.40	3.62	0.2083	-0.72850	1.85933	0.233155	0.0248
6	41.70	38.10	3.64	0.2500	-0.61581	2.00563	0.269011	0.0190
7	43.60	38.40	3.65	0.2917	-0.56814	2.06303	0.284969	0.0067
8	42.60	39.80	3.68	0.3333	-0.35053	2.27990	0.362970	0.0296
9	43.94	41.08	3.72	0.3750	-0.15817	2.39423	0.437162	0.0622
10	48.49	41.60	3.73	0.4167	-0.08173	2.41628	0.467432	0.0508
11	41.08	41.70	3.73	0.4583	-0.06714	2.41890	0.473237	0.0149
12	38.40	42.60	3.75	0.5000	0.06263	2.41961	0.524968	0.0250
13	36.00	43.50	3.77	0.5417	0.18968	2.38114	0.575218	0.0336
14	47.00	43.60	3.78	0.5833	0.20363	2.37462	0.580679	0.0027
15	36.00	43.94	3.78	0.6250	0.25084	2.34928	0.599029	0.0260
16	43.50	45.20	3.81	0.6667	0.42264	2.21722	0.663722	0.0029
17	28.90	45.70	3.82	0.7083	0.48950	2.15064	0.687755	0.0206
18	46.80	46.80	3.85	0.7500	0.63404	1.98291	0.736972	0.0130
19	37.40	47.00	3.85	0.7917	0.65995	1.94994	0.745358	0.0463
20	41.60	48.49	3.88	0.8333	0.84961	1.68986	0.802230	0.0311
21	45.20	52.20	3.96	0.8750	1.29764	1.04460	0.902794	0.0278
22	55.60	55.60	4.02	0.9167	1.68110	0.59009	0.953628	0.0370
23	31.20	57.40	4.05	0.9583	1.87472	0.41823	0.969584	0.0113
PARAMETROS ESTADÍSTICOS							Dmax	0.0622
n		23		$f(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_y} e^{-\left[\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu_y}{\sigma_y}\right)^2\right]}$				
MEDIA		3.74						
DESV.ESTAND.		0.164555548						
COEF.ASIMET.		-0.295673586						

Donde:

- f(y)= función de distribución en terminos de y
- e= valor euleriano=2.71828182
- x= serie de registro de precipitación máxima en 24 horas (mm)
- y= ln(x)
- μ_y = media aritmética de los logaritmos naturales de x
- σ_y = desviación estandar de los logaritmos naturales de x

***Decisión:**

- si: $\Delta_{max} < \Delta_{tab}$ → el ajuste es bueno, al nivel de significación seleccionado.
- si: $\Delta_{max} \geq \Delta_{tab}$ → el ajuste no es bueno, al nivel de significación seleccionado, siendo necesario probar

si: n= 23 → Δ_{tab} = 0.279 ,Tabla 2
 también: Δ_{max} = 0.062162

Siendo: Δ_{max} 0.062162 < Δ_{tab} = 0.279

Se concluye que los datos se ajustan a una distribución Log Normal, con un nivel de significación del 5%

Tabla A.10: Distribución Gumbel

m	x=mm	A-Z(x=mm)	F(x)=m/(n+1)	a	y	f(x)	f(x)-F(X)
1	45.70	28.90	0.04	7.2551	-1.9817	0.00071	0.040960
2	57.40	31.20	0.08	4.7368	-1.5554	0.00877	0.074567
3	52.20	36.00	0.13	1.9457	-0.6656	0.14288	0.017880
4	39.80	36.00	0.17	1.9457	-0.6656	0.14288	0.023786
5	38.10	37.40	0.21	1.5010	-0.4061	0.22290	0.014570
6	41.70	38.10	0.25	1.3184	-0.2764	0.26757	0.017572
7	43.60	38.40	0.29	1.2471	-0.2208	0.28735	0.004317
8	42.60	39.80	0.33	0.9620	0.0387	0.38212	0.048786
9	43.94	41.08	0.38	0.7588	0.2760	0.46821	0.093214
10	48.49	41.60	0.42	0.6891	0.3724	0.50203	0.085360
11	41.08	41.70	0.46	0.6764	0.3909	0.50842	0.050087
12	38.40	42.60	0.50	0.5725	0.5577	0.56411	0.064108
13	36.00	43.50	0.54	0.4845	0.7245	0.61598	0.074312
14	47.00	43.60	0.58	0.4756	0.7431	0.62148	0.038151
15	36.00	43.94	0.63	0.4466	0.8061	0.63980	0.014804
16	43.50	45.20	0.67	0.3536	1.0397	0.70217	0.035507
17	28.90	45.70	0.71	0.3223	1.1323	0.72450	0.016163
18	46.80	46.80	0.75	0.2628	1.3362	0.76887	0.018870
19	37.40	47.00	0.79	0.2533	1.3733	0.77626	0.015407
20	41.60	48.49	0.83	0.1921	1.6495	0.82519	0.008148
21	45.20	52.20	0.88	0.0966	2.3372	0.90792	0.032919
22	55.60	55.60	0.92	0.0514	2.9674	0.94986	0.033197
23	31.20	57.40	0.96	0.0368	3.3010	0.96383	0.005492
PARAMETROS ESTADISTICOS						Dmax	0.093214
n	23						
MEDIA	42.70						
DESV.ESTAND.	6.919260253						
α=	0.185359386						
β=	39.59111549						

$$f(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

$$\alpha = \frac{\pi}{\sqrt{6} * S_x}$$

$$\beta = \bar{X} - 0.45 S_x$$

$$y_i = \alpha(x_i - \beta)$$

$$a_i = e^{-y_i}$$

$$f(x) = e^{-a_i}$$

Donde:

f(x)= función acumulada de la distribución Gumbel.

e= valor euleriano=2.71828182

α= parámetro de escala por el método de Momentos

β= parámetro de posición por el metodo de Momentos.

Xi= serie de registro de precipitación máxima en 24 horas (mm)

\bar{X} = promedio de la serie de datos

S_x = Desviación estándar calculado

***Decisión:**

si: $\Delta_{max} < \Delta_{tab}$ → el ajuste es bueno, al nivel de significación seleccionado.

si: $\Delta_{max} \geq \Delta_{tab}$ → el ajuste no es bueno, al nivel de significación seleccionado, siendo necesario probar con otra distribución.

si: n= 23 → Δ_{tab} = 0.279 ,Tabla 2
también: Δ_{max} = 0.093214

Siendo: Δ_{max} = 0.093214 < Δ_{tab} = 0.279

Se concluye que los datos se ajustan a una distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Tabla A.11: Distribución Log Gumbel

m	x=mm	A-Z(x=mm)	F(x)=m/(n+1)	lnx	y	G(y)	G(y)-F(X)
1	45.70	28.90	0.04	3.3638	-2.3666	0.00002	0.041643
2	57.40	31.20	0.08	3.4404	-1.7698	0.00282	0.080510
3	52.20	36.00	0.13	3.5835	-0.6545	0.14600	0.021003
4	39.80	36.00	0.17	3.5835	-0.6545	0.14600	0.020663
5	38.10	37.40	0.21	3.6217	-0.3571	0.23950	0.031167
6	41.70	38.10	0.25	3.6402	-0.2126	0.29029	0.040290
7	43.60	38.40	0.29	3.6481	-0.1515	0.31238	0.020715
8	42.60	39.80	0.33	3.6839	0.1276	0.41471	0.081380
9	43.94	41.08	0.38	3.7155	0.3744	0.50272	0.127716
10	48.49	41.60	0.42	3.7281	0.4724	0.53606	0.119395
11	41.08	41.70	0.46	3.7305	0.4911	0.54229	0.083961
12	38.40	42.60	0.50	3.7519	0.6575	0.59564	0.095636
13	36.00	43.50	0.54	3.7728	0.8205	0.64390	0.102229
14	47.00	43.60	0.58	3.7751	0.8384	0.64894	0.065610
15	36.00	43.94	0.63	3.7828	0.8989	0.66564	0.040639
16	43.50	45.20	0.67	3.8111	1.1193	0.72143	0.054766
17	28.90	45.70	0.71	3.8221	1.2050	0.74105	0.032718
18	46.80	46.80	0.75	3.8459	1.3904	0.77960	0.029599
19	37.40	47.00	0.79	3.8501	1.4236	0.78597	0.005696
20	41.60	48.49	0.83	3.8814	1.6669	0.82792	0.005409
21	45.20	52.20	0.88	3.9551	2.2415	0.89916	0.024156
22	55.60	55.60	0.92	4.0182	2.7333	0.93706	0.020397
23	31.20	57.40	0.96	4.0500	2.9816	0.95055	0.007779

PARAMETROS ESTADISTICOS	
n	23
MEDIA	3.7415
DESV.ESTAND.	0.1646
α=	0.128303434
μ=	3.667489976

$$G(y) = e^{-e^{-y}}$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * S_{\ln x}$$

$$\mu = \bar{X}_{\ln x} - 0.5772156649 \alpha$$

$$y = \frac{\ln x - \mu}{\alpha}$$

Donde:

- G(Y)= función acumulada de la distribución Log-Gumbel.
- e= valor euleriano=2.71828182
- α= primer parámetro de escala por el metodo de Momentos
- μ= segundo parámetro de escala por el metodo de Momentos
- x= serie de registro de precipitación máxima en 24 horas (mm)

$\bar{X}_{\ln x}$ = promedio de la serie de datos

$S_{\ln x}$ = Desviación estándar calculado

***Decisión:**

Si: $\Delta_{max} < \Delta_{tab}$ → el ajuste es bueno, al nivel de significación seleccionado.
 Si: $\Delta_{max} \geq \Delta_{tab}$ → el ajuste no es bueno, al nivel de significación seleccionado, siendo necesario probar con otra distribución.

si: n= DESV.ESTAND. → Δ_{tab} = 0.279 ,Tabla 2
 también: Δ_{max} = 0.127716

Siendo: $\Delta_{max} = 0.127716 < \Delta_{tab} = 0.279$

Se concluye que los datos se ajustan a una distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Tabla A.12: Serie de precipitaciones máximas en 24 horas

Nº	ANO	PP(mm)	LOG(PP)	Pmáx(A-Z)
1	1992	45.70	1.6599	28.90
2	1993	57.40	1.7589	31.20
3	1994	52.20	1.7177	36.00
4	1995	39.80	1.5999	36.00
5	1996	38.10	1.5809	37.40
6	1997	41.70	1.6201	38.10
7	1998	43.60	1.6395	38.40
8	1999	42.60	1.6294	39.80
9	2000	43.94	1.6429	41.08
10	2001	48.49	1.6857	41.60
11	2002	41.08	1.6136	41.70
12	2003	38.40	1.5843	42.60
13	2004	36.00	1.5563	43.50
14	2005	47.00	1.6721	43.60
15	2006	36.00	1.5563	43.94
16	2007	43.50	1.6385	45.20
17	2008	28.90	1.4609	45.70
18	2009	46.80	1.6702	46.80
19	2010	37.40	1.5729	47.00
20	2011	41.60	1.6191	48.49
21	2012	45.20	1.6551	52.20
22	2013	55.60	1.7451	55.60
23	2014	31.20	1.4942	57.40
MEDIA		42.705	1.6249	
DESV.ESTAND.		6.919	0.071	
COEF.ASIMET.		0.217	-0.296	

A.13: Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno: DISTRIBUCIÓN NORMAL-LOG NORMAL

TR	PROB. P=1/TR	W	k	NORMAL	LOG-NORMAL
				Ppmax mm	Ppmax mm
2	0.5000	1.177	0.0000	42.705	42.163
5	0.2000	1.794	0.8415	48.527	48.425
10	0.1000	2.146	1.2817	51.573	52.064
25	0.0400	2.537	1.7511	54.821	56.244
50	0.0200	2.797	2.0542	56.918	59.121
75	0.0133	2.939	2.2168	58.043	60.724
100	0.0100	3.035	2.3268	58.804	61.833
500	0.0020	3.526	2.8785	62.622	67.709
1000	0.0010	3.717	3.0905	64.089	70.113

Si: (0 < P ≤ 0.5)

$$W = \left[\ln \left(\frac{1}{P^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}}$$

Si: (P > 0.5)

$$W = \left[\ln \left(\frac{1}{1-P^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}}$$

Precipitacion Dist. Normal

$$PP_{\max} = P P + K S$$

Precipitacion Dist. Log-Normal

$$PP_{\max} = 10^{(P P + K S)}$$

e:
 Variable normal estándar para Distribución Normal
 Probabilidad de descarga
 Factor de frecuencia Normal y Log-Normal.
 Coeficiente de variación estándar

$$K = 1.794 - \frac{2.515517 + 0.802853W + 0.01032328W^2}{1 + 1.432788W + 0.189269W^2 + 0.001308W^3}$$

**Tabla A.14: Precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno:
DISTRIBUCIÓN GUMBEL-LOG GUMBEL**

TR ANOS	PROB.	W	k	GUMBEL	LOG-GUMBEL
	P=1/TR			Ppmax mm	Ppmax mm
2	0.5000	-0.367	-0.1643	41.568	41.039
5	0.2000	-1.500	0.7195	47.683	47.462
10	0.1000	-2.250	1.3046	51.731	52.260
25	0.0400	-3.199	2.0438	56.847	59.020
50	0.0200	-3.902	2.5923	60.641	64.594
75	0.0133	-4.311	2.9111	62.847	68.073
100	0.0100	-4.600	3.1367	64.408	70.648
150	0.0067	-5.007	3.4541	66.605	74.436
200	0.0050	-5.296	3.6791	68.161	77.244
300	0.0033	-5.702	3.9959	70.353	81.377
400	0.0025	-5.990	4.2205	71.908	84.441
500	0.0020	-6.214	4.3947	73.113	86.897
1000	0.0010	-6.907	4.9355	76.855	94.985

$$K = -\frac{\sqrt{6}}{\pi}(0.5772 + W)$$

$$W = \ln \left[\ln \left(\frac{T_R}{T_R - 1} \right) \right]$$

$$PP_{\max} = PP + KS_p$$

$$PP_{\max} = 10^{(\bar{PP} + KS)}$$

Donde:

W=Variable normal estándar para Distribución Normal

P=probabilidad de descarga

K=Factor de frecuencia Gumbel y Log-Gumbel.

S=Desviación estándar

TABLAS (A.15-A.22): Regresión múltiple para determinar k,m,n

REGRESIONES MULTIPLE PARA EL CALCULO DE LOS PARAMETROS DE AJUSTE I-D-T

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n}$$

en la cual:

- I = Intensidad (mm/hr)
- t = Duración de la lluvia (min)
- T = Período de retorno (años)
- K, m, n = Parámetros de ajuste

Realizando un cambio de variable: $d = K \cdot T^m$

$$I = \frac{d}{t^n} \Rightarrow I = d \cdot t^{-n}$$

Con lo que de la anterior expresión se obtiene:

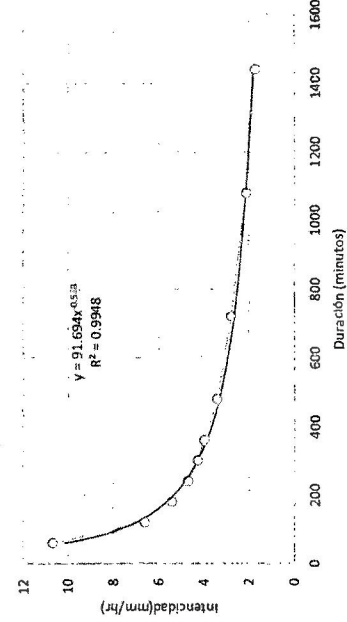
Tabla A.15: d, n para periodo de retorno T=2 años

Nº	X	Y	lnx	lny	lnx ² lny	(lnx) ²
1	1440	1.7793666	7.2723984	0.5782574	4.1907736	52.887778
2	1080	2.1352399	6.9847163	0.756579	5.298459	48.786262
3	720	2.8113992	6.5792512	1.0336823	6.8008554	43.286547
4	480	3.4163838	6.1737861	1.2285826	7.5850063	38.115635
5	360	3.9857811	5.886104	1.3827333	8.138912	34.646221
6	300	4.2704797	5.7037825	1.4517262	8.2803303	32.533135
7	240	4.6975277	5.4806389	1.5470363	8.4787476	30.037403
8	180	5.4092743	5.1929569	1.6881149	8.7663081	26.966801
9	120	6.6192436	4.7874917	1.8899811	9.0482889	22.920077
10	60	10.676199	4.0943446	2.3680169	9.6954771	16.763657
Ln(d)	4.518452221	d= 91.693567	13.92471	76.283138	346.94352	n= -0.537521

Tabla A.16: d, n para periodo de retorno T=5 años

Nº	X	Y	lnx	lny	lnx ² lny	(lnx) ²
1	1440	2.02	7.2723984	0.7040679	5.120262	52.887778
2	1080	2.43	6.9847163	0.8863894	6.1911787	48.786262
3	720	3.19	6.5792512	1.1614927	7.6417524	43.286547
4	480	3.88	6.1737861	1.3563931	8.3740806	38.115635
5	360	4.53	5.886104	1.5105437	8.8912176	34.646221
6	300	4.85	5.7037825	1.5795366	9.0093332	32.533135
7	240	5.34	5.4806389	1.6748468	9.1792305	30.037403
8	180	6.15	5.1929569	1.8159254	9.4300222	26.966801
9	120	7.52	4.7874917	2.0177915	9.6601603	22.920077
10	60	12.13	4.0943446	2.4958273	10.218777	16.763657
Ln(d)	4.646282658	d= 104.19465	15.202814	83.716014	346.94352	n= -0.537521

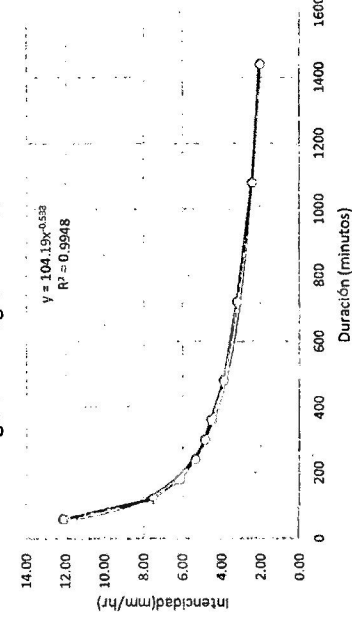
Figura B.6: Regresión T=2años



SERIE T=2AÑOS

X	Y
1440	1.7793666
1080	2.1352399
720	2.8113992
480	3.4163838
360	3.9857811
300	4.2704797
240	4.6975277
180	5.4092743
120	6.6192436
60	10.676199

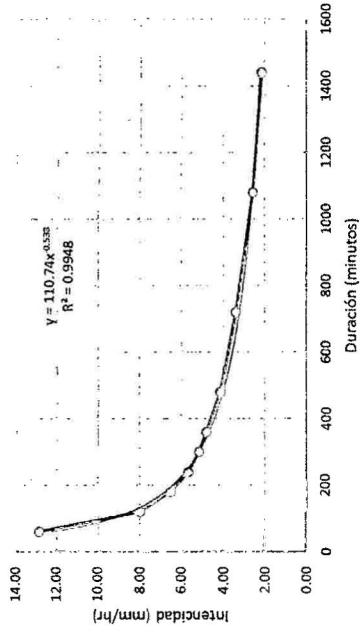
Figura B.7: Regresión T=5años



SERIE T=5AÑOS

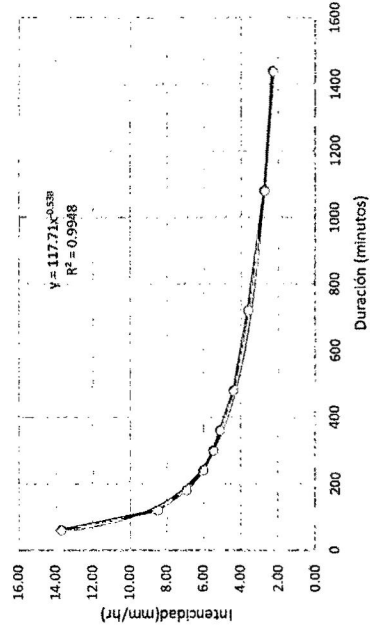
X	Y
1440	2.0219611
1080	2.4263533
720	3.1946985
480	3.8821653
360	4.5291928
300	4.8527066
240	5.3379772
180	6.1467617
120	7.5216662
60	12.131768

Figura B.8: Regresión T=10 años



SERIE T=10 AÑOS	
X	Y
1440	2.1488928
1080	2.5788714
720	3.3952507
480	4.1258742
360	4.8135199
300	5.1573428
240	5.6730771
180	6.5326342
120	7.9938813
60	12.893357

Figura B.9: Regresión T=25 años



SERIE T=25 AÑOS	
X	Y
1440	2.2842072
1080	2.7410486
720	3.6090474
480	4.3856778
360	5.1166241
300	5.4820973
240	6.030307
180	6.9439899
120	8.4972508
60	13.7082

Nº	X	Y	lnx	lny	lnx*lny	(lnx) ²
1	1440	2.15	7.2723984	0.7649527	5.5630411	52.867778
2	1080	2.58	6.9847163	0.9472743	6.6164423	48.786282
3	720	3.40	6.5792512	1.2223776	8.0423292	43.286547
4	480	4.13	6.1737861	1.4172778	8.7499708	38.115635
5	360	4.81	5.886104	1.5714286	9.2495923	34.646221
6	300	5.16	5.7037825	1.6404215	9.3566073	32.533135
7	240	5.67	5.4806389	1.7357317	9.5129185	30.037403
8	180	6.53	5.1929569	1.8768103	9.7461947	26.966801
9	120	7.99	4.7874917	2.0766764	9.9516462	22.920077
10	60	12.89	4.0943448	2.5687122	10.468061	16.763657
10	4980	55.312501	58.155471	15.811663	87.256803	346.94352
Ln(d)	4.707147534		d= 110.73584	n=	-0.537521	

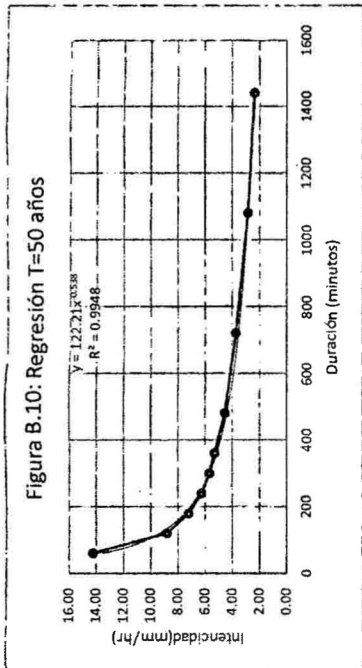
Nº	X	Y	lnx	lny	lnx*lny	(lnx) ²
1	1440	2.28	7.2723984	0.826019	6.0071393	52.867778
2	1080	2.74	6.9847163	1.0083406	7.0429728	48.786262
3	720	3.61	6.5792512	1.2834438	8.4440995	43.286547
4	480	4.39	6.1737861	1.4783442	9.1269808	38.115635
5	360	5.12	5.886104	1.6324949	9.6090346	34.646221
6	300	5.48	5.7037825	1.7014877	9.704916	32.533135
7	240	6.03	5.4806389	1.7967979	9.8476006	30.037403
8	180	6.94	5.1929569	1.9376765	10.063309	26.966801
9	120	8.71	4.7874917	2.1397427	10.244	22.920077
10	60	12.89	4.0943448	2.6177785	10.718087	16.763657
10	4980	58.75493	58.155471	16.422326	90.80814	346.94352
Ln(d)	4.768213793		d= 117.7088	n=	-0.537521	

Tabla A. 19: d, n para periodo de retorno T=50 años

N°	X	Y	lnx	lny	lnx*lny	(lnx) ²
1	1440	2.37	7.2723984	0.8635629	6.2801731	52.867778
2	1080	2.85	6.9847163	1.0458844	7.3052059	48.766262
3	720	3.75	6.5792512	1.3209877	8.6911099	43.266547
4	480	4.55	6.1737861	1.515888	9.3587685	38.115635
5	360	5.31	5.886104	1.6700387	9.8300216	34.646221
6	300	5.69	5.7037825	1.7390316	9.9190579	32.533135
7	240	6.26	5.4806389	1.8343418	10.053365	30.037403
8	180	7.21	5.1929569	1.9754204	10.258273	26.966801
9	120	8.82	4.7874917	2.1772865	10.423741	22.920077
10	60	14.23	4.0943446	2.6553223	10.871805	16.763657
10	4980	61.04863	58.155471	16.797764	92.99152	346.94352
Ln(d)	4.838358629		d= 122.21205		n= -0.537521	

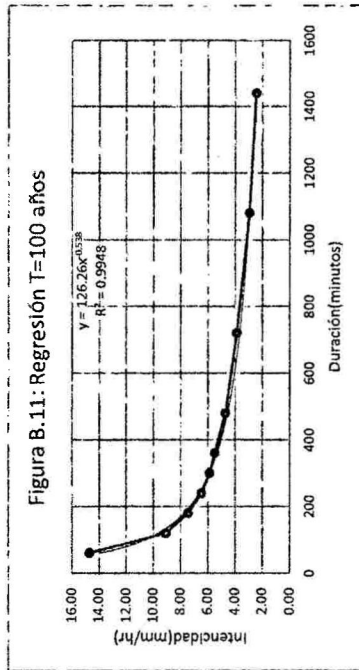
Tabla A. 20: d, n para periodo de retorno T=100 años

N°	X	Y	lnx	lny	lnx*lny	(lnx) ²
1	1440	2.45	7.2723984	0.8961638	6.5172605	52.867778
2	1080	2.94	6.9847163	1.0784854	7.5329145	48.766262
3	720	3.87	6.5792512	1.3535887	8.9056	43.266547
4	480	4.70	6.1737861	1.548489	9.56004	38.115635
5	360	5.49	5.886104	1.7026387	10.021914	34.646221
6	300	5.88	5.7037825	1.7716326	10.105007	32.533135
7	240	6.47	5.4806389	1.8669428	10.232039	30.037403
8	180	7.45	5.1929569	2.0080214	10.427568	26.966801
9	120	9.11	4.7874917	2.2098875	10.579818	22.920077
10	60	14.70	4.0943446	2.6879233	11.005284	16.763657
10	4980	63.067781	58.155471	17.123774	94.887446	346.94352
Ln(d)	4.838358629		d= 126.26194		n= -0.537521	



SERIE T=50 ANOS

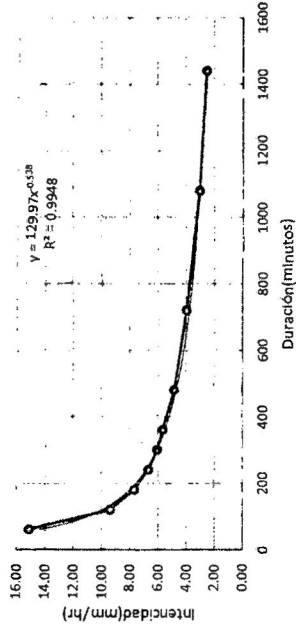
X	Y
1440	2.3715953
1080	2.8459144
720	3.7471206
480	4.553463
360	5.3123735
300	5.6916287
240	6.2610116
180	7.2096497
120	8.8223345
60	14.229572



SERIE T=100 ANOS

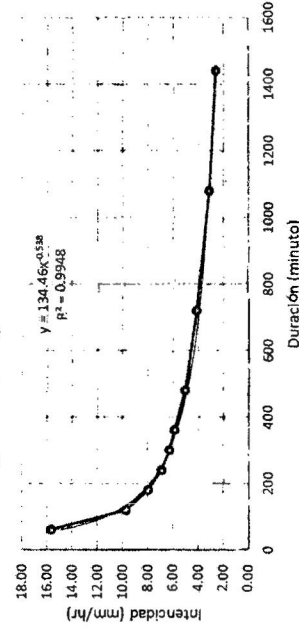
X	Y
1440	2.4501858
1080	2.9402229
720	3.8712935
480	4.7043566
360	5.4884161
300	5.8804458
240	6.4684904
180	7.4485647
120	9.1146891
60	14.701115

Figura B.12: Regresión T=200 años



SERIE T=200 AÑOS	
X	Y
1440	2.5221031
1080	3.0265238
720	3.984923
480	4.842438
360	5.849511
300	6.0530475
240	6.6583523
180	7.6671935
120	9.3822237
60	15.132619

Figura B.13: Regresión T=500 años



SERIE T=500 AÑOS	
X	Y
1440	2.6092485
1080	3.1310982
720	4.1226126
480	5.0097571
360	5.8447166
300	6.2621963
240	6.888416
180	7.9321154
120	9.7054043
60	15.655491

Tabla A 21: d, n para periodo de retorno T=200 años									
Nº	X	Y	lnx	lny	lnx*lny	(lnx) ²			
1	1440	2.52	7.2723984	0.9250931	6.7276458	52.887778			
2	1080	3.03	6.9847163	1.1074147	7.7349775	48.786262			
3	720	3.98	6.5792512	1.382518	9.0959331	43.286547			
4	480	4.84	6.1737861	1.5774183	9.7386433	38.115635			
5	360	5.85	5.886104	1.731569	10.192195	34.646221			
6	300	6.05	5.7037825	1.8005619	10.270013	32.53135			
7	240	6.66	5.4805389	1.8958721	10.39059	30.037403			
8	180	7.67	5.1929569	2.0369506	10.577797	26.966801			
9	120	9.38	4.874917	2.2388168	10.718317	22.920077			
10	60	15.13	4.0943446	2.7168526	11.123731	16.763657			
Ln(d)	4.867287923		d= 129.96796		n= -0.537521				

Tabla A 22: d, n para periodo de retorno T=500 años									
Nº	X	Y	lnx	lny	lnx*lny	(lnx) ²			
1	1440	2.61	7.2723984	0.9590622	6.9746827	52.887778			
2	1080	3.13	6.9847163	1.1413838	7.972242	48.786262			
3	720	4.12	6.5792512	1.4164871	9.3194244	43.286547			
4	480	5.01	6.1737861	1.6113874	9.9483613	38.115635			
5	360	5.84	5.886104	1.7655381	10.392141	34.646221			
6	300	6.26	5.7037825	1.834531	10.463766	32.53135			
7	240	6.89	5.4805389	1.9298412	10.576763	30.037403			
8	180	7.83	5.1929569	2.0709198	10.754197	26.966801			
9	120	9.71	4.874917	2.2727859	10.880944	22.920077			
10	60	15.66	4.0943446	2.7508217	11.268212	16.763657			
Ln(d)	4.90125703		d= 134.45869		n= -0.537521				

TABLAS (A.23-A.26): Determinación de número de curva (CN)

Tabla A. 23: Número de curvas según uso de suelo en la cuenca Qeqra

Uso de suelos en la cuenca Qeqra	Area (Km2)	Valor de CN	A*CN
PTAR	0.00847	98.00	0.83
Carretera (Pavimentado)	0.36994	98.00	36.25
Lagos	0.28540	98.00	27.97
Graba tipo B	0.11409	85.00	9.70
Pastizales condiciones optimas Tipo B	8.31467	61.00	507.19
Pastizales cond.pobres TipoB	101.30689	79.00	8003.24
Pastizales-cond.pobres tipo C	1.95804	86.00	168.39
Área-cult sin tratam. tipoB	8.52489	81.00	690.52
Área-cultv-sin trat-tipo C	4.75529	88.00	418.47
Área-cultivo con trat-A.	0.18365	62.00	11.39
Áreas-bozque-TIPOB	0.25277	66.00	16.68
Pastizal cond. pobre TIPO C.	0.23090	86.00	19.86
Área cultiv-sin tratm. TIPO B.	0.71025	81.00	57.53
Estadios-cementerios optimas condiciones Tipo A	0.04084	39.00	1.59
Área-arboles-arbustos Tipo B	10.61577	55.00	583.87
Áreas de cultivo-con tratam. TIPOA	4.69774	62.00	291.26
Pobación	0.92605	98.00	90.75
TOTAL	143.29565	CN(ponderado)	76.31

Tabla A.24: Número de curvas de la cuenca Acco

Uso de suelos en la cuenca Acco	Area (Km2)	Valor de CN	A*CN
PTAR	0.00000	79.00	0.00
Carretera (Pavimentado)	0.00697	98.00	0.68
Lagos	0.03649	98.00	3.58
Graba tipo B	0.00000	85.00	0.00
Pastizales condiciones optimas Tipo B	5.94477	61.00	362.63
Pastizales cond.pobres TipoB	70.83169	79.00	5595.70
Pastizales-cond.pobres tipo C	1.29314	86.00	111.21
Área-cult sin tratam. tipoB	5.20649	81.00	421.73
Área-cultv-sin trat-tipo C	3.71812	88.00	327.19
Área-cultivo con trat-A.	0.16173	62.00	10.03
Áreas-bozque-TIPOB	0.05463	66.00	3.61
Pastizal cond. pobre TIPO C.	0.00000	86.00	0.00
Área cultiv-sin tratm. TIPO B.	0.00000	81.00	0.00
Estadios-cementerios optimas condiciones Tipo A	0.00000	39.00	0.00
Área-arboles-arbustos Tipo B	6.06596	55.00	333.63
Áreas de cultivo-con tratam. TIPOA	3.52452	62.00	218.52
Pobación	0.04227	98.00	4.14
TOTAL	96.88678	CN(ponderado)	76.05

Tabla A.25: Número de curvas de la cuenca Toccto

Uso de suelos en la cuenca Toccto	Area (Km2)	ValordeCN	A*CN
PTAR	0.00000	98.00	0.00
Carretera (Pavimentado)	0.23118	98.00	22.66
Lagos	0.23190	98.00	22.73
Graba tipo B	0.00000	85.00	0.00
Pastizales condiciones optimas Tipo B	1.73899	61.00	106.08
Pastizales cond.pobres TipoB	30.09088	79.00	2377.18
Pastizales-cond.pobres tipo C	0.29705	86.00	25.55
Área-cult sin tratam. tipoB	1.59500	81.00	129.19
Área-cultv-sin trat-tipo C	0.28762	88.00	25.31
Área-cultivo con trat-A.	0.00000	62.00	0.00
Áreas-bozque-TIPOB	0.01879	66.00	1.24
Pastizal cond. pobre TIPO C.	0.00000	86.00	0.00
Área cultiv-sin tratm. TIPO B.	0.00000	81.00	0.00
Estadios-cementerios optimas condiciones Tipo A	0.03119	39.00	1.22
Área-arboles-arbustos Tipo B	4.96498	55.00	273.07
Áreas de cultivo-con tratam. TIPOA	0.40907	62.00	25.36
Pobación	0.34858	98.00	34.16
TOTAL	40.24522	CN(ponderado)	75.35

Tabla A.26: Número de curvas de la cuenca Qprincipal

Uso de suelos en la cuenca Qprincipal	Area (Km2)	ValordeCN	A*CN
PTAR	0.00847	98.00	0.830
Carretera (Pavimentado)	0.09232	98.00	9.048
Lagos	0.00000	98.00	0.000
Graba tipo B	0.02710	85.00	2.303
Pastizales condiciones optimas Tipo B	0.00000	61.00	0.000
Pastizales cond.pobres TipoB	0.62783	79.00	49.598
Pastizales-cond.pobres tipo C	0.36283	86.00	31.204
Área-cult sin tratam. tipoB	1.30827	81.00	105.970
Área-cultv-sin trat-tipo C	0.63727	88.00	56.080
Área-cultivo con trat-A.	0.15610	62.00	9.678
Áreas-bozque-TIPOB	0.15137	66.00	9.990
Pastizal cond. pobre TIPO C.	0.22641	86.00	19.471
Área cultiv-sin tratm. TIPO B.	0.74335	81.00	60.211
Estadios-cementerios optimas condiciones Tipo A	0.00965	39.00	0.376
Área-arboles-arbustos Tipo B	0.59689	55.00	32.829
Áreas de cultivo-con tratam. TIPOA	0.75412	62.00	46.755
Pobación	0.45905	98.00	44.987
TOTAL	6.16102	CN(ponderado)	77.54

TABLAS (A.27-A.30): Aforo del río Qeqra

Tabla A. 27 : Aforo del rio Qeqra metodo flotador

IRAMO	Distancia(m)	Altura (m)	Area(m ²)
1	0.2	0	0.013
2	0.2	0.13	0.029
3	0.1	0.16	0.017
4	0.2	0.18	0.037
5	0.2	0.19	0.039
6	0.2	0.2	0.04
7	0.2	0.2	0.04
8	0.2	0.2	0.042
9	0.2	0.22	0.042
10	0.2	0.2	0.051
11	0.2	0.31	0.064
12	0.2	0.33	0.066
13	0.2	0.33	0.065
14	0.2	0.32	0.06
15	0.2	0.28	0.055
16	0.2	0.27	0.045
17	0.2	0.18	0.04
18	0.2	0.22	0.042
19	0.2	0.2	0.045
20	0.2	0.25	0.054
21	0.2	0.29	0.052
22	0.2	0.23	0.049
23	0.2	0.26	0.054
24	0.2	0.28	0.057
25	0.2	0.29	0.054
26	0.4	0.25	0.122
27	0.4	0.36	0.136
28	0.2	0.32	0.054
29	0.2	0.22	0.043
30	0.2	0.21	0.042
31	0.2	0.21	0.021
Ancho Total	6.5		1.57

Tabla A.28: Velocidad y caudal base

Distancia(m)	Tiempo(s)	
8	5.6	
	4.9	
	5.0	
	5.3	
t.promedio	5.2	s
Velocidad	1.30	m/s
Qcaudal base	2.05	m ³ /s

Tabla A. 29 : Sección del primer punto de control aguas arriba

TRAMO	Distancia(r)	Altura (m)	Area(m2)
1	0.4	0	0.032
2	0.4	0.16	0.06
3	0.4	0.14	0.068
4	0.4	0.2	0.136
5	0.4	0.48	0.194
6	0.4	0.49	0.158
7	0.4	0.3	0.136
8	0.4	0.38	0.146
9	0.4	0.35	0.206
10	0.4	0.68	0.384
11	0.4	1.24	0.494
12	0.4	1.23	0.442
13	0.4	0.98	0.376
14	0.4	0.9	0.43
15	0.4	1.25	0.48
16	0.4	1.15	0.448
17	0.4	1.09	0.404
18	0.4	0.93	0.358
19	0.4	0.86	0.398
20	0.4	1.13	0.462
21	0.4	1.18	0.434
22	0.4	0.99	0.4
23	0.4	1.01	0.396
24	0.4	0.97	0.432
25	0.4	1.19	0.472
26	0.4	1.17	0.456
27	0.4	1.11	0.416
28	0.4	0.97	0.424
29	0.4	1.15	0.456
30	0.4	1.13	0.446
31	0.4	1.1	0.398
32	0.4	0.89	0.414
33	0.4	1.18	0.422
34	0.4	0.93	0.414
35	0.4	1.14	0.47
36	0.4	1.21	0.292
37	0.4	0.25	0.242
38	0.4	0.96	0.426
39	0.4	1.17	0.428
40	0.4	0.97	0.415
41	0.4	1.11	0.445
42	0.4	1.12	0.436
43	0.4	1.06	0.408
44	0.4	0.98	0.422
45	0.4	1.13	0.412
46	0.4	0.93	0.376
47	0.4	0.95	0.368
48	0.4	0.89	0.358
49	0.4	0.9	0.354
50	0.4	0.87	0.31
51	0.4	0.68	0.252
52	0.4	0.58	0.2
53	0.4	0.42	0.154
54	0.4	0.35	0.1
55	0.4	0.15	0.11
56	0.4	0.4	0.15
57	0.4	0.35	0.07
Ancho Tot	22.8	1.25	18.99

Tabla A. 30: Sección del segundo punto de control aguas abajo

IRAMO	Distancia(r)	Altura (m)	Area(m2)
1	0.4	0	0.03
2	0.4	0.15	0.054
3	0.4	0.12	0.048
4	0.4	0.12	0.056
5	0.4	0.16	0.076
6	0.4	0.22	0.094
7	0.4	0.25	0.17
8	0.4	0.6	0.31
9	0.4	0.95	0.4
10	0.4	1.05	0.406
11	0.4	0.98	0.436
12	0.4	1.2	0.418
13	0.4	0.89	0.37
14	0.4	0.96	0.428
15	0.4	1.18	0.456
16	0.4	1.1	0.432
17	0.4	1.06	0.414
18	0.4	1.01	0.364
19	0.4	0.81	0.344
20	0.4	0.91	0.34
21	0.4	0.79	0.388
22	0.4	1.15	0.452
23	0.4	1.11	0.42
24	0.4	0.99	0.45
25	0.4	1.26	0.47
26	0.4	1.09	0.456
27	0.4	1.19	0.494
28	0.4	1.28	0.482
29	0.4	1.13	0.462
30	0.4	1.18	0.49
31	0.4	1.27	0.516
32	0.4	1.31	0.492
33	0.4	1.15	0.454
34	0.4	1.12	0.46
35	0.4	1.18	0.412
36	0.4	0.88	0.41
37	0.4	1.17	0.39
38	0.4	0.78	0.348
39	0.4	0.96	0.418
40	0.4	1.13	0.458
41	0.4	1.16	0.398
42	0.4	0.83	0.278
43	0.4	0.56	0.192
44	0.4	0.4	0.154
45	0.4	0.37	0.148
46	0.4	0.37	0.108
47	0.4	0.17	0.066
48	0.4	0.16	0.066
49	0.4	0.17	0.058
50	0.4	0.12	0.044
51	0.3	0.1	0.015
Ancho Total	20.3	1.31	16.10

TABLAS (A.31-A.33): Características hidráulicas del flujo HEC-RAS

Tabla A.31: Características Hidráulicas del flujo en el río Queiro "Hec Ras 4.10" $Q=84.88 \text{ m}^3/\text{s}$, $TR = 25\text{ANOS}$

Sección	Progresiva	Caudal	Cota Fondo	Cota Espeso	Cota E. Crit.	Cota L.E.	E. G. Slope	Tirante	Velocidad	Area	Ancho del cauce	Espejo	Num Froude
	KM	(m ³ /s)	m.s.n.m	m.s.n.m	(m)	(m)	(m/m)	m	(m/s)	(m ²)	m	(m)	
81	1+586	64.86	2978.09	2979.9	2979.9	2980.38	0.006745	1.81	3.17	22.57	14.88	25.29	0.9
80	1+580	64.86	2977.77	2979.7	2979.7	2980.16	0.006577	1.93	3.16	23.02	14.24	25.87	0.89
79	1+560	64.86	2977.18	2979.27	2979.27	2979.64	0.005033	2.09	2.89	27.8	13.28	39.29	0.78
78	1+540	64.86	2976.68	2978.73	2978.73	2978.97	0.002738	2.05	2.38	32.87	13.12	34.26	0.59
77	1+520	64.86	2976.31	2978.48	2978.48	2978.88	0.005297	2.17	2.96	26.23	13.92	37.08	0.8
76	1+500	64.86	2975.77	2977.95	2977.95	2978.36	0.005092	2.18	2.96	26.1	13.44	38.75	0.78
75	1+480	64.86	2975.34	2977.43	2977.43	2977.88	0.004105	2.09	2.53	39.67	12.16	85.07	0.7
74	1+460	64.86	2974.57	2976.34	2976.34	2976.54	0.005649	1.77	2.48	38.96	13.28	87.62	0.78
73	1+440	64.86	2973.93	2975.76	2975.76	2976.02	0.004405	1.83	2.57	35.46	13.92	66.09	0.72
72	1+420	64.86	2973.29	2974.82	2974.82	2975.06	0.00555	1.53	2.63	35.25	13.12	69.48	0.8
71	1+400	64.86	2972.66	2973.9	2973.9	2974.08	0.007888	1.24	2.43	37.05	15.04	90.1	0.89
70	1+380	64.86	2971.84	2973.58	2973.58	2973.86	0.004247	1.74	2.57	34.06	15.52	65.21	0.72
69	1+360	64.86	2970.94	2972.95	2972.95	2973.24	0.005408	2.01	2.81	31.92	11.68	53.28	0.79
68	1+340	64.86	2970.42	2972.06	2972.06	2972.33	0.005607	1.64	2.78	33.81	11.68	63.72	0.81
67	1+320	64.86	2969.65	2971.14	2971.14	2971.41	0.005988	1.49	2.82	33.03	11.2	60.29	0.83
66	1+300	64.86	2968.64	2970.27	2970.27	2970.5	0.005216	1.63	2.62	37.75	12	81.16	0.78
65	1+280	64.86	2968.18	2969.52	2969.52	2969.7	0.005233	1.34	2.38	41.11	14.56	96.92	0.76
64	1+260	64.86	2967.68	2968.68	2968.68	2968.84	0.008128	1.02	1.92	37.44	12.48	85.44	0.85
63	1+240	64.86	2967.19	2968.48	2968.48	2968.69	0.008018	1.29	2.48	34.36	15.15	73.86	0.9
62	1+220	64.86	2966.23	2967.95	2967.95	2968.27	0.005104	1.72	2.78	30.93	14.24	54.08	0.78
61	1+200	64.86	2965.4	2967.12	2967.12	2967.5	0.005483	1.72	2.89	27.03	15.2	40.68	0.81
60	1+180	64.86	2964.92	2966.49	2966.49	2966.82	0.006385	1.57	2.96	24.09	17.44	33.66	0.86
59	1+160	64.86	2964.4	2966.04	2966.04	2966.49	0.007562	1.64	2.99	22.75	19.84	29.17	0.92
58	1+140	64.86	2963.73	2965.55	2965.55	2965.94	0.00609	1.82	2.88	25.7	17.28	37.22	0.84
57	1+120	64.86	2963.06	2964.89	2964.89	2965.19	0.004913	1.83	2.72	32.31	14.08	58.37	0.77
56	1+100	64.86	2962.41	2964.32	2964.32	2964.52	0.004594	1.91	2.49	41.14	11.84	91.06	0.73
55	1+080	64.86	2962.02	2963.9	2963.9	2964.11	0.003943	1.88	2.38	40.88	14.56	88.66	0.68
54	1+060	64.86	2962.02	2963.63	2963.63	2963.83	0.004225	1.61	2.38	40.62	14.72	87.68	0.7
53	1+040	64.86	2961.17	2963.41	2963.41	2963.64	0.003047	2.24	2.38	40.38	13.6	88.36	0.6
52	1+020	64.86	2960.73	2963.07	2963.07	2963.52	0.006916	2.34	3.11	25.06	14.88	42.31	0.89
51	1+000	64.86	2960.38	2962.5	2962.5	2962.95	0.005988	2.12	3.04	23.93	15.2	31.8	0.84
50	0+980	64.86	2959.74	2962.09	2962.09	2962.47	0.004465	2.35	2.92	26.31	11.68	43.86	0.73
49	0+960	64.86	2959.23	2961.24	2961.24	2961.66	0.005073	2.01	3	25.67	13.44	37.82	0.79
48	0+940	64.86	2958.6	2960.48	2960.48	2960.82	0.004787	1.88	2.8	25.67	13.44	37.82	0.79
47	0+920	64.86	2958.27	2960.05	2960.05	2960.24	0.004126	1.78	2.41	41.63	12.16	49.56	0.76
46	0+900	64.86	2957.67	2959.23	2959.23	2959.43	0.00628	1.56	2.55	38.07	11.28	84.72	0.81
45	0+880	64.86	2957.28	2958.86	2958.86	2959.13	0.006151	1.58	2.7	31.95	14.24	56.78	0.82
44	0+860	64.86	2956.52	2958.24	2958.24	2958.65	0.005799	1.72	2.91	25.49	16.48	38.05	0.83
43	0+840	64.86	2956.13	2957.84	2957.84	2958.23	0.006018	1.71	2.91	25.84	16.48	38.56	0.84
42	0+820	64.86	2955.66	2957.12	2957.12	2957.43	0.007279	1.46	2.78	28.97	15.68	48.83	0.9
41	0+800	64.86	2955.29	2956.56	2956.56	2956.87	0.007254	1.27	2.78	28.82	15.52	47.82	0.9
40	0+780	64.86	2954.59	2955.98	2955.98	2956.23	0.007096	1.39	2.75	32.59	12	63.41	0.89
39	0+760	64.86	2953.64	2955.07	2955.07	2955.35	0.006028	1.43	2.79	31.88	12.64	56.63	0.84
38	0+740	64.86	2953.53	2954.38	2954.38	2954.56	0.008832	0.85	2.41	36.35	13.76	91.01	0.93
37	0+720	64.86	2953.09	2954.06	2954.06	2954.29	0.0095	0.97	2.6	32.13	12.96	70.11	0.98
36	0+700	64.86	2952.69	2953.81	2953.81	2954.02	0.005798	1.12	2.38	34.9	16.16	62.19	0.8
35	0+680	64.86	2952.36	2953.71	2953.71	2953.91	0.00481	1.35	2.33	36.95	16.16	65.65	0.74
34	0+660	64.86	2952.21	2953.56	2953.56	2953.81	0.005602	1.35	2.62	34.75	14.56	68.86	0.8
33	0+640	64.86	2951.85	2953.29	2953.29	2953.59	0.005256	1.44	2.67	31.78	16.16	57.1	0.78

32	0+620	64.86	2951.44	2953.28		2953.47	0.002667	1.84	2.14	39.64	16.96	59.92	0.58
31	0+600	64.86	2951.25	2953.13	2953.13	2953.4	0.00394	1.88	2.56	35.75	14.08	73.2	0.69
30	0+580	64.86	2951.08	2952.79	2952.79	2953.03	0.004963	1.71	2.63	36.87	12	74.16	0.76
29	0+560	64.86	2950.59	2952.37		2952.47	0.001551	1.78	1.63	54.71	15.2	76.98	0.44
28	0+540	64.86	2950.35	2952.34		2952.44	0.001369	1.99	1.63	58.09	15.84	88.43	0.42
27	0+520	64.86	2950.11	2952.28		2952.4	0.001852	2.17	1.8	52.04	15.68	84.66	0.48
26	0+500	64.86	2949.8	2952.24		2952.37	0.001543	2.44	1.79	51.62	14.88	77.78	0.44
25	0+480	64.86	2949.68	2952.07	2952.07	2952.31	0.00389	2.39	2.51	38.84	12.16	78.89	0.67
24	0+460	64.86	2949.59	2951.5	2951.5	2952.1	0.009088	1.91	3.41	19.01	16.53	16.53	1.00
23	0+440	64.86	2949.38	2950.98	2950.9	2951.55	0.007694	1.6	3.36	19.28	14.59	14.59	0.93
22	0+420	64.86	2949.2	2951.12		2951.36	0.002895	1.92	2.21	29.39	20.8	20.8	0.59
21	0+400	64.86	2948.84	2950.59	2950.59	2951.23	0.00894	1.75	3.54	18.31	14.51	14.51	1.00
20	0+380	64.86	2948.65	2950.69		2951	0.003278	2.04	2.46	26.98	17.21	20.6	0.64
19	0+360	64.86	2948.51	2950.81		2950.93	0.003521	2.1	2.52	25.92	16.77	20.1	0.65
18	0+340	64.86	2948.4	2950.18	2950.12	2950.8	0.007769	1.78	3.49	18.59	13.33	13.33	0.94
17	0+320	64.86	2948.31	2950.19	2950.19	2950.6	0.00569	1.88	3.03	25.82	12.8	37.95	0.82
16	0+300	64.86	2948.18	2950		2950.2	0.00349	1.82	2.24	34.35	11.36	39.21	0.64
15	0+280	64.86	2947.99	2949.81	2949.81	2950.11	0.004823	1.82	2.78	32.26	11.68	53.46	0.76
14	0+260	64.86	2947.86	2949.59	2949.55	2949.92	0.004764	1.73	2.67	29.12	17.28	48.01	0.76
13	0+240	64.86	2947.83	2949.64		2949.8	0.002519	1.81	2.04	46.05	15.04	85.39	0.56
12	0+220	64.86	2947.65	2949.38	2949.38	2949.71	0.005681	1.73	2.83	29.39	14.24	47.09	0.82
11	0+200	64.86	2947.54	2949.17	2949.17	2949.53	0.005814	1.63	2.84	27.35	16.32	42.08	0.83
10	0+180	64.86	2947.33	2949.07	2949.07	2949.39	0.005113	1.74	2.79	30.64	13.44	52.12	0.78
9	0+160	64.86	2947.1	2948.62	2948.62	2948.94	0.005867	1.52	2.76	29.15	15.68	46.26	0.83
8	0+140	64.86	2946.78	2948.06	2948.06	2948.43	0.007098	1.28	2.81	25.94	20.48	38.26	0.89
7	0+120	64.86	2946.51	2947.77	2947.77	2948.17	0.007033	1.26	2.88	25.02	19.68	34.66	0.9
6	0+100	64.86	2946.22	2947.38	2947.38	2947.68	0.007643	1.16	2.68	28.67	19.36	47.97	0.91
5	0+080	64.86	2946.01	2947.19	2947.19	2947.5	0.006876	1.18	2.6	28.2	24.32	47.59	0.87
4	0+060	64.86	2945.66	2946.82	2946.82	2947.17	0.007127	1.16	2.76	26.91	20.96	41.4	0.89
3	0+040	64.86	2945.14	2946.51	2946.51	2946.87	0.006351	1.37	2.85	26.91	17.28	39.89	0.86
2	0+020	64.86	2944.29	2945.67	2945.67	2946.04	0.007131	1.38	2.87	25.96	18.4	37.12	0.9
1	0+000	64.86	2942.63	2944.4	2944.4	2944.83	0.008824	1.77	2.94	22.47	23.72	26.2	0.98

Tabla A.32: Características Hidráulicas del flujo en el río Cañera "Hec Ras 4.10" Q=73.73 m³/s - TR = 50AÑOS

Sección	Progresiva	Caudal	Cota Fondo	Cota Espejo	Cota E. Crít.	Cota. L. E.	E. G. Slope	Tirante	Velocidad	Area	Ancho del cauce	Espejo	Num
	KM	(m³/s)	m.s.n.m	m.s.n.m	(m)	(m)	(m/m)	m	(m/s)	(m²)	m	(m)	Fronda
81	1+586	73.73	2978.09	2980	2980	2980.5	0.006454	1.91	3.27	25.25	14.88	26.77	0.89
80	1+580	73.73	2977.77	2979.78	2980.29	2979.78	0.006596	2.01	3.3	25.29	14.24	27	0.9
79	1+560	73.73	2977.18	2979.35	2979.73	2979.73	0.005027	2.17	3	30.88	13.28	40.67	0.79
78	1+540	73.73	2976.68	2978.81	2979.09	2979.09	0.002968	2.13	2.55	35.71	13.12	39.57	0.62
77	1+520	73.73	2976.31	2978.53	2978.99	2978.99	0.00584	2.22	3.18	28.1	13.92	38.33	0.75
76	1+500	73.73	2975.77	2978.06	2978.47	2978.47	0.004713	2.29	2.99	30.66	13.44	43.46	0.86
75	1+480	73.73	2975.34	2977.49	2977.49	2977.71	0.00392	2.15	2.55	44.96	12.16	87.23	0.69
74	1+460	73.73	2974.57	2976.38	2976.59	2976.59	0.005572	1.81	2.55	42.83	13.28	87.95	0.78
73	1+440	73.73	2973.93	2975.82	2976.08	2976.08	0.004414	1.89	2.64	39.35	13.92	67.9	0.73
72	1+420	73.73	2973.29	2974.86	2975.12	2975.12	0.005757	1.57	2.75	72.32	13.12	72.32	0.82
71	1+400	73.73	2972.66	2973.93	2973.93	2974.13	0.007966	1.27	2.52	40.13	15.04	90.18	0.9
70	1+380	73.73	2971.84	2973.65	2973.65	2973.93	0.004135	1.81	2.62	38.74	15.52	68.76	0.71
69	1+360	73.73	2970.94	2973.01	2973.01	2973.32	0.005551	2.07	2.93	35.01	11.68	55.42	0.81
68	1+340	73.73	2970.42	2972.13	2972.13	2972.39	0.005329	1.71	2.81	38.35	11.68	67.77	0.8
67	1+320	73.73	2969.65	2971.19	2971.19	2971.48	0.005924	1.54	2.92	36.58	11.2	63.77	0.84
66	1+300	73.73	2968.64	2970.32	2970.32	2970.56	0.005153	1.68	2.69	42.19	12	85.42	0.78
65	1+280	73.73	2968.18	2969.55	2969.55	2969.75	0.005415	1.37	2.48	44.53	14.56	97.57	0.78
64	1+260	73.73	2967.66	2968.73	2968.73	2968.89	0.007439	1.07	1.93	12.66	12.66	85.62	0.82
63	1+240	73.73	2967.19	2968.51	2968.51	2968.74	0.006636	1.32	2.61	36.83	15.52	75.29	0.84
62	1+220	73.73	2966.23	2968.03	2968.03	2968.36	0.004986	1.8	2.85	35.25	14.24	60.27	0.78
61	1+200	73.73	2965.4	2967.2	2967.2	2967.59	0.005277	1.8	2.97	30.8	15.2	44.64	0.81
60	1+180	73.73	2964.92	2966.59	2966.59	2967.03	0.005848	1.67	3	27.97	17.44	38.22	0.84
59	1+160	73.73	2964.4	2966.15	2966.15	2966.61	0.006975	1.75	3.06	25.9	19.84	32.07	0.9
58	1+140	73.73	2963.73	2965.63	2965.63	2966.04	0.005888	1.9	2.97	29.09	17.28	40.88	0.83
57	1+120	73.73	2963.06	2964.97	2965.26	2965.26	0.004607	1.91	2.74	64.07	14.08	64.14	0.75
56	1+100	73.73	2962.41	2964.37	2964.57	2964.57	0.004523	1.96	2.53	45.46	11.84	91.47	0.73
55	1+080	73.73	2962.02	2963.94	2964.16	2964.16	0.004151	1.92	2.49	44.34	14.56	88.82	0.7
54	1+060	73.73	2961.17	2963.46	2963.78	2963.78	0.004417	1.65	2.49	44.04	14.72	87.84	0.72
53	1+040	73.73	2961.17	2963.46	2963.78	2963.78	0.003112	2.29	2.45	45.09	13.6	88.63	0.61
52	1+020	73.73	2960.73	2963.34	2963.34	2963.57	0.00332	2.61	2.45	44.46	14.88	89.6	0.63
51	1+000	73.73	2960.38	2962.96	2962.96	2963.07	0.006583	2.18	3.27	25.69	15.2	33.74	0.89
50	0+980	73.73	2959.74	2962.18	2962.18	2962.56	0.004374	2.44	3	32.49	11.68	48.29	0.73
49	0+960	73.73	2959.23	2961.35	2961.35	2961.77	0.004699	2.12	3.03	30.21	13.44	43.35	0.77
48	0+940	73.73	2958.6	2960.55	2960.55	2960.91	0.004893	1.85	2.92	33.41	13.92	55.32	0.78
47	0+920	73.73	2958.27	2960.09	2960.09	2960.29	0.004304	1.82	2.52	45.06	12.16	88.14	0.71
46	0+900	73.73	2957.67	2959.28	2959.28	2959.48	0.006016	1.61	2.56	42.18	11.37	84.81	0.8
45	0+880	73.73	2957.28	2958.91	2958.91	2959.2	0.006211	1.63	2.8	35.15	14.24	59.07	0.83
44	0+860	73.73	2956.52	2958.34	2958.34	2958.75	0.005352	1.82	2.95	29.72	16.48	43.23	0.81
43	0+840	73.73	2956.13	2957.94	2957.94	2958.33	0.005526	1.81	2.94	30.05	16.48	43.71	0.81
42	0+820	73.73	2955.66	2957.18	2957.18	2957.51	0.007293	1.52	2.89	31.93	15.68	51.41	0.91
41	0+800	73.73	2955.29	2956.62	2956.62	2956.95	0.007217	1.33	2.88	31.81	15.52	50.24	0.9
40	0+780	73.73	2954.59	2956.03	2956.03	2956.3	0.007003	1.44	2.84	36.17	12	66.68	0.89
39	0+760	73.73	2953.64	2955.12	2955.12	2955.43	0.006259	1.48	2.93	34.85	12.64	59.5	0.85
38	0+740	73.73	2953.53	2954.41	2954.41	2954.61	0.006318	1.01	2.5	39.34	13.76	91.37	0.86
37	0+720	73.73	2953.09	2954.1	2954.1	2954.35	0.006318	1.01	2.68	35.47	12.96	72.88	0.88
36	0+700	73.73	2952.69	2953.66	2953.66	2954.09	0.005819	1.17	2.47	38.27	16.16	64.55	0.8
35	0+680	73.73	2952.36	2953.76	2953.76	2953.97	0.005819	1.4	2.45	40.1	16.16	66.37	0.76
34	0+660	73.73	2952.21	2953.62	2953.62	2953.87	0.005442	1.41	2.68	39.04	14.56	72.84	0.8
33	0+640	73.73	2951.85	2953.36	2953.36	2953.67	0.005243	1.51	2.76	35.59	16.16	61.32	0.79

32	0+620	73.73	2951.44	2953.32	2953.54	0.002998	1.88	2.31	42.15	16.96	62.33	0.61
31	0+600	73.73	2951.25	2953.2	2953.47	0.003878	1.95	2.62	40.86	14.08	78.77	0.69
30	0+580	73.73	2951.08	2952.84	2953.09	0.005071	1.76	2.73	0.05071	12	77.23	0.77
29	0+560	73.73	2950.59	2952.43	2952.53	0.001635	1.84	1.72	40.59	15.2	79.96	0.46
28	0+540	73.73	2950.35	2952.4	2952.5	0.001433	2.05	1.71	63.48	15.84	92.51	0.43
27	0+520	73.73	2950.11	2952.34	2952.47	0.001909	2.05	1.87	57.1	15.68	88.05	0.49
26	0+500	73.73	2949.8	2952.29	2952.43	0.001689	2.49	1.91	55.54	14.88	80.6	0.46
25	0+480	73.73	2949.68	2952.12	2952.37	0.004062	2.44	2.62	42.58	12.16	81.11	0.69
24	0+460	73.73	2949.59	2951.89	2952.2	0.004037	2.3	2.59	35.59	18.24	67.77	0.7
23	0+440	73.73	2949.38	2951.12	2951.72	0.007394	1.74	3.46	21.34	15.01	15.01	0.92
22	0+420	73.73	2949.2	2951.27	2951.53	0.002786	2.07	2.25	32.78	21.85	23.45	0.59
21	0+400	73.73	2948.84	2950.72	2951.4	0.008753	1.88	3.65	20.18	14.99	14.99	1.00
20	0+380	73.73	2948.65	2950.86	2951.17	0.003028	2.21	2.5	31.01	17.6	27.62	0.62
19	0+360	73.73	2948.51	2950.79	2951.11	0.003146	2.28	2.54	30.16	16.96	26.91	0.62
18	0+340	73.73	2948.4	2950.25	2950.97	0.008656	1.85	3.77	19.58	13.57	13.57	1.00
17	0+320	73.73	2948.31	2950.3	2950.7	0.005224	1.99	3.05	30.33	12.8	44.43	0.79
16	0+300	73.73	2948.18	2950.05	2950.28	0.003871	1.87	2.43	36.38	11.36	41.61	0.68
15	0+280	73.73	2947.99	2949.87	2950.18	0.004944	1.88	2.89	35.44	11.68	55.47	0.78
14	0+260	73.73	2947.86	2949.65	2950.01	0.004879	1.79	2.79	32.52	17.28	52.52	0.77
13	0+240	73.73	2947.83	2949.73	2949.88	0.002388	1.9	2.07	53.87	15.04	94.68	0.55
12	0+220	73.73	2947.65	2949.45	2949.79	0.005625	1.8	2.93	32.84	14.24	50.13	0.82
11	0+200	73.73	2947.54	2949.25	2949.62	0.005549	1.71	2.91	31.15	16.32	45.98	0.82
10	0+180	73.73	2947.33	2949.14	2949.47	0.005117	1.81	2.89	34.37	13.44	56.44	0.79
9	0+160	73.73	2947.1	2948.69	2949.03	0.005855	1.59	2.86	32.29	15.68	48.63	0.83
8	0+140	73.73	2946.78	2948.14	2948.52	0.006788	1.36	2.89	29.11	20.48	40.9	0.89
7	0+120	73.73	2946.51	2947.86	2948.27	0.006736	1.35	2.97	28.04	19.68	36.86	0.89
6	0+100	73.73	2946.22	2947.44	2947.76	0.007494	1.22	2.77	31.65	19.36	49.78	0.91
5	0+080	73.73	2946.01	2947.25	2947.59	0.006718	1.24	2.69	31.36	24.32	49.85	0.87
4	0+060	73.73	2945.66	2946.9	2947.26	0.00689	1.24	2.85	30.03	20.96	43.66	0.89
3	0+040	73.73	2945.14	2946.59	2946.96	0.006071	1.45	2.92	30.35	17.28	42.76	0.85
2	0+020	73.73	2944.29	2945.75	2946.14	0.006944	1.46	2.97	28.87	18.4	39.11	0.9
1	0+000	73.73	2942.63	2944.49	2944.94	0.008825	1.86	3	25.02	23.72	28.25	0.98

Tabla A.33: Características Hidráulicas del flujo en el río Quegra "Hic Ras 4,10" $Q=83.14 \text{ m}^3/\text{s}$ - $TR = 100 \text{ AÑOS}$

Sección	Progresiva KM	Caudal (m^3/s)	Cota Fondo m.s.n.m	Cota Espejo m.s.n.m	Cota E.Crit. (m)	Cota. L.E. (m)	E.G. Slope (m/m)	Tirante m	Velocidad (m/s)	Area (m^2)	Ancho del cauce		Espejo (m)	Num. Froude
											m	m		
81	1+586	83	2978.09	2980.09	2980.09	2980.63	0.006363	2	3.39	27.78	14.88	28.1	0.89	
80	1+580	83.14	2977.77	2979.87	2979.87	2980.41	0.00656	2.1	3.43	27.77	14.24	28.47	0.9	
79	1+560	83.14	2977.18	2979.42	2979.42	2979.83	0.005089	2.24	3.11	33.83	13.28	41.94	0.8	
78	1+540	83.14	2976.68	2978.84	2978.6	2979.18	0.003526	2.16	2.82	36.98	13.12	42.59	0.68	
77	1+520	83.14	2976.31	2978.69	2978.69	2979.09	0.004644	2.38	3.05	35.09	13.92	47.88	0.77	
76	1+500	83.14	2975.77	2978.15	2978.15	2978.56	0.004567	2.38	3.06	34.76	13.44	46.51	0.75	
75	1+480	83.14	2975.34	2977.52	2977.52	2977.77	0.00433	2.18	2.72	47.57	12.16	88.24	0.72	
74	1+460	83.14	2974.57	2976.41	2976.41	2976.64	0.006023	1.84	2.68	45.29	13.28	88.15	0.82	
73	1+440	83.14	2973.93	2975.86	2975.86	2976.15	0.00471	1.93	2.79	42.21	13.92	69.2	0.76	
72	1+420	83.14	2973.29	2974.91	2974.91	2975.18	0.005983	1.62	2.87	41.73	13.12	75.04	0.84	
71	1+400	83.14	2972.66	2973.97	2973.97	2974.18	0.007935	1.31	2.59	43.41	15.04	90.26	0.91	
70	1+380	83.14	2971.84	2973.71	2973.71	2974	0.004258	1.87	2.73	42.46	15.52	71	0.73	
69	1+360	83.14	2970.94	2973.07	2973.07	2973.39	0.005591	2.13	3.02	38.41	11.68	57.69	0.81	
68	1+340	83.14	2970.42	2972.18	2972.18	2972.46	0.005239	1.76	2.87	42.4	11.68	70.24	0.8	
67	1+320	83.14	2969.65	2971.25	2971.25	2971.55	0.005937	1.6	3.01	40.3	11.2	67.24	0.85	
66	1+300	83.14	2968.64	2970.36	2970.36	2970.61	0.005325	1.72	2.79	45.93	12	88.84	0.79	
65	1+280	83.14	2968.18	2969.58	2969.58	2969.8	0.005755	1.4	2.61	47.44	14.56	98.12	0.81	
64	1+260	83.14	2967.66	2968.77	2968.77	2968.95	0.007244	1.11	1.98	45.11	12.81	85.77	0.82	
63	1+240	83.14	2967.19	2968.55	2968.55	2968.8	0.008547	1.36	2.68	39.96	15.52	77.36	0.94	
62	1+220	83.14	2966.23	2968.1	2968.1	2968.43	0.004785	1.87	2.9	40.16	14.24	66.59	0.77	
61	1+200	83.14	2965.4	2967.3	2967.3	2967.69	0.004972	1.9	3.01	35.15	15.2	48.81	0.79	
60	1+180	83.14	2964.92	2966.7	2966.7	2967.13	0.005442	1.78	3.05	32.08	17.44	42.51	0.82	
59	1+160	83.14	2964.4	2966.24	2966.24	2966.72	0.0066	1.84	3.13	29.12	19.84	35.38	0.89	
58	1+140	83.14	2963.73	2965.72	2965.72	2966.14	0.005688	1.99	3.04	32.79	17.28	44.16	0.83	
57	1+120	83.14	2963.06	2965.02	2965.02	2965.34	0.004807	1.96	2.87	40.82	14.08	67.8	0.77	
56	1+100	83.14	2962.41	2964.4	2964.4	2964.62	0.004827	1.99	2.66	48.4	11.84	91.74	0.75	
55	1+080	83.14	2962.02	2963.98	2963.98	2964.21	0.004349	1.96	2.6	47.75	14.56	88.97	0.72	
54	1+060	83.14	2962.02	2963.71	2963.71	2963.94	0.00463	1.69	2.6	47.31	14.72	87.99	0.74	
53	1+040	83.14	2961.17	2963.5	2963.5	2963.75	0.003368	2.33	2.59	48.42	13.6	88.82	0.64	
52	1+020	83.14	2960.73	2963.38	2963.38	2963.63	0.003483	2.65	2.55	48.36	14.88	89.83	0.65	
51	1+000	83.14	2960.38	2962.75	2962.75	2963.18	0.004872	2.37	3.06	33.31	15.2	46.1	0.78	
50	0+980	83.14	2959.74	2962.27	2962.27	2962.65	0.004228	2.53	3.05	37.19	11.68	53.45	0.72	
49	0+960	83.14	2959.23	2961.45	2961.45	2961.87	0.004482	2.22	3.08	34.73	13.44	48.39	0.76	
48	0+940	83.14	2958.6	2960.64	2960.64	2961	0.004667	2.04	2.98	39.07	13.92	66.13	0.77	
47	0+920	83.14	2958.27	2960.11	2960.11	2960.34	0.004776	1.84	2.69	47.35	12.16	86.32	0.75	
46	0+900	83.14	2957.67	2959.31	2959.31	2959.53	0.006448	1.64	2.69	44.68	11.43	84.87	0.83	
45	0+880	83.14	2957.28	2958.96	2958.96	2959.27	0.006354	1.68	2.92	38.23	14.24	61.2	0.85	
44	0+860	83.14	2956.52	2958.44	2958.44	2958.84	0.005085	1.92	3	33.95	16.48	47.85	0.79	
43	0+840	83.14	2956.13	2958.03	2958.03	2958.43	0.005323	1.9	3.01	34	16.48	48.03	0.81	
42	0+820	83.14	2955.66	2957.25	2957.25	2957.59	0.007006	1.59	2.96	35.57	15.68	54.39	0.9	
41	0+800	83.14	2955.29	2956.68	2956.68	2957.03	0.0071	1.39	2.98	35.06	15.52	52.81	0.91	
40	0+780	83.14	2954.59	2956.09	2956.09	2956.36	0.00691	1.5	2.91	39.89	12	69.9	0.89	
39	0+760	83.14	2953.64	2955.18	2955.18	2955.5	0.006297	1.54	3.04	38.66	12.64	64.13	0.87	
38	0+740	83.14	2953.53	2954.44	2954.44	2954.66	0.009161	0.91	2.6	42.09	13.76	91.71	0.97	

37	0.720	83.14	2953.09	2954.14	2954.14	2954.41	0.009472	1.05	2.8	38.45	12.96	75.26	0.99
36	0*400	83.14	2952.69	2953.91	2953.85	2954.15	0.005984	1.22	2.59	41.42	16.16	66.67	0.82
35	0*60	83.14	2952.36	2953.8	2953.74	2954.04	0.005279	1.44	2.58	43.14	16.16	70.59	0.78
34	0*800	83.14	2952.21	2953.67	2953.67	2953.94	0.005486	1.46	2.77	42.82	14.56	75.8	0.81
33	0*840	83.14	2951.85	2953.42	2953.42	2953.74	0.005203	1.57	2.84	39.63	16.16	65.51	0.8
32	0*820	83.14	2951.44	2953.36	2953.24	2953.61	0.003407	1.92	2.5	44.28	16.96	64.31	0.86
31	0*600	83.14	2951.25	2953.25	2953.25	2953.53	0.003974	2	2.72	45.27	14.08	83.29	0.77
30	0*500	83.14	2951.08	2952.89	2952.89	2953.15	0.005169	1.81	2.82	44.38	12	80.25	0.78
29	0*560	83.14	2950.89	2952.89	2952.49	2952.6	0.001703	1.9	1.8	64.21	15.2	82.98	0.47
28	0*40	83.14	2950.35	2952.46	2952.46	2952.57	0.001483	2.11	1.78	69.19	15.84	96.66	0.44
27	0*20	83.14	2950.11	2952.4	2952.4	2952.53	0.001947	2.29	1.94	62.45	15.68	91.52	0.49
26	0*500	83.14	2949.8	2952.34	2952.16	2952.49	0.001824	2.54	2.02	59.61	14.88	83.44	0.48
25	0*80	83.14	2949.68	2952.16	2952.16	2952.43	0.004308	2.48	2.74	45.95	12.16	83.06	0.71
24	0*80	83.14	2949.59	2951.96	2951.96	2952.27	0.004007	2.37	2.66	40.3	18.24	70.91	0.7
23	0*40	83.14	2949.38	2951.25	2951.15	2951.89	0.007231	1.87	3.56	23.36	15.4	15.4	0.92
22	0*420	83.14	2949.2	2951.43	2951.7	2951.7	0.002589	2.23	2.29	37.09	22.38	31.09	0.57
21	0*00	83.14	2948.84	2950.85	2950.85	2951.57	0.00654	2.01	3.75	22.15	15.48	15.48	1.0
20	0*000	83.14	2948.65	2951.05	2950.4	2950.8	0.004881	2.09	3.08	35.1	12.8	50.37	0.77
19	0*480	83.14	2948.51	2950.97	2950.97	2951.34	0.002709	2.4	2.47	37.16	18.4	39.82	0.59
18	0*40	83.14	2948.4	2950.38	2950.38	2951.15	0.00859	1.98	3.89	21.36	13.97	13.97	1.0
17	0*20	83.14	2948.31	2950.4	2950.4	2950.8	0.004881	2.09	3.08	35.1	12.8	50.37	0.77
16	0*300	83.14	2948.18	2950.09	2950.09	2950.36	0.004391	1.91	2.64	38.02	11.36	43.44	0.73
15	0*260	83.14	2947.99	2949.93	2949.93	2950.26	0.004996	1.94	2.99	38.85	11.68	57.56	0.79
14	0*300	83.14	2947.86	2949.73	2949.73	2950.09	0.00473	1.87	2.86	36.96	17.28	57.87	0.77
13	0*340	83.14	2947.83	2949.62	2949.62	2949.96	0.002015	1.99	1.99	62.9	15.04	95.41	0.51
12	0*220	83.14	2947.65	2949.53	2949.53	2949.88	0.005402	1.88	2.98	36.88	14.24	53.48	0.81
11	0*260	83.14	2947.54	2949.33	2949.33	2949.71	0.005369	1.79	2.98	35.02	16.32	49.64	0.81
10	0*260	83.14	2947.33	2949.21	2949.21	2949.55	0.005032	1.88	2.97	38.57	13.44	61.18	0.79
9	0*260	83.14	2947.1	2948.75	2948.75	2949.11	0.005948	1.65	2.98	35.28	15.68	50.79	0.85
8	0*140	83.14	2946.78	2948.21	2948.21	2948.61	0.006643	1.43	2.98	32.21	20.48	43.32	0.89
7	0*120	83.14	2946.51	2947.94	2947.94	2948.37	0.006525	1.43	3.06	31.11	19.68	38.97	0.86
6	0*100	83.14	2946.22	2947.5	2947.5	2947.84	0.007592	1.28	2.89	34.34	19.36	51.35	0.92
5	0*180	83.14	2946.01	2947.32	2947.32	2947.67	0.006543	1.31	2.77	34.7	24.32	52.12	0.87
4	0*80	83.14	2945.66	2946.97	2946.97	2947.35	0.006633	1.31	2.93	33.36	20.96	45.96	0.88
3	0*40	83.14	2945.14	2946.66	2946.66	2947.06	0.005988	1.52	3.02	33.58	17.28	45.28	0.85
2	0*020	83.14	2944.29	2945.83	2945.83	2946.23	0.006669	1.54	3.05	32.08	18.4	41.2	0.89
1	0*000	83.14	2942.63	2944.58	2944.58	2945.05	0.00878	1.95	3.07	27.7	23.72	30.25	0.99

ANEXO B

FIGURAS (B.1-B.13): Planilla, Histogramas, Regresión múltiple.

FIGURAS (B.14- B.22): Simulación hidrológica en el programa HEC-HMS 4.0 para periodos de retorno 25, 50, 100 años

FIGURAS (B.23- B.31): Simulación Hidráulica en el programa HEC-RAS 4.1 para periodos de retorno 25, 50, 100 años

FIGURAS (B.32- B.37): Fase de campo (Recopilación de precipitaciones máximas diarias, Levantamiento topográfico y otros.)

FIGURAS (B.1-B.13): Planilla, Histogramas, Regresión múltiple.

PROCESADO

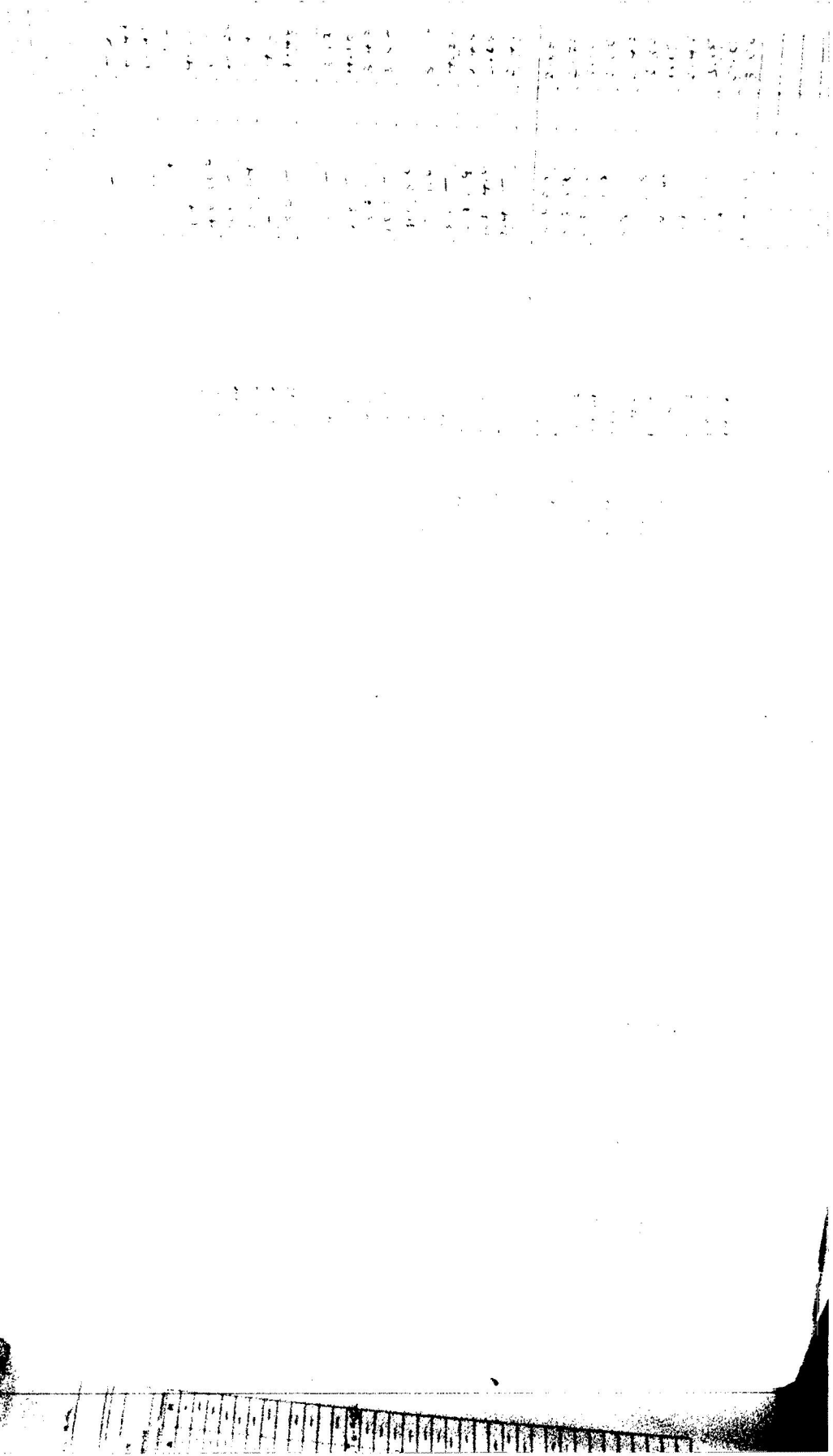


Figura B.1: Planilla climatológica

Figura B.2 : Histograma de la Estación Cuchoquesera

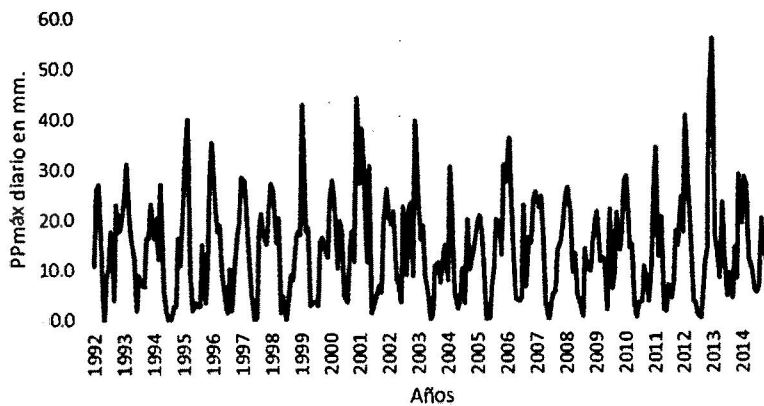


Figura B.3: Histograma de la Estación Alpachaca

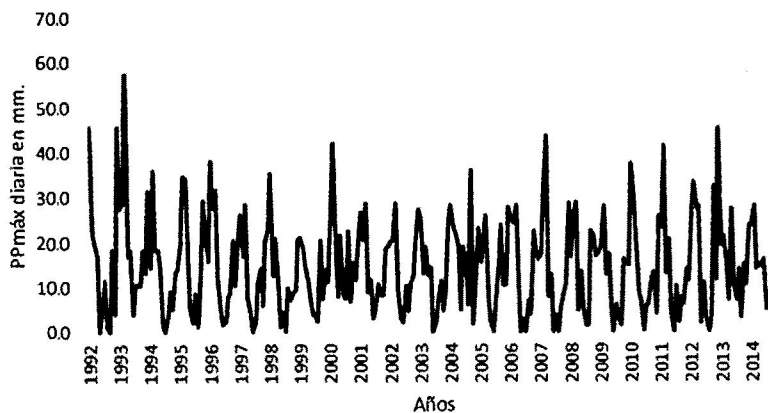


Figura B.4: Histograma de la Estación Tambillo

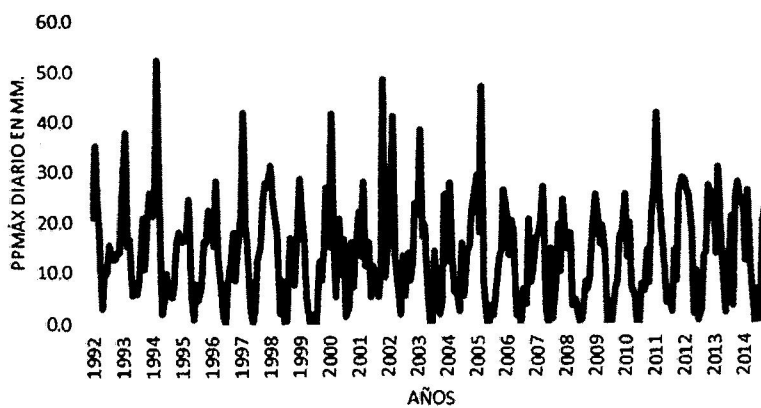
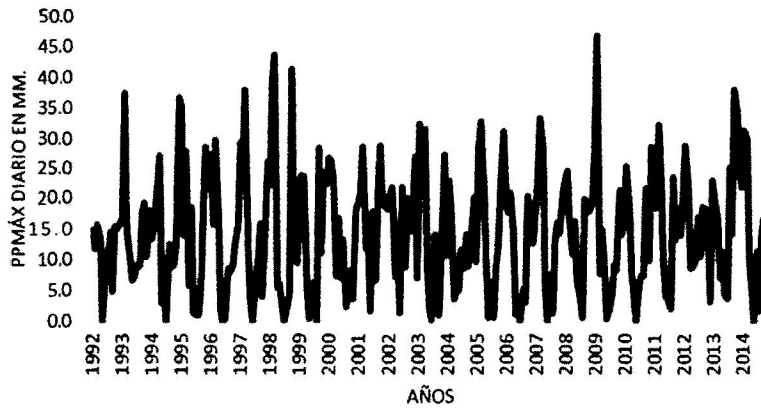


Figura B.5: Histograma de la Estación Quinua



Figuras resultado de regresión múltiple para determinar K,m,n

Figura B.6: Regresión T=2años

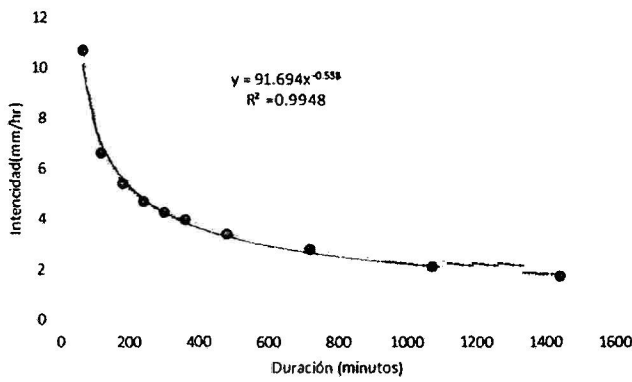


Figura B.7: Regresión T=5años

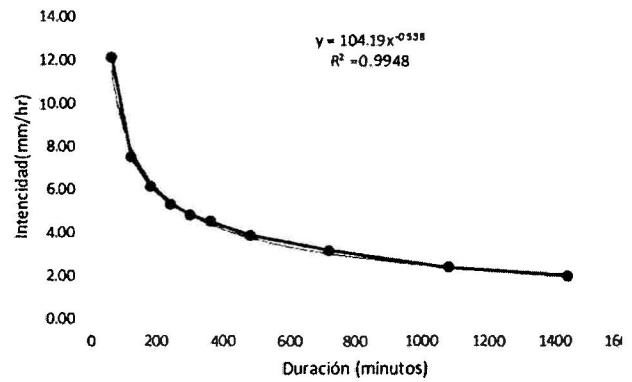


Figura B.8: Regresión T=10 años

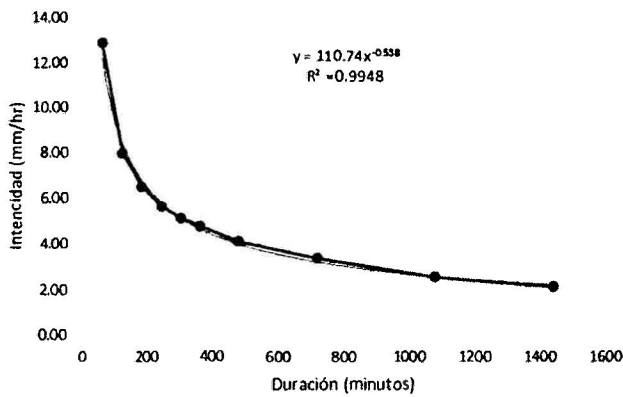


Figura B.9: Regresión T=25 años

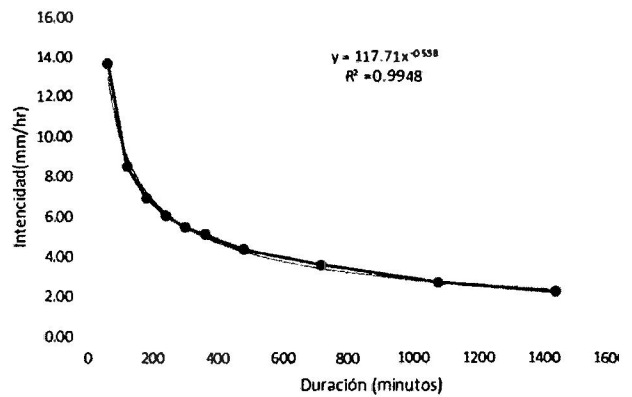


Figura B.10: Regresión T=50 años

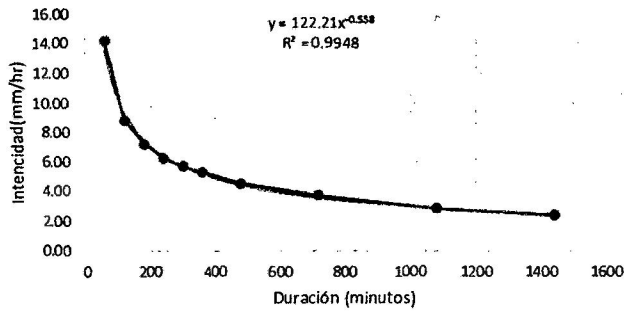


Figura B.11: Regresión T=100 años

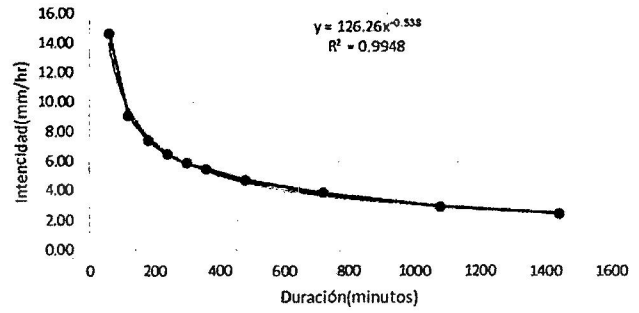


Figura B.12: Regresión T=200 años

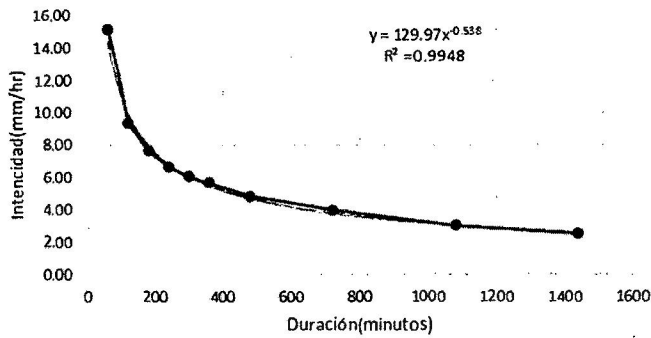
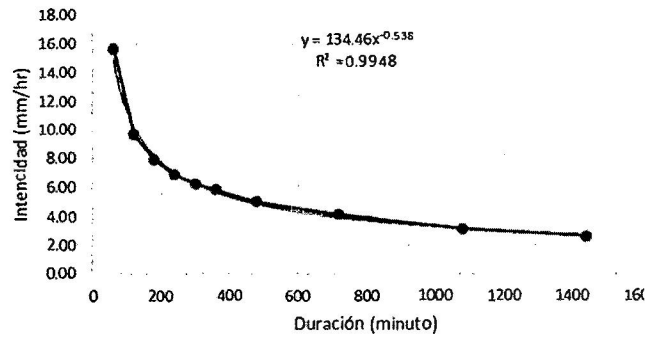


Figura B.13: Regresión T=500 años



FIGURAS (B.14- B.22): Simulación hidrológica en el programa HEC-HMS 4.0 para periodos de retorno 25, 50, 100 años

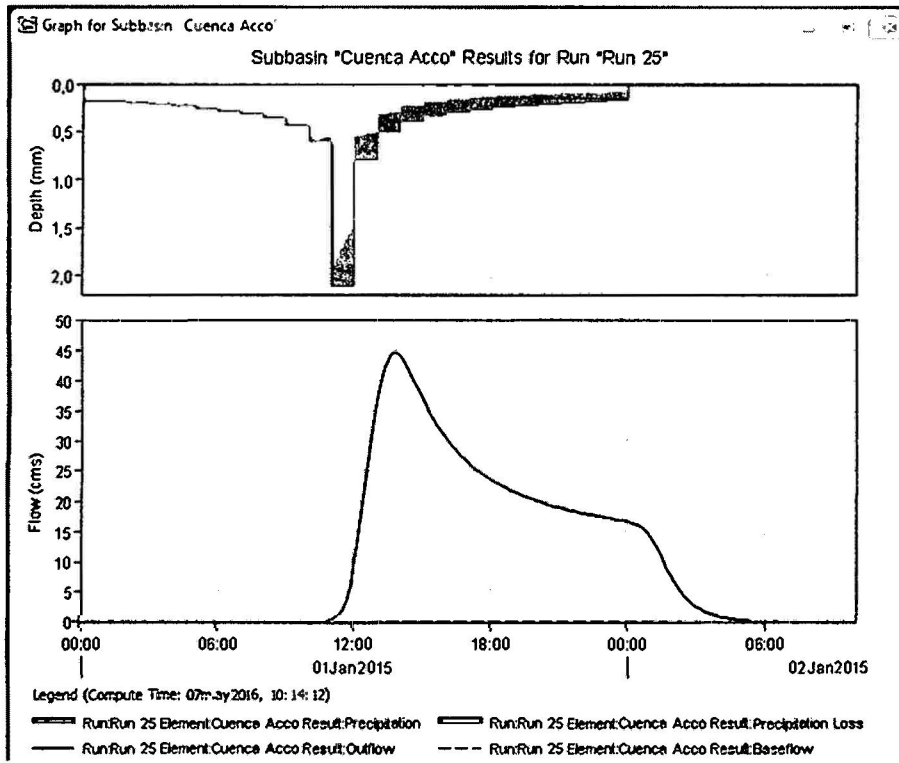


Figura B.14: Hidrograma a la salida de la cuenca Acco TR:25 años

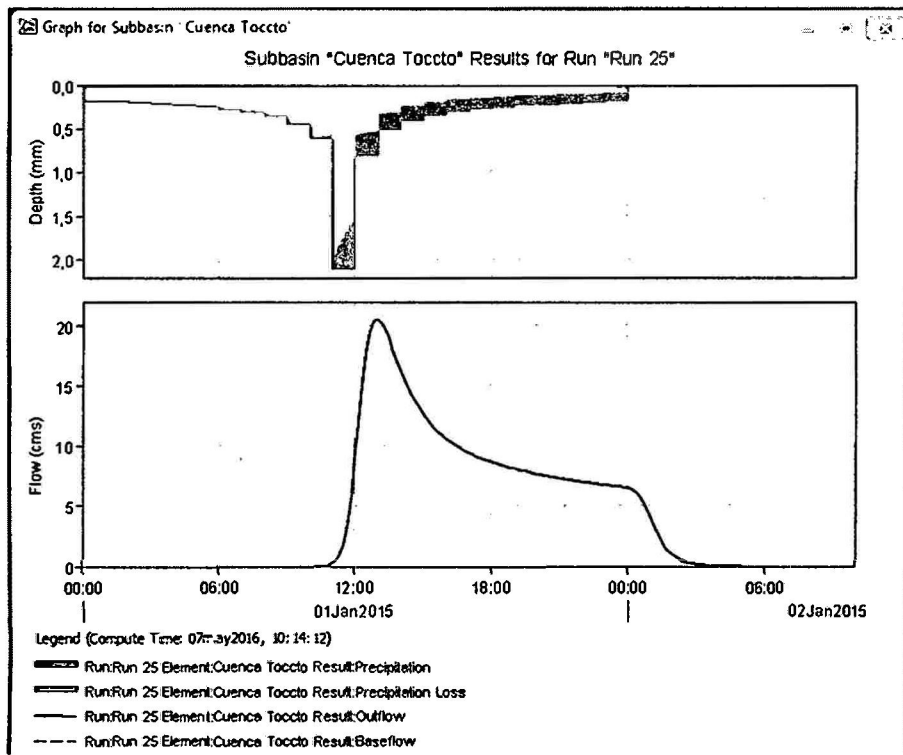


Figura B.15: Hidrograma a la salida de la cuenca Toccto TR: 25 años

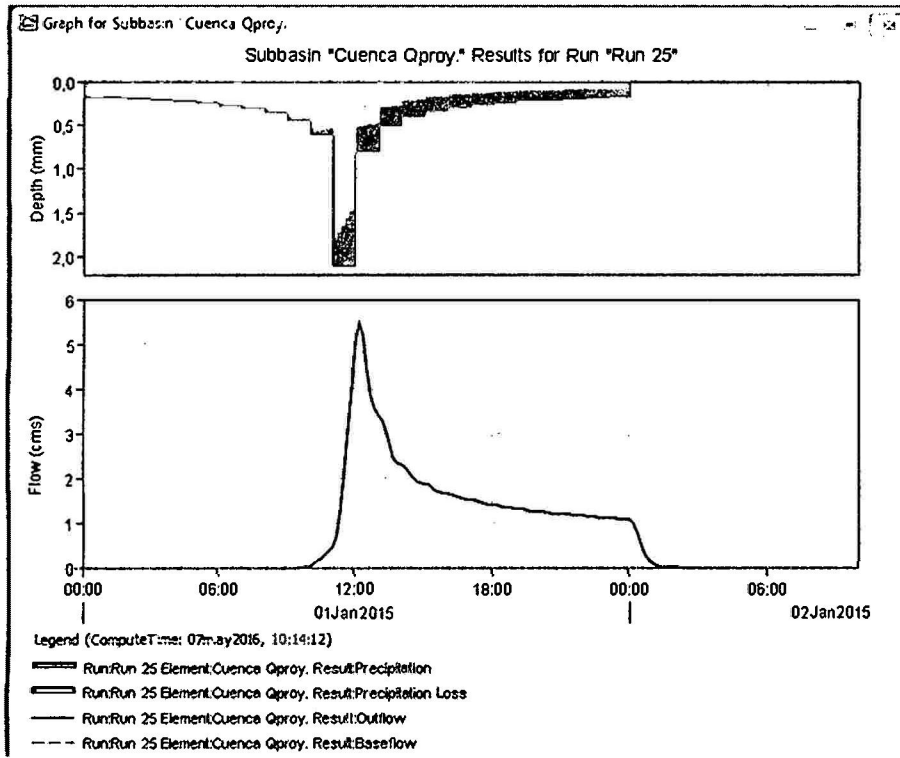


Figura B.16: Hidrograma a la salida de la cuenca Qprincipal TR: 25 años

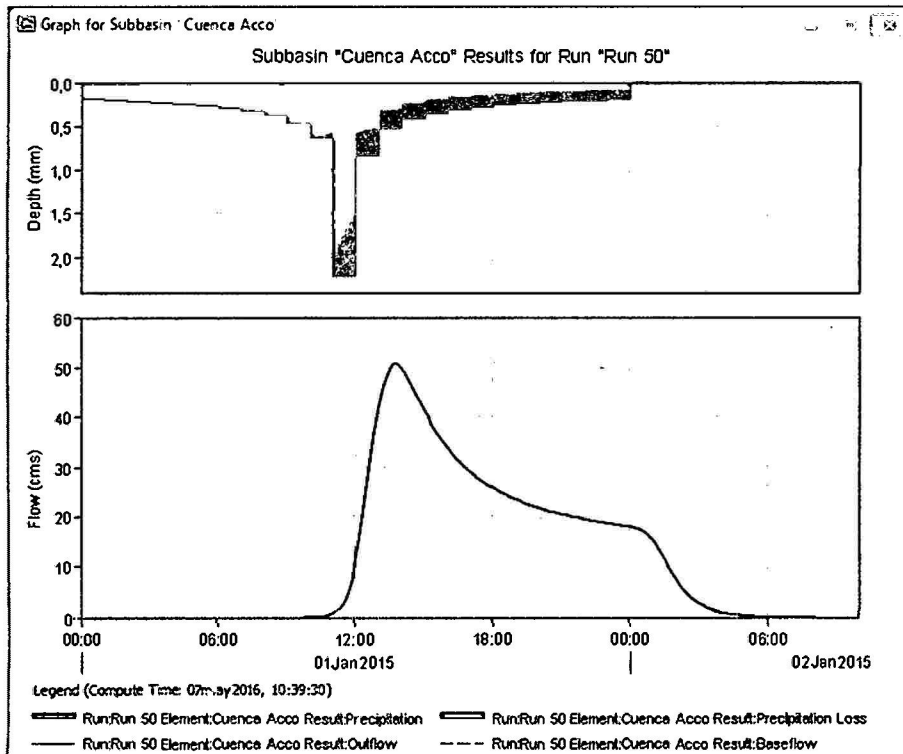


Figura B.17: Hidrograma a la salida de la cuenca Acco TR: 50 años

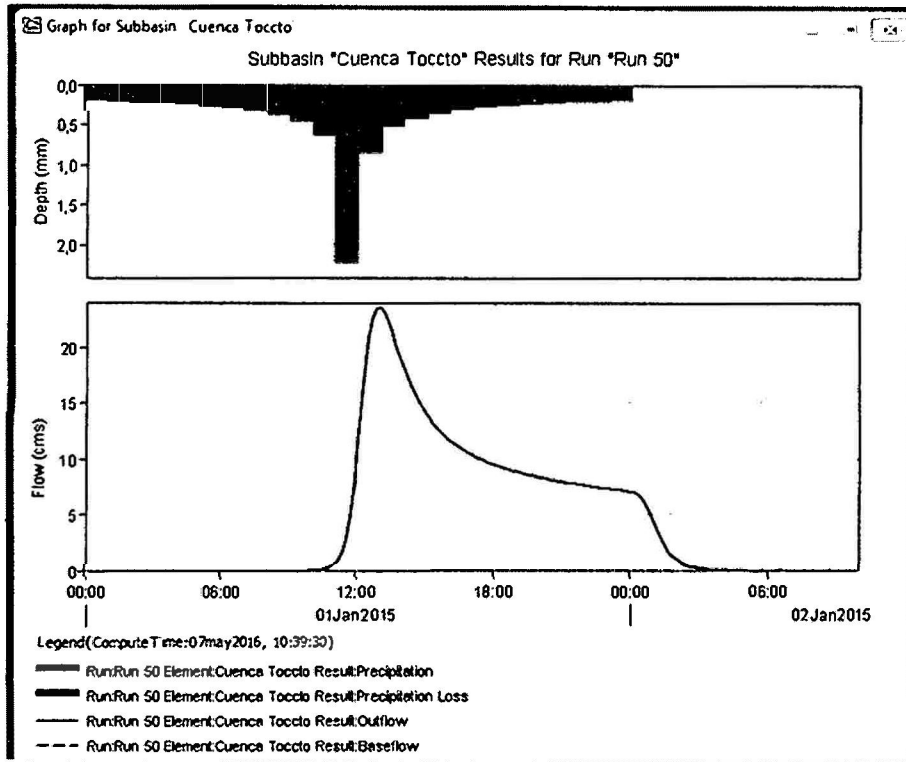


Figura B.18: Hidrograma a la salida de la cuenca Toccto TR: 50 años

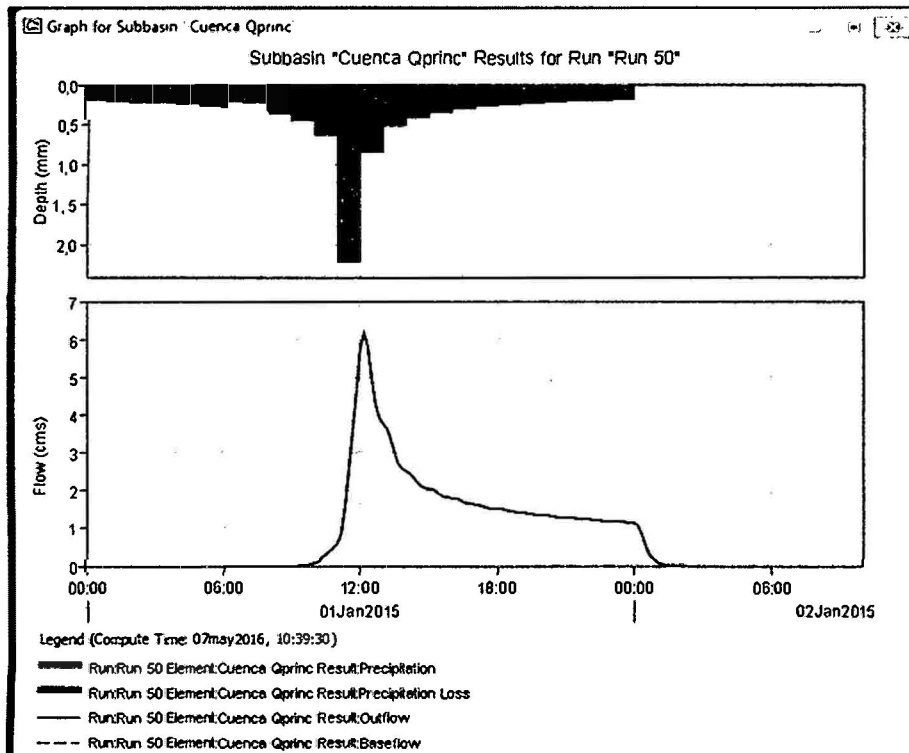


Figura B.19: Hidrograma a la salida de la cuenca Qprincipal TR: 50 años

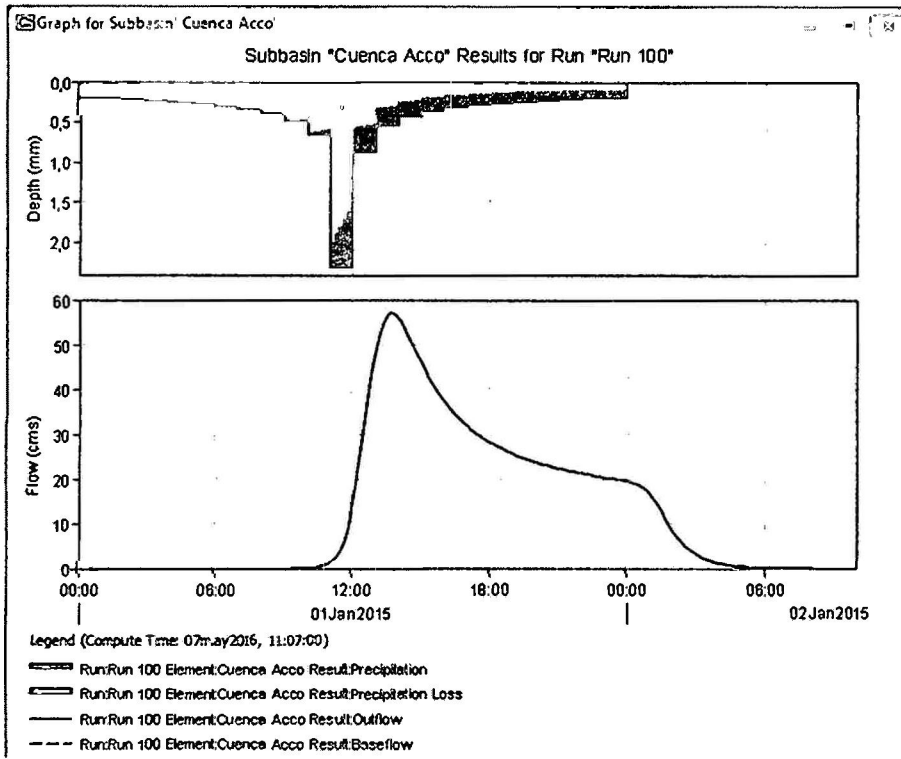


Figura B.20: Hidrograma a la salida de la cuenca Acco TR: 100 años

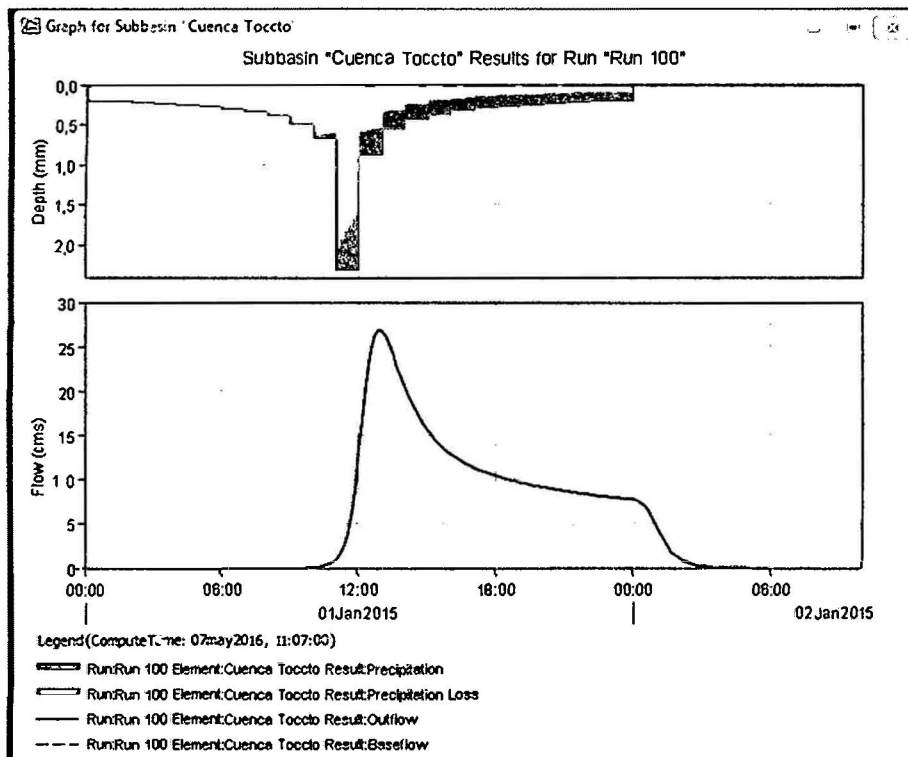


Figura B.21: Hidrograma a la salida de la cuenca Toccto TR: 100 años

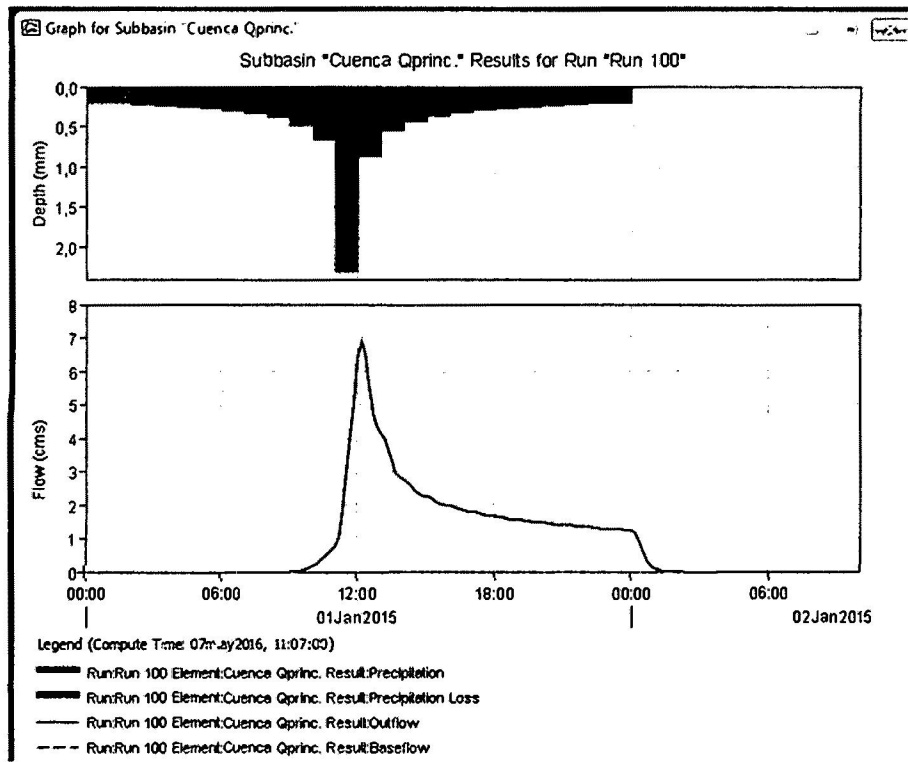


Figura B.22: Hidrograma a la salida de la cuenca Qprincipal TR: 100 años

**FIGURAS (B.23- B.31): Simulación Hidráulica en el programa HEC-RAS 4.1
para periodos de retorno 25, 50, 100 años**

Simulación hidráulica del río Qeqra en el programa HEC-RAS

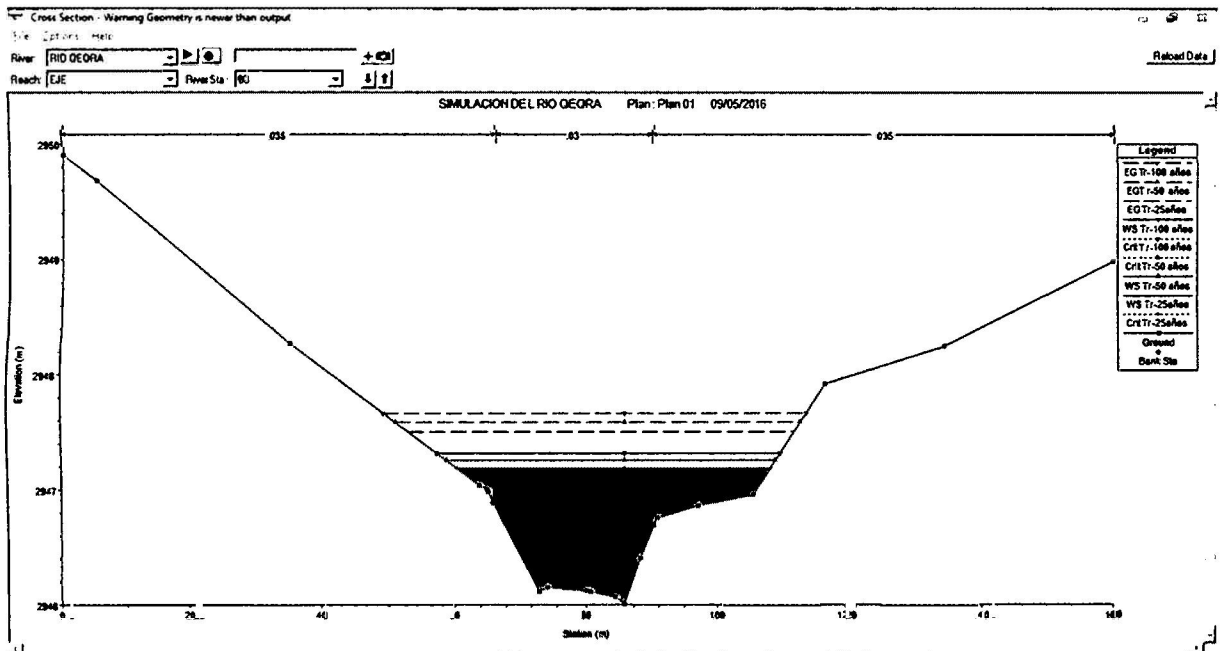


Figura B.23 : Sección transversal PROG KM: 0+080

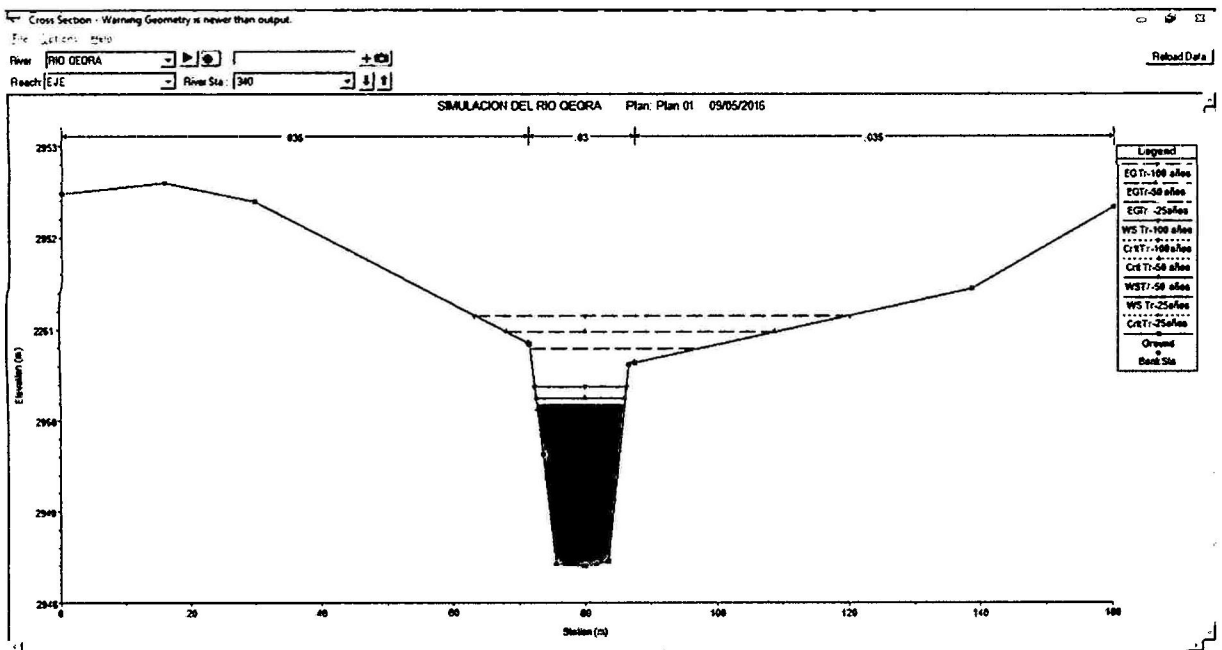


Figura B.24: Sección transversal PROG KM: 0+340

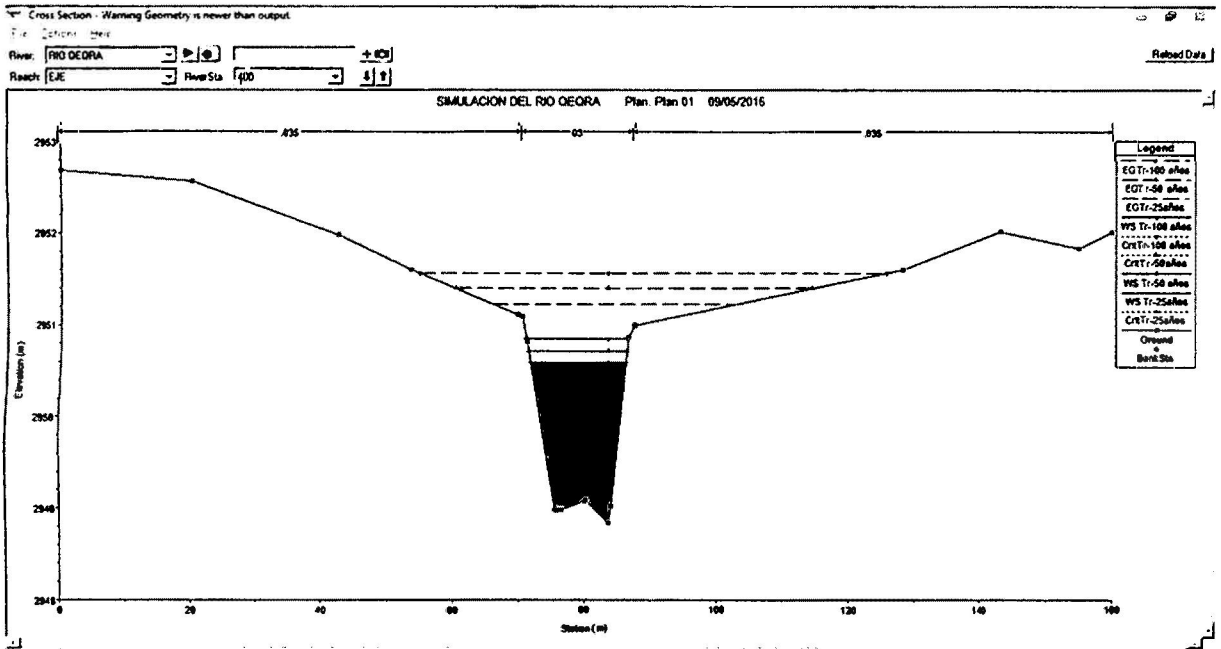


Figura B.25: Sección transversal PROG KM: 0+400

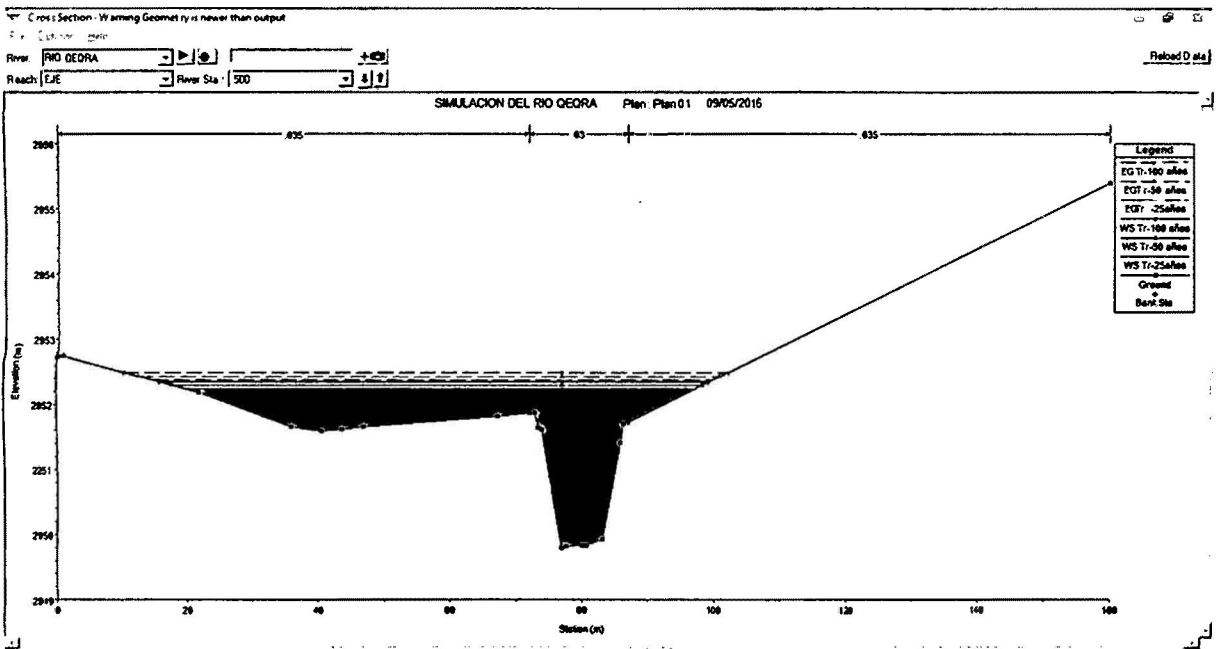


Figura B.26: Sección transversal PROG KM: 0+500

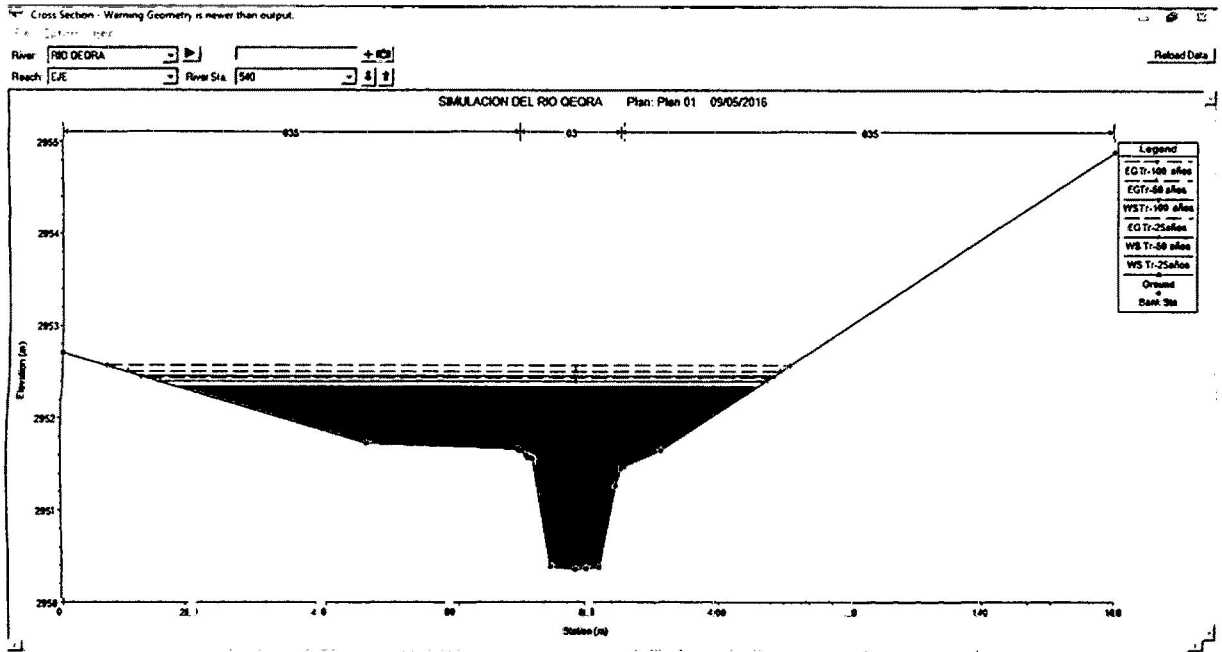


Figura B.27: Sección transversal PROG KM: 0+540

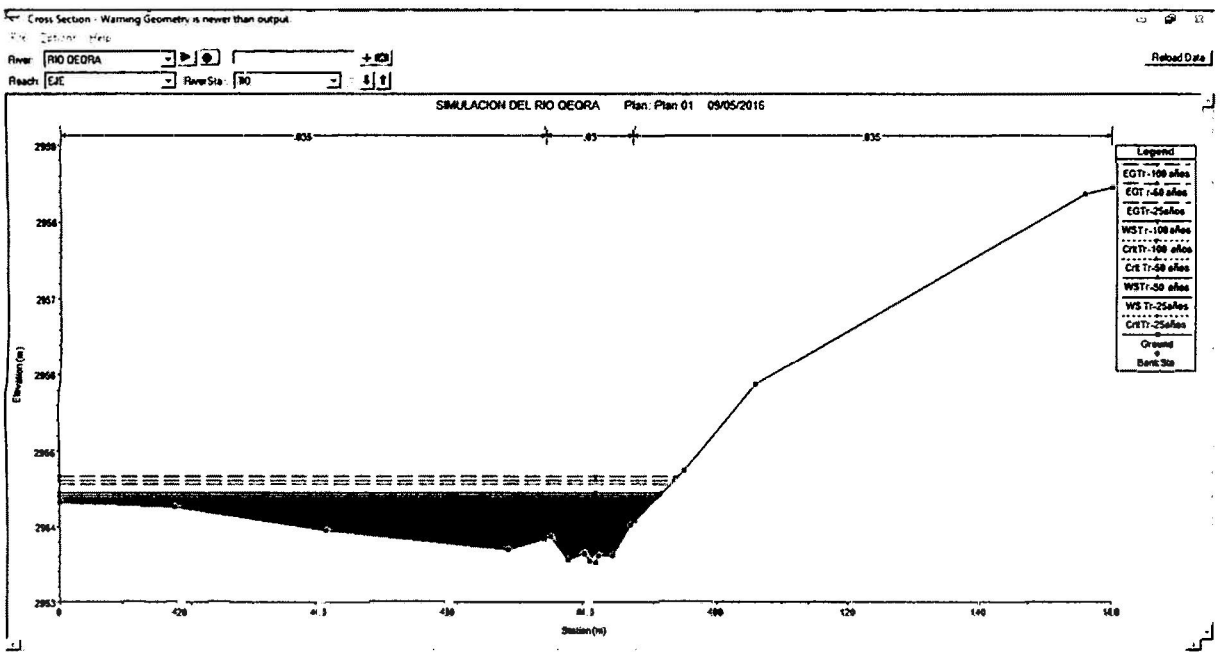


Figura B.28: Sección transversal PROG KM: 0+740

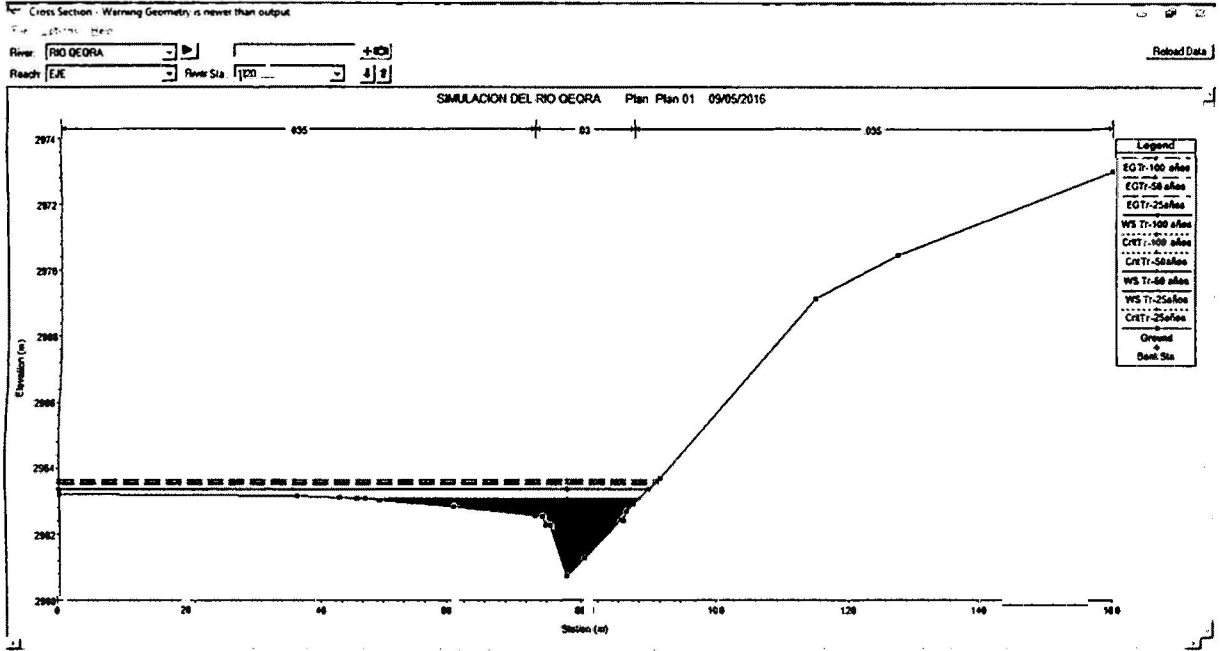


Figura B.29: Sección transversal PROG KM: 1+020

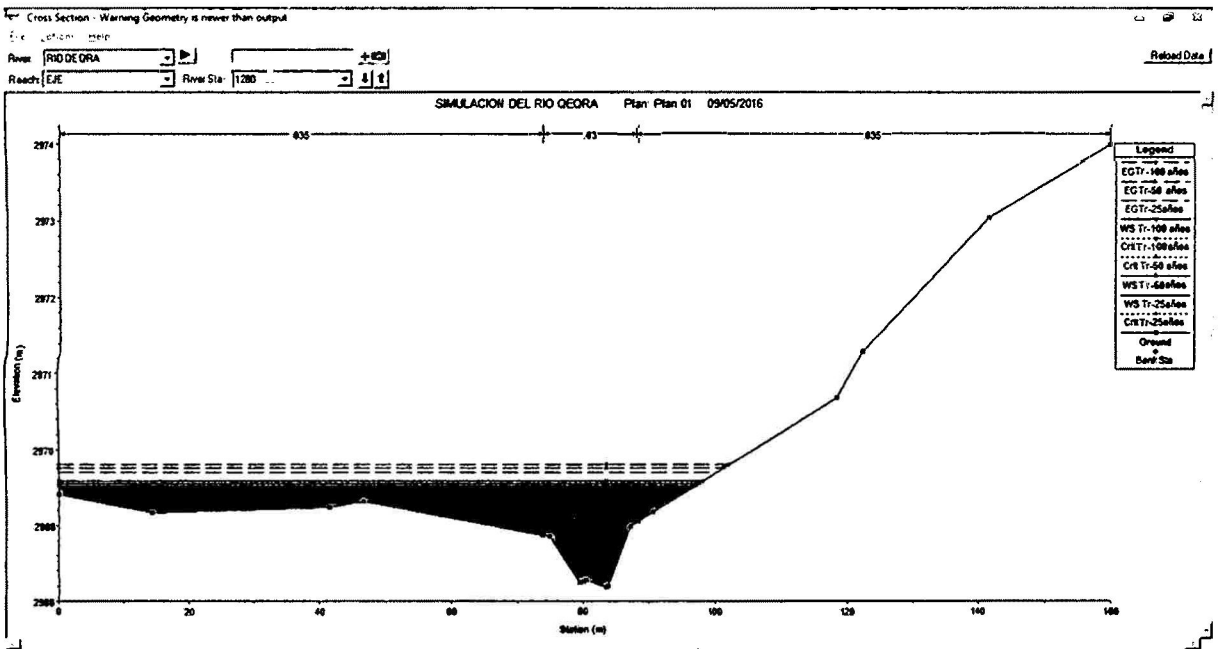


Figura B.30: Sección transversal PROG KM: 1+280

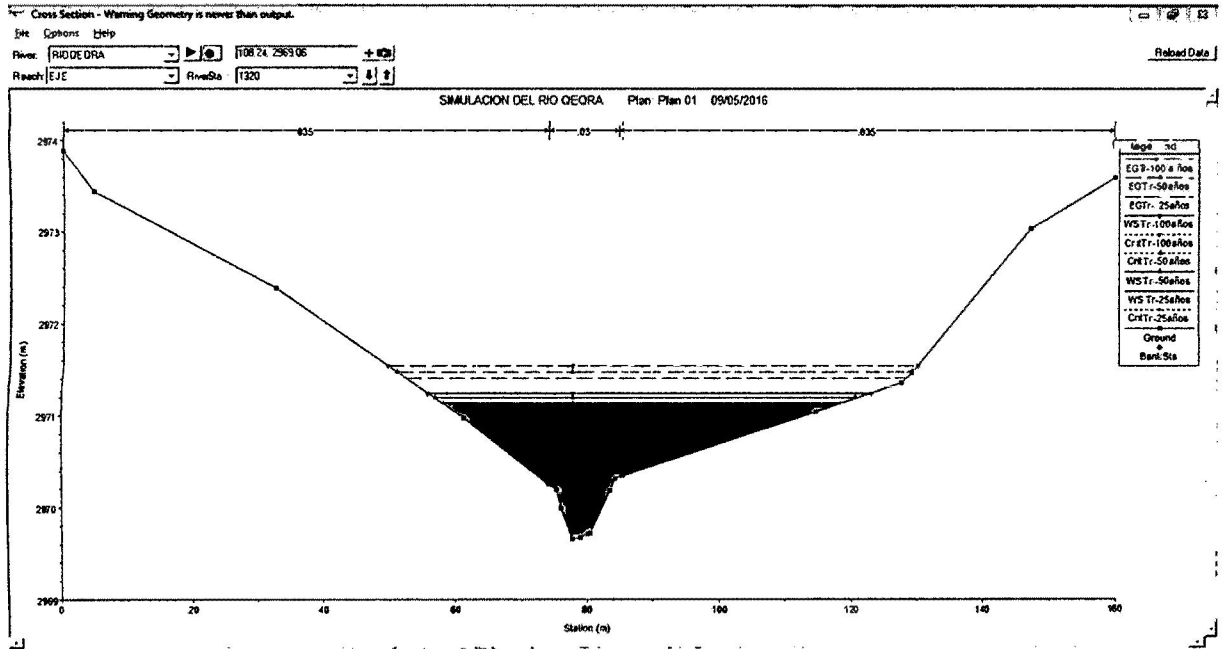


Figura B.31: Sección transversal PROG KM: 1+320

FIGURAS (B.32- B.37): Fase de campo (Recopilación de precipitaciones máximas diarias, Levantamiento topográfico y otros.)

ANEXOC

PLANO DE UBICACIÓN DEL PROYECTO (U-01)

PLANO DE DELIMITACION DE LA CUENCA QEQRA (D-C,02)

PLANO DE RED HIDROGRÁFICA (R-H,03)

PLANO DE SUB AREADO (S-A, 04)

PLANO DE PENDIENTES CUENCA QEQRA (M-P,05)

PLANO DE GRUPO HIDROLOGICO DE SUELO (G-HS, 06)

PLANO DE SUB CUENCAS PARA HEC-HMS (S-(HEC-HMS),07)

PLANO DE SECCIONES TRANSVERSALES Y NIVELES DE FLUJO
(ST-08).

PLANO PLANTA Y PERFIL DEL RIO QEQRA TR=25, 50, 100 AÑOS
Q=64.86m³/s, 73.73 m³/s, 83.14 m³/s PRG: KM: 0+000-1+586 (PP-09)



Figura B.32: Recopilación de precipitaciones máximas diarias año (2010-2014)



Figura B.33: Características físicas del río Qeqra para considerar el coeficiente de rugosidad



Figura B.34: Medida de los parámetros hidráulicos del caudal base



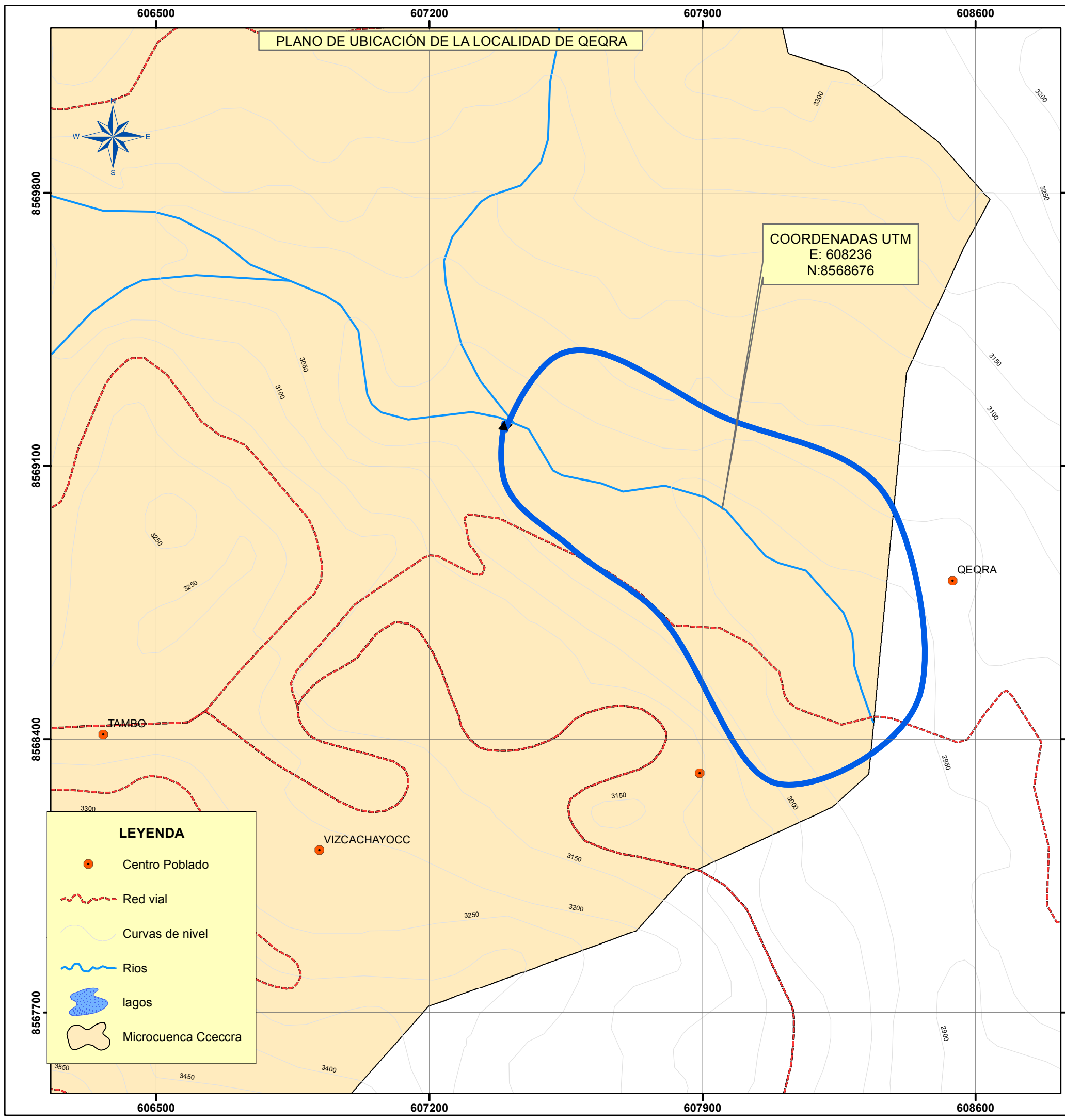
Figura B.35: Levantamiento topográfico del río Qeqra con el equipo Estación Total modelo TOPCON GTS-102N



Figura B.36: Cultivos a lo largo del margen derecho del río Qeqra



Figura B.37: Cultivos a lo largo del margen izquierdo del río Qeqra

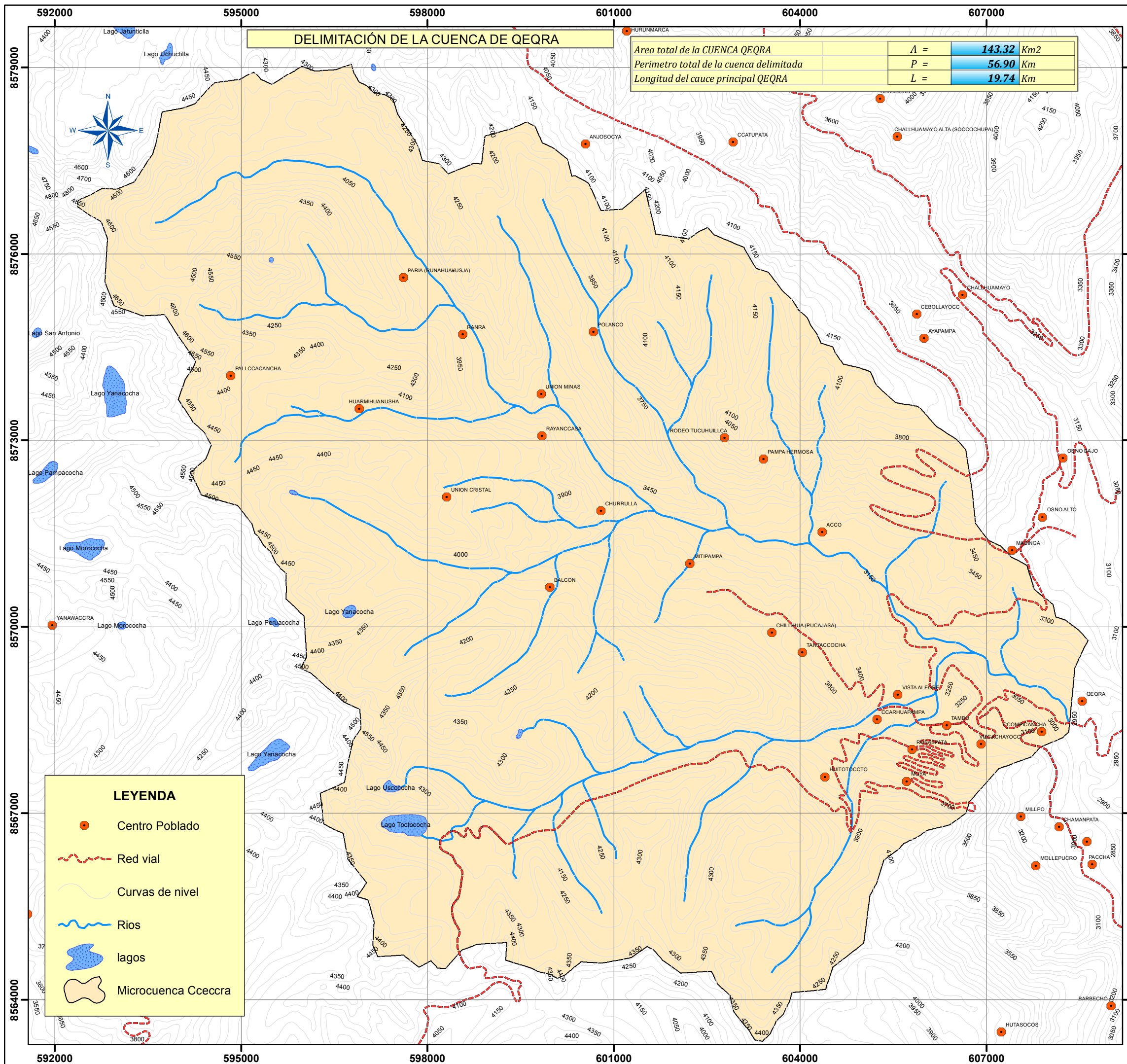


UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA

PROYECTO:
"ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA LA DETERMINACIÓN DE ZONAS INUNDABLES EN EL RIO QEQRA DEL DISTRITO DE TAMBO-LA MAR-AYACUCHO-2016"

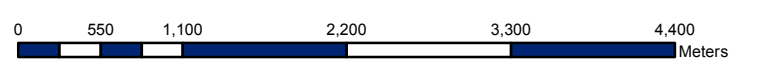
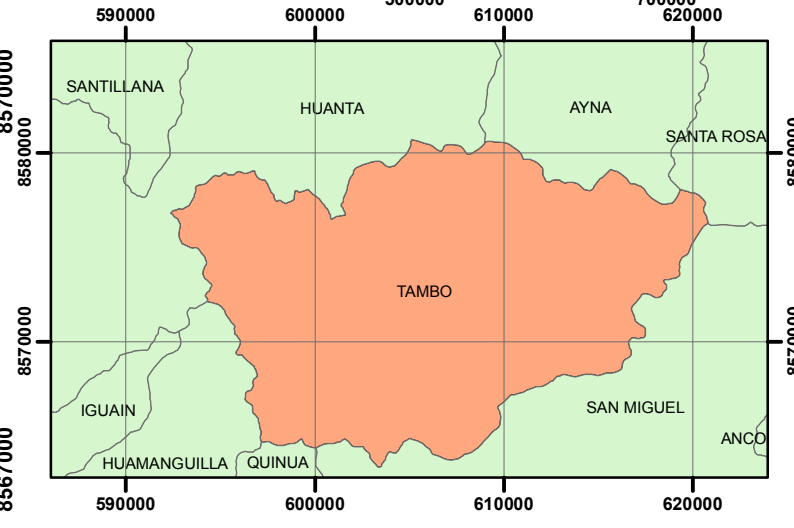
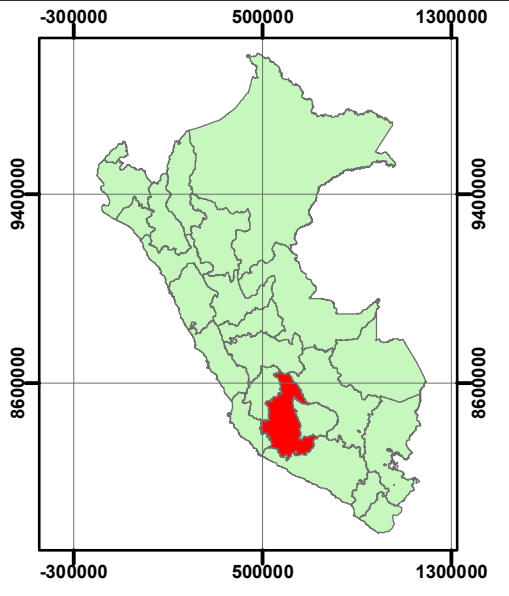
UBICACION		PLANO:	
DEPART. : AYACUCHO	WGS-1984	ZONA: 18S	
PROVINCIA : LA MAR	DISTRITO : TAMBO	CUADR: 26 fi	
LUGAR : QEQRA	UBICACIÓN DEL PROYECTO		
DISEÑO: M. Q. B.	DIBUJO: M. Q. B.	REVISADO: JURADOS	APROBADO: JURADOS
ESCALA: 1: 60,000		FECHA: MAYO 2016	

Lámina :
U 01

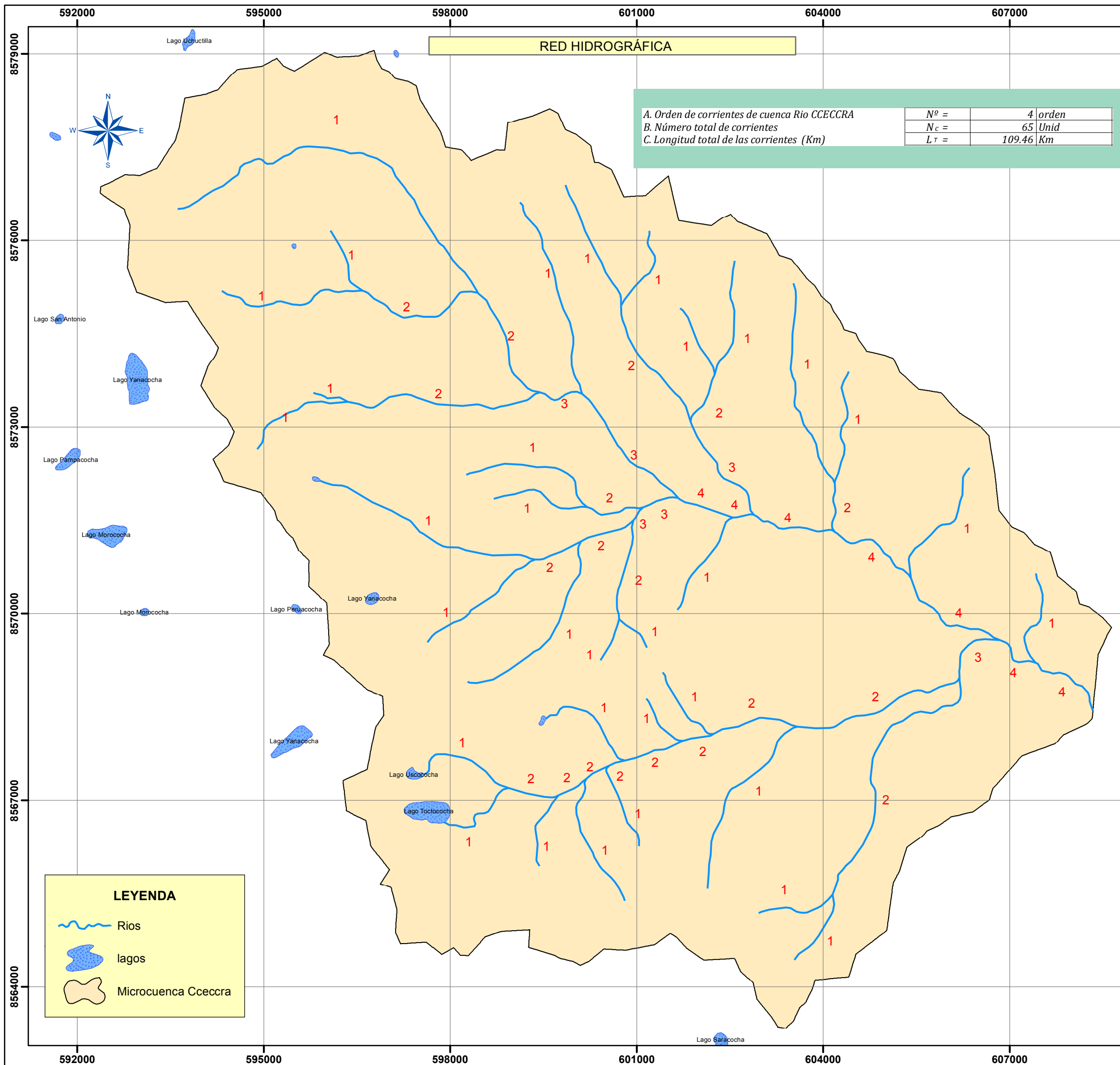


LEYENDA

- Centro Poblado
- Red vial
- Curvas de nivel
- Rios
- lagos
- Microcuenca Cceccra



		UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA		
PROYECTO: "ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA LA DETERMINACIÓN DE ZONAS INUNDABLES EN EL RIO QEQRA DEL DISTRITO DE TAMBO-LA MAR-AYACUCHO-2016"				
UBICACION:	DEPARTAMENTO : AYACUCHO	WGS-1984	PROYECTO :	Lámina : D-C 02
	PROVINCIA : LA MAR	ZONA: 18S		
	DISTRITO : TAMBO	CUADRO: 26.6		
	LUGAR : QEQRA			
ELABORADO:	REVISADO:	APROBADO:	FECHA:	
M.Q.B.	M.Q.B.	JURADOS	MAYO 2016	

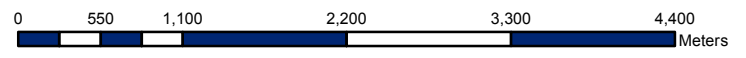
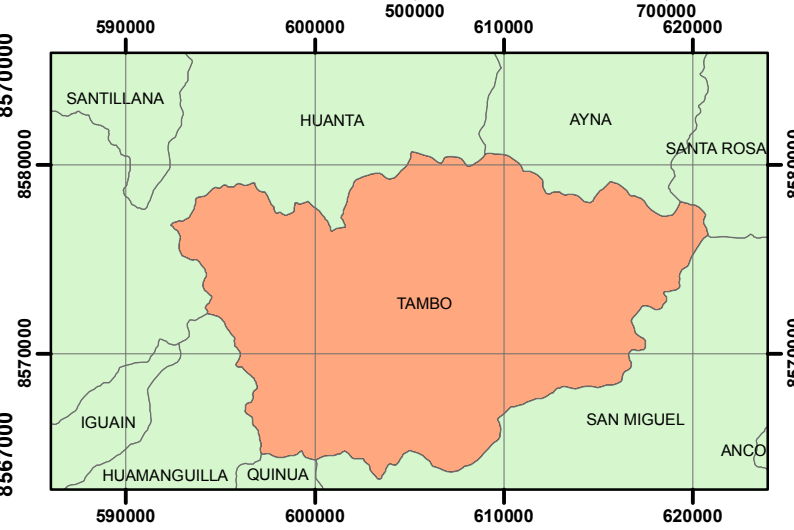
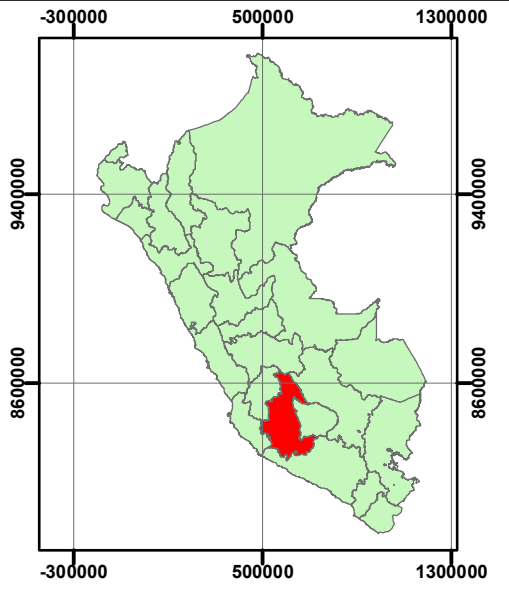


RED HIDROGRÁFICA

A. Orden de corrientes de cuenca Rio CCECCRA	Nº =	4	orden
B. Número total de corrientes	N _c =	65	Unid
C. Longitud total de las corrientes (Km)	L _r =	109.46	Km

LEYENDA

- Rios
- lagos
- Microcuenca Cceccra



		UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA		
PROYECTO: "ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA LA DETERMINACIÓN DE ZONAS INUNDABLES EN EL RÍO QEQRA DEL DISTRITO DE TAMBO-LA MAR-AYACUCHO-2016"				
UBICACION	DEPART.	WGS-1984	PLANO:	Lámina : R-H 03
PROVINCIA	AYACUCHO	ZONA: 18S	RED HIDROGRÁFICA	
DISTRITO	LA MAR	CUADR: 26 A		
LUGAR	TAMBO			
REVISOR:	ELABORADO:	REVISADO:	APROBADO:	ESCALA:
M. Q. B.	M. Q. B.	JURADOS	JURADOS	1:60,000
				FECHA:
				MAYO 2016

PLANO DE SUB AREADO

N°	ALTITUD	AREAS PARCIALES	
	m.s.n.m.	Km2	(%)
1	3112	2.240	1.56
2	3275	7.228	5.04
3	3437	7.213	5.03
4	3600	7.855	5.48
5	3763	9.815	6.85
6	3925	15.030	10.49
7	4087	29.110	20.31
8	4250	40.635	28.35
9	4412	19.178	13.38
10	4575	4.555	3.18
11	4734	0.400	0.28
12	4900	0.0625	0.04

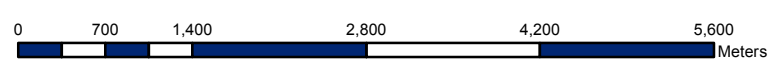
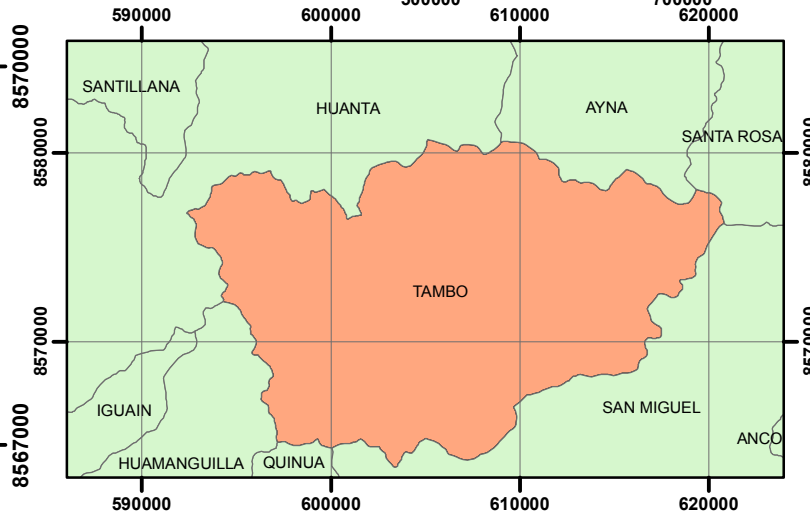
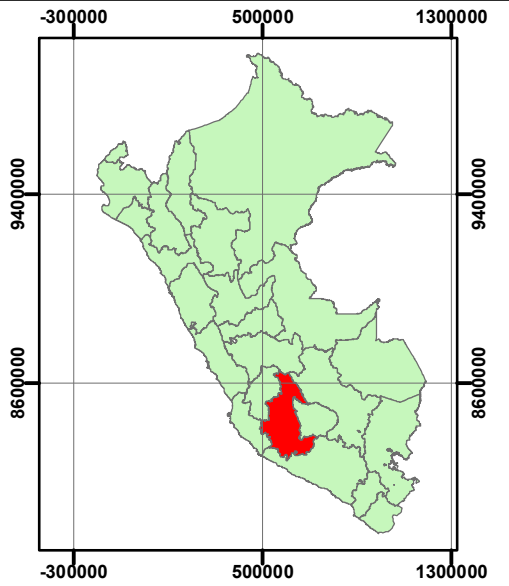
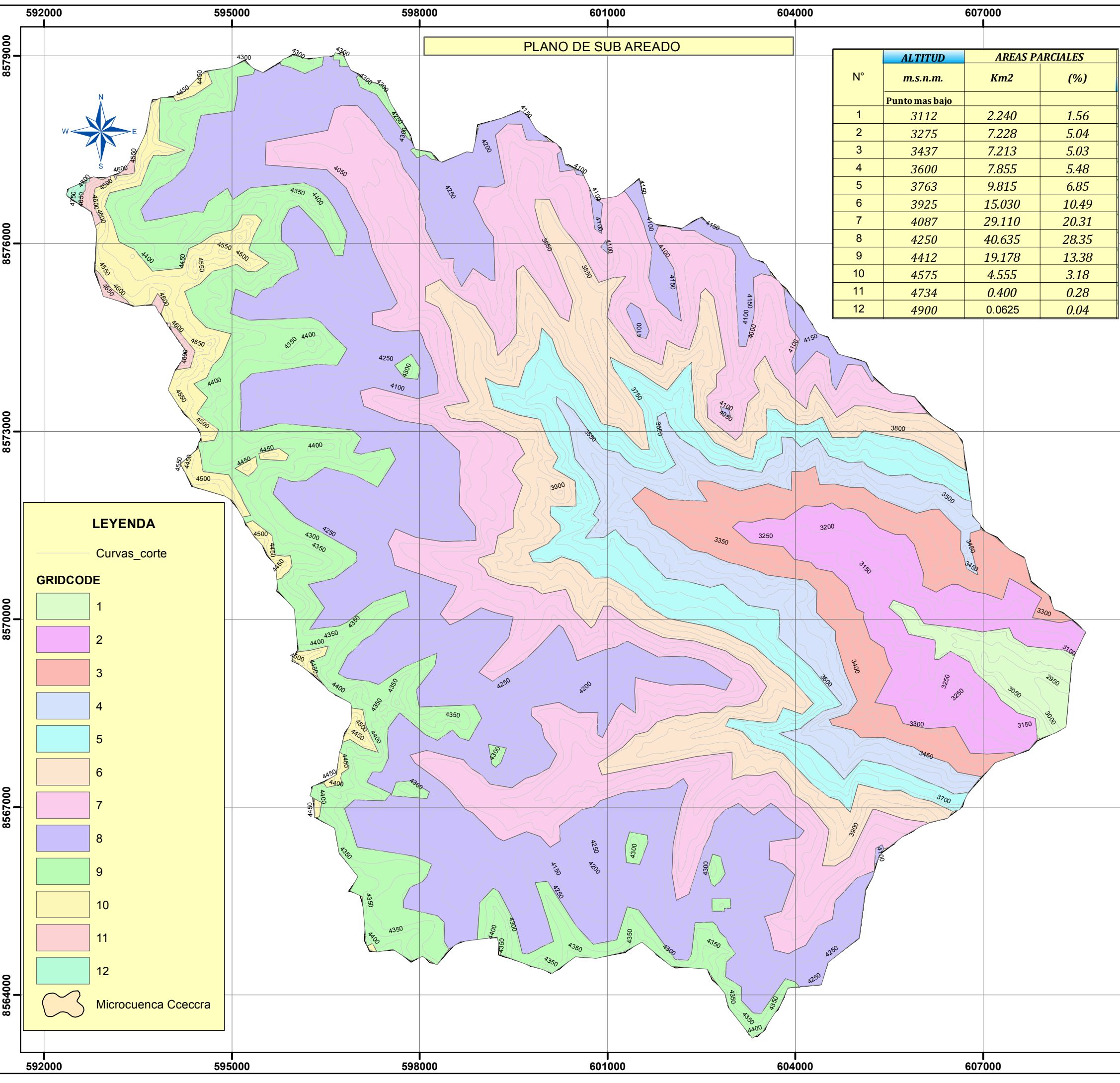
LEYENDA

Curvas_corte

GRIDCODE

- 1
- 2
- 3
- 4
- 5
- 6
- 7
- 8
- 9
- 10
- 11
- 12

Microcuenca Cceccra



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
 FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
 ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA

PROYECTO:
 "ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO PARA LA DETERMINACION DE ZONAS INUNDABLES EN EL RIO QEQRA DEL DISTRITO DE TAMBO-LA MAR-AYACUCHO-2016"

LIBRACION: AYACUCHO
 DEPARTAMENTO: AYACUCHO
 PROVINCIA: LA MAR
 DISTRITO: TAMBO
 LUGAR: QEQRA

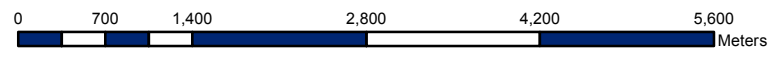
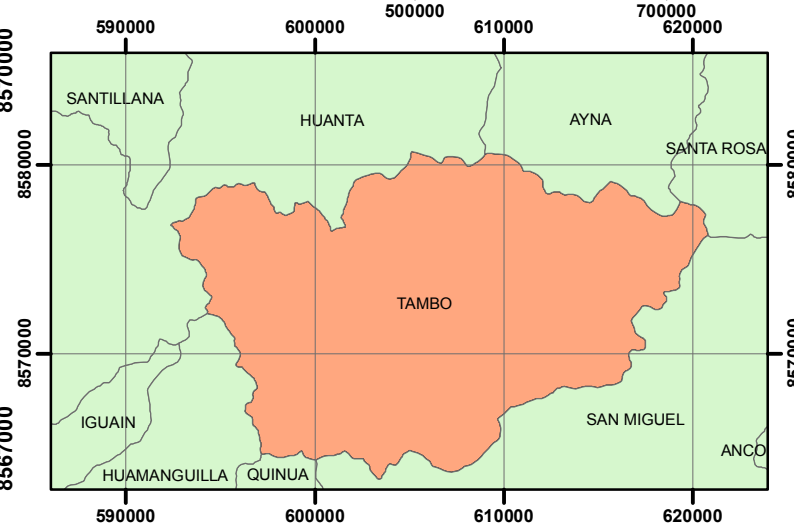
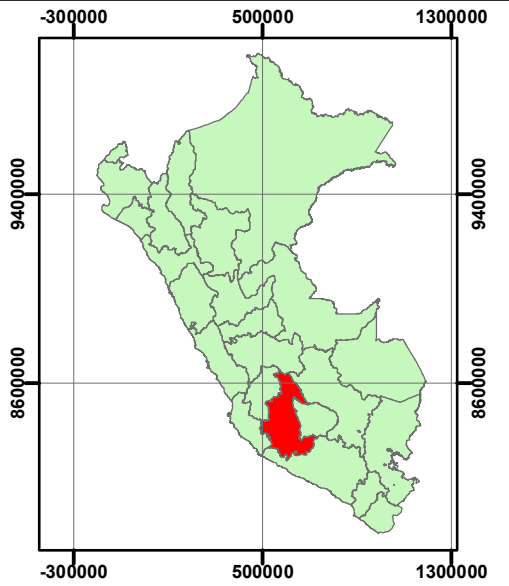
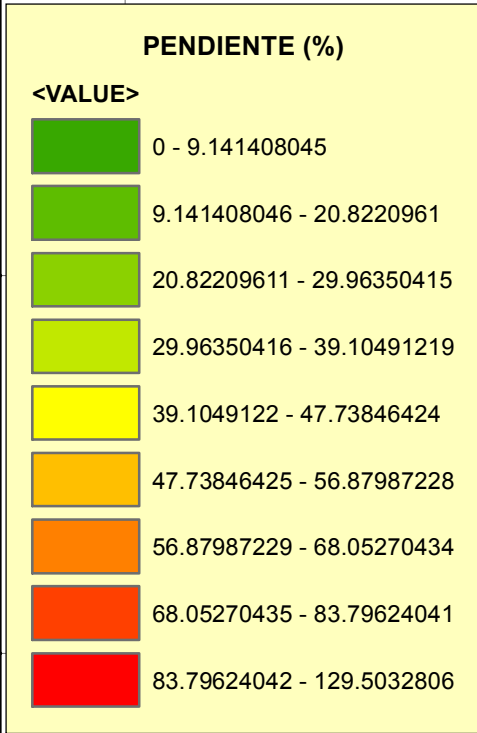
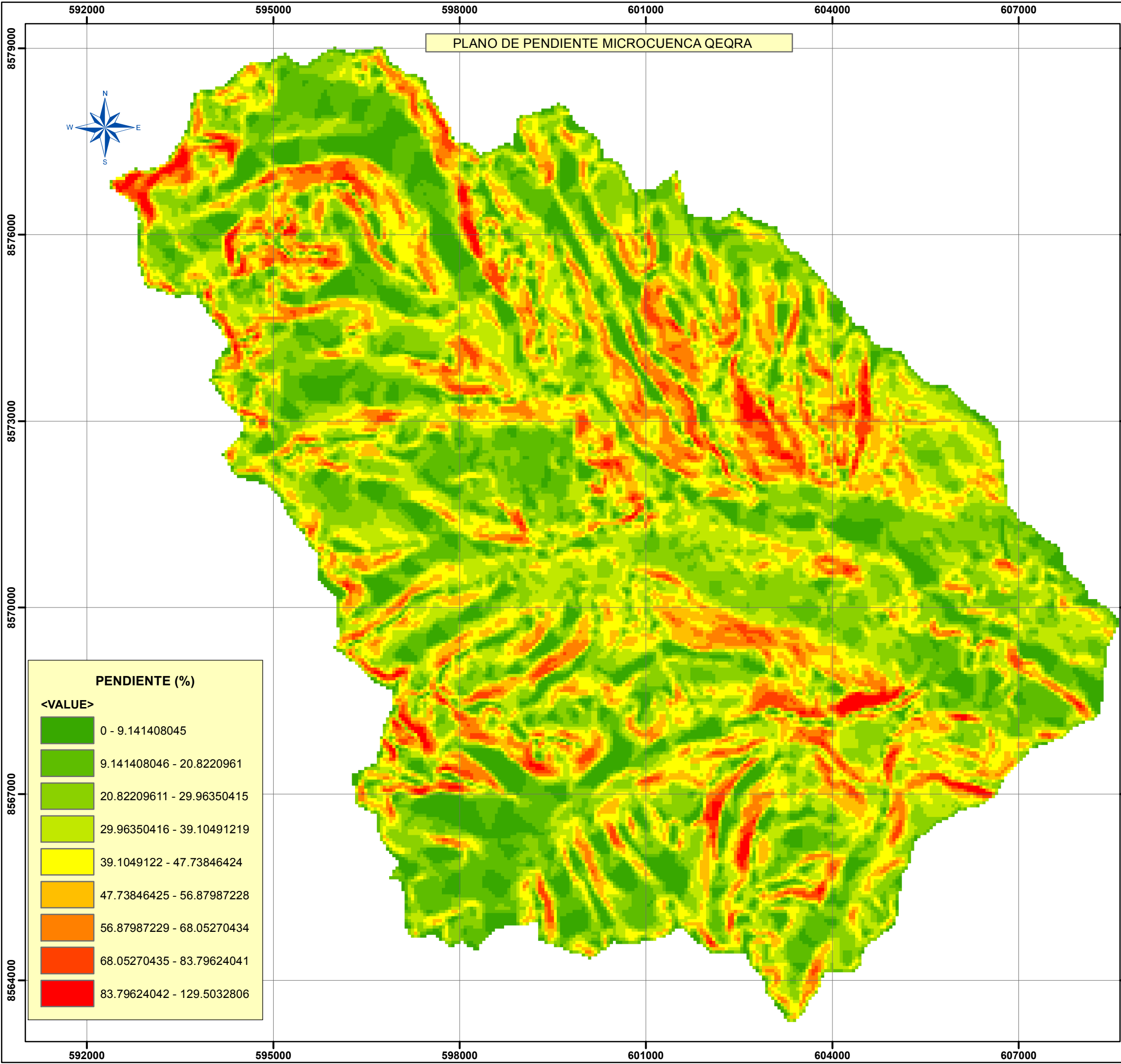
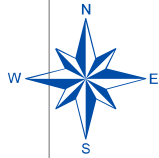
WGS-1984
 ZONA: 18S
 CUADRO: 26 F

PLANO: 1
 SUB AREADO DE LA CUENCA QEQRA

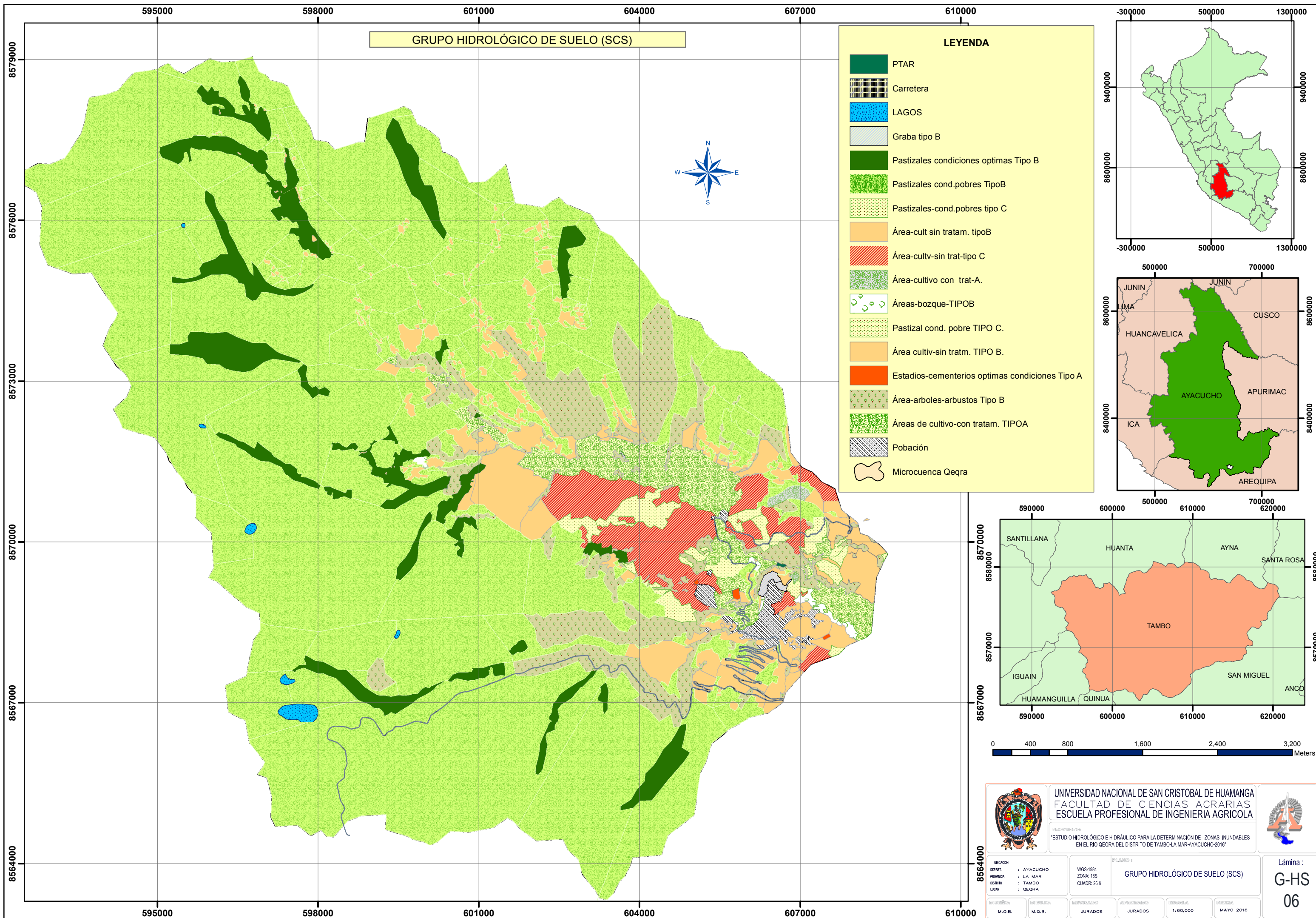
Lámina:
 S-A
 04

ELABORADO: M.Q.B.
 DISEÑADO: M.Q.B.
 REVISADO: JURADOS
 APROBADO: JURADOS
 ESCALA: 1:60,000
 FECHA: MAYO 2016

PLANO DE PENDIENTE MICROCUENCA QEQRA



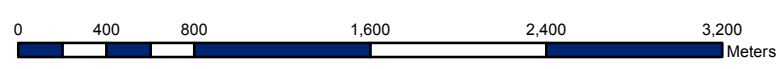
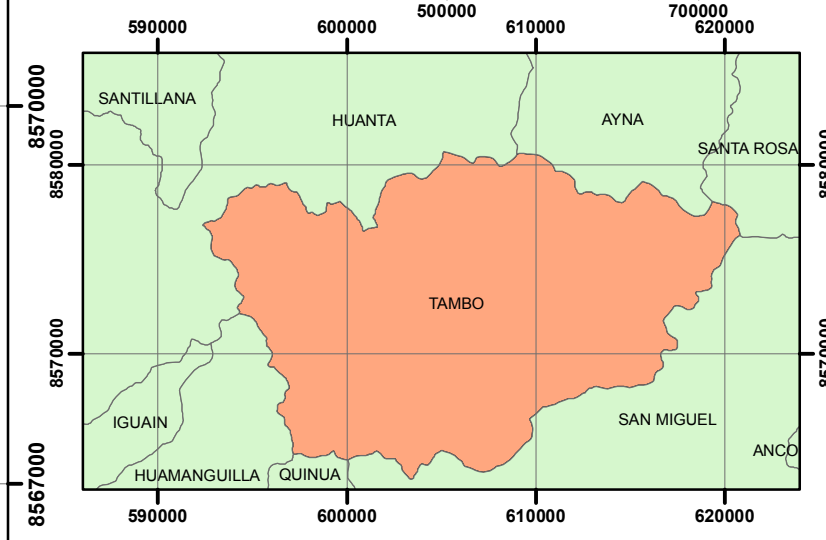
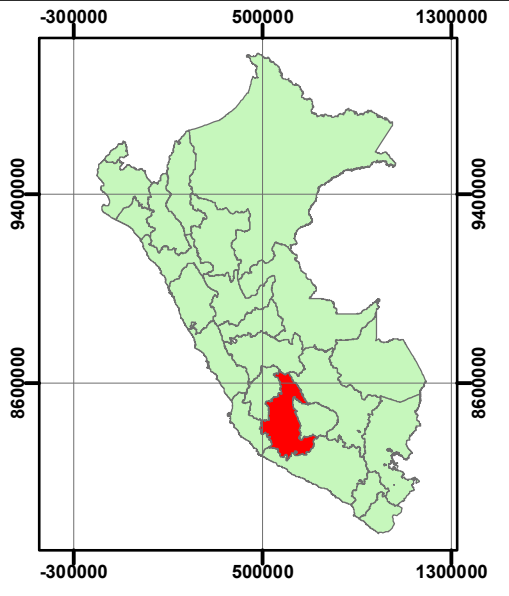
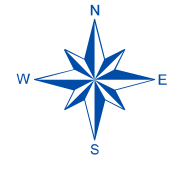
		UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA			
PROYECTO: "ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA LA DETERMINACIÓN DE ZONAS INUNDABLES EN EL RÍO QEQRA DEL DISTRITO DE TAMBO-LA MAR-AYACUCHO-2016"					
UBICACION: DEPART.: AYACUCHO PROVINCIA: LA MAR DISTRITO: TAMBO LUGAR: QEQRA	WGS-1984 ZONA: 18S CUADRO: 26 A	PLANO:	MAPA DE PENDIENTE		Lámina: M-P 05
DISEÑADO: M.G.B.	DISEÑADO: M.G.B.	REVISADO: JURADOS	APROBADO: JURADOS	ESCALA: 1:60,000	FECHA: MAYO 2016



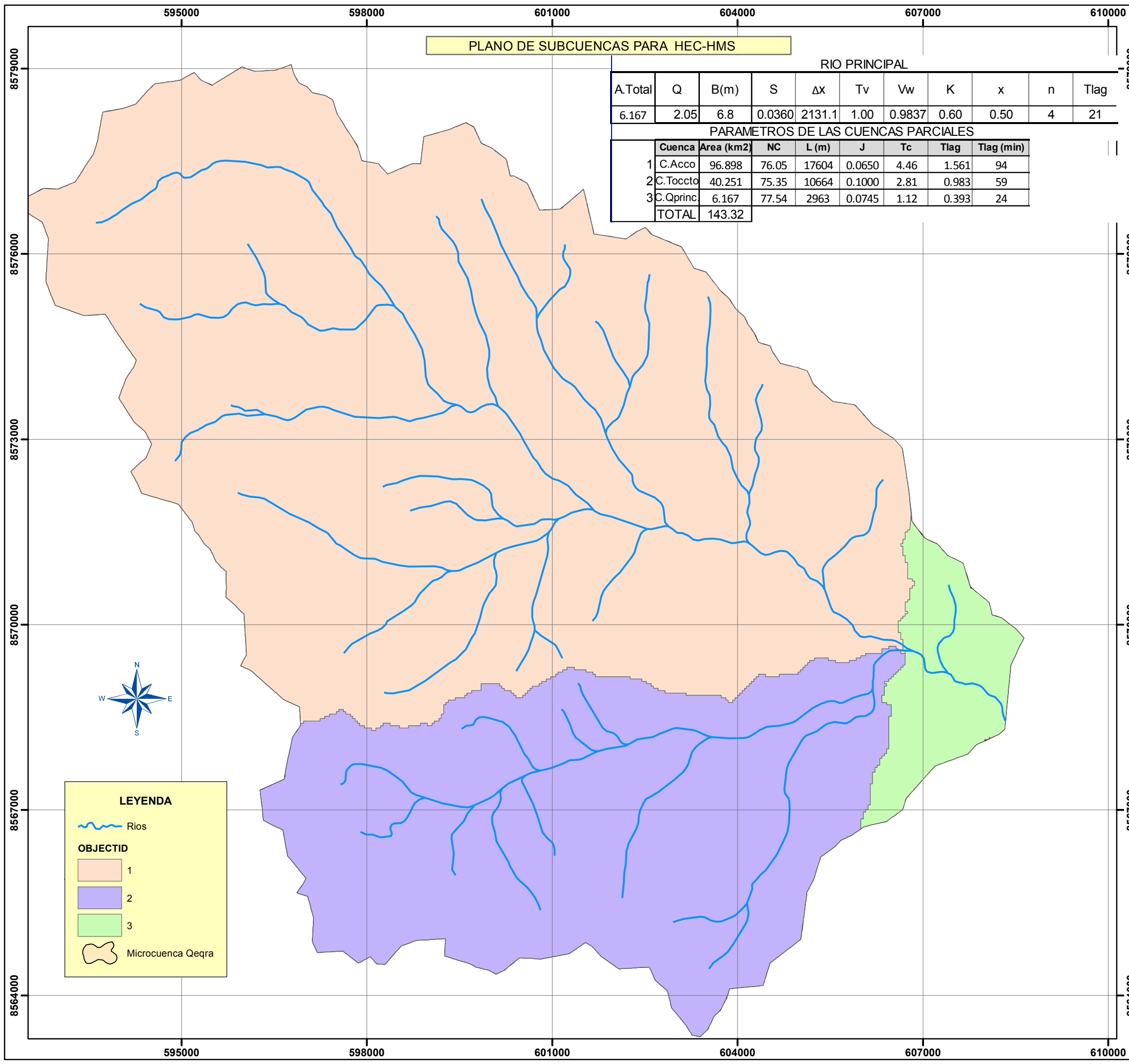
GRUPO HIDROLÓGICO DE SUELO (SCS)

LEYENDA

- PTAR
- Carretera
- LAGOS
- Graba tipo B
- Pastizales condiciones optimas Tipo B
- Pastizales cond.pobres TipoB
- Pastizales-cond.pobres tipo C
- Área-cult sin tratam. tipoB
- Área-cultv-sin trat-tipo C
- Área-cultivo con trat-A.
- Áreas-bozque-TIPOB
- Pastizal cond. pobre TIPO C.
- Área cultiv-sin tratm. TIPO B.
- Estadios-cementerios optimas condiciones Tipo A
- Área-arboles-arbustos Tipo B
- Áreas de cultivo-con tratam. TIPOA
- Población
- Microcuenca Qeqra



		UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA		
PROYECTO: "ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA LA DETERMINACIÓN DE ZONAS INUNDABLES EN EL RÍO QEQRA DEL DISTRITO DE TAMBO-LA MAR-AYACUCHO-2016"				
UBICACIÓN: DEPART.: AYACUCHO PROVINCIA: LA MAR DISTRITO: TAMBO LUGAR: QEQRA	WGS-1984 ZONA: 18S CUADR: 26 A	GRUPO HIDROLÓGICO DE SUELO (SCS)		Lámina: G-HS 06
APROBADO: M.Q.B.	APROBADO: M.Q.B.	APROBADO: JURADOS	APROBADO: JURADOS	ESCALA: 1:60,000
FECHA: MAYO 2016				



PLANO DE SUBCUENCAS PARA HEC-HMS

RIO PRINCIPAL											
A.Total	Q	B(m)	S	Δx	Tv	Vw	K	x	n	Tlag	
6.167	2.05	6.8	0.0360	2131.1	1.00	0.9837	0.60	0.50	4	21	

PARAMETROS DE LAS CUENCAS PARCIALES								
	Cuenca	Area (km2)	NC	L (m)	J	Tc	Tlag	Tlag (min)
1	C.Acco	96.898	76.05	17604	0.0650	4.46	1.561	94
2	C.Toccto	40.251	75.35	10664	0.1000	2.81	0.983	59
3	C.Qprinc	6.167	77.54	2963	0.0745	1.12	0.393	24
TOTAL		143.32						

LEYENDA

Rios

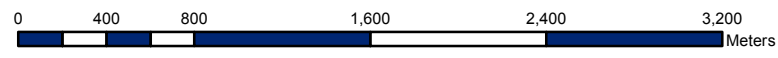
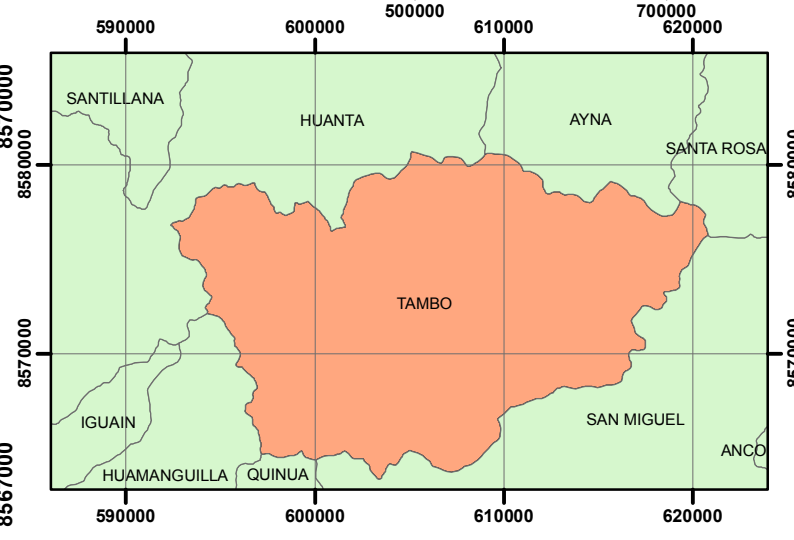
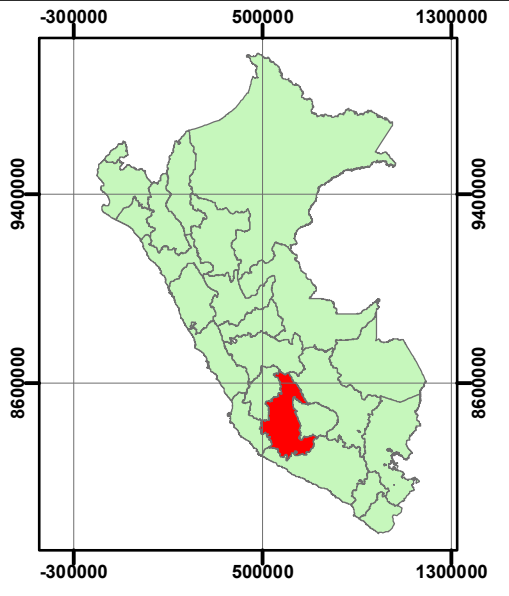
OBJECTID

1

2

3

Microcuenca Qeora



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA

PROYECTO:
"ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO PARA LA DETERMINACIÓN DE ZONAS INUNDABLES EN EL RIO QEORA DEL DISTRITO DE TAMBO-LA MAR-AYACUCHO-2016"

Lámina :
S-(HEC-HMS)
07

UBICACION DEPART. : AYACUCHO PROVINCIA : LA MAR DISTRITO : TAMBO LUGAR : QEORA	WGS-1984 ZONA: 18S CUADR: 26 #	PLANO : SUB CUENCAS PARA HEC-HMS
REVISADO M.G.B.	ELABORADO M.G.B.	JURADOS
APROBADO JURADOS	ESCALA 1:60,000	FECHA MAYO 2016