

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA



**“MODELAMIENTO DE MAXIMAS AVENIDAS QUE
GENERAN RIESGO DE INUNDACION EN LA CIUDAD DE
AYAVIRI - PUNO”**

TESIS

PRESENTADO POR:

Bach. HIPOLITO MAMANI PACOMPIA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO AGRÍCOLA

PUNO – PERÚ

2014

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
MODELAMIENTO DE MAXIMAS AVENIDAS QUE GENERAN
RIESGO DE INUNDACION EN LA CIUDAD DE AYAVIRI - PUNO

TESIS PRESENTADO POR:

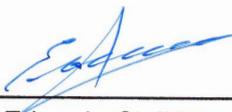
Bach. HIPOLITO MAMANI PACOMPIA

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO AGRICOLA

APROBADO POR:

PRESIDENTE DE JURADO : 
M.Sc. Audberto MILLONES CHAFLOQUE

PRIMER MIEMBRO : 
M.Sc. Roberto ALFARO ALEJO

SEGUNDO MIEMBRO : 
Ing. Edgardo GUERRA BUENO

DIRECTOR DE TESIS : 
M.Sc. Oscar Raúl MAMANI LUQUE

PUNO – PERÚ

2014

ÁREA : Ingeniería y Tecnología
TEMA: Estudios hidrológicos
LÍNEA: Recursos Hídricos

DEDICATORIA

A mis Padres:

En reconocimiento a su comprensión y apoyo a mis padres; Vidal Mamani Suasaca y María Josefa Pacompia Amanqui, porque este trabajo, no es más que sus nobles consejos y apoyo en mi formación profesional.

A mis hermanos:

Efraín, Edgar, Maritza y demás familiares por su apoyo, aliento en los momentos más difíciles.

A mi Hijo y Esposa:

A mi hijo Jhossue Sebastian y mi esposa Luisa E. Vasquez Quispe por su comprensión, sacrificio y esfuerzo durante la culminación del trabajo de investigación por darme fuerza de voluntad y constituir fuente de esfuerzo y esperanza.

A todos mis amigos que supieron brindarme apoyo en la culminación del trabajo de investigación.

AGRADECIMIENTO

- ✓ A la universidad Nacional del Altiplano, al personal docente y administrativo de la Facultad de Ingeniería Agrícola, por los conocimientos brindados y apoyo constante en mi formación profesional.

- ✓ Al Magister Oscar Mamani Luque, por su acertado asesoramiento en el presente trabajo.

- ✓ Al Magister Wilber Fermin Laqui Vilca y al Ingeniero Jorge Ricardo Fernández Mamani, por su apoyo como asesores de tesis, del presente trabajo.

- ✓ A mis compañeros de la XIV promoción de la escuela profesional de ingeniería agrícola, por su aliento y compañerismo de cada uno de ellos.

- ✓ A todas aquellas personas y amigos que directa e indirectamente han contribuido en la realización del presente trabajo.

- ✓ Al personal que labora en la Administración Local de Agua Ramis de la Autoridad Nacional del Agua, por brindarme el apoyo necesario.

INDICE

CAPITULO I.....	7
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	7
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	7
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	9
1.2.1. Problema general.....	9
1.2.2. Problemas específicos.....	9
1.3. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	9
1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.....	10
1.4.1. Justificación técnica.....	10
1.4.2. Justificación económica.....	10
1.4.3. Justificación ambiental.....	11
1.5. OBJETIVOS.....	11
1.5.1. Objetivo general.....	11
1.5.2. Objetivos específicos.....	11
1.6. HIPÓTESIS.....	12
1.6.1. Hipótesis general.....	12
1.6.2. Hipótesis específico.....	12
CAPITULO II.....	13
MARCO REFERENCIAL.....	13
2.1 ANTECEDENTES.....	13
2.2 MARCO TEÓRICO.....	14
2.2.1 Hidrología.....	14
2.2.1.1 Cuenca hidrográfica.....	14
2.2.1.2 Geomorfología de la cuenca.....	16
2.2.1.3 Parametros de forma de la cuenca.....	16
2.2.1.4 Parámetros de relieve de la cuenca.....	20
2.2.1.5 Parámetros de la red hidrográfica.....	26
2.2.2 Precipitación.....	30
2.2.2.1 Medición de la Precipitación.....	30
2.2.2.2 Precipitación promedio sobre la zona.....	31
2.2.2.3 Escorrentía.....	34

2.2.2.4	Tipos de Esgurrimiento	35
2.2.2.4.1	Esgurrimiento Superficial	36
2.2.2.4.2	Factores que Influyen en el Esgurrimiento	37
2.2.3	Relación precipitación - Esgurrimiento	38
2.2.4	Modelos de precipitación - esgurrimiento	39
2.2.4.1	Métodos empíricos	40
2.2.4.2	Método racional.....	40
2.2.4.3	Método racional modificado	41
2.2.4.4	Método del número de curva (CN).....	41
2.2.5	Métodos estadísticos	46
2.2.6	Probabilidad de la precipitación.....	46
2.2.7	Precipitación máxima de diseños	46
2.2.8	Modelos probabilísticos.	47
2.2.9	Pruebas de bondad de ajuste	47
2.2.9.1	<i>Ajuste grafico.</i>	48
2.2.9.2	<i>Prueba Chi-cuadrado (χ^2).</i>	49
2.2.9.3	<i>Prueba de Smirnov-Kolmogorov.</i>	50
2.2.9.4	<i>Método Error Cuadrático</i>	52
2.2.10	Hidrogramas.....	52
2.2.10.1	Definiciones importantes	55
2.2.10.2	Clasificación de hidrogramas por D. Snyder	56
2.2.10.3	Análisis de un hidrograma	57
2.2.10.4	Hidrograma Unitario	58
2.2.10.5	Hipótesis en las que se basa el hidrograma unitario	59
2.2.10.6	Método hidrogramas unitarios sintéticos.....	60
2.2.11	Hidrograma unitarios sintéticos	60
2.2.12	Hidrograma adimensional (SCS)	62
2.2.13	Descargas máximas.....	63
2.2.13.1	Caudales Máximos	63
2.2.14	Modelos.....	64
2.2.15	Modelo de simulación HEC-HMS.....	65
2.2.16	Simulacion hidraulica unidimensional	71
2.2.17	Modelo Saint Venant	71

2.2.18	Modelo de simulación HEC-RAS.	74
2.2.19	Sistema de Información Geográfica (SIG).	77
2.2.19.1	Definición de los Sistemas de Información Geográfica (SIG)	77
2.2.19.2	Evaluación del riesgo por medio de la tecnología (SIG)	79
2.2.20	Elaboración de mapa de riesgos.....	79
2.2.21	Los SIG y el modelamiento hidrológico e hidráulico.	80
2.2.21.1	ArcGIS.	80
2.2.21.2	Spatial Analyst.	81
2.2.22	HEC-GeoRAS.	81
2.2.23	Características topografía en ríos.....	82
2.2.23.1	Levantamiento topográfico.	82
2.2.23.1.1	Con teodolito y mira vertical	84
2.2.23.1.2	Con estación total.....	84
2.2.23.2	Representación gráfica del relieve del terreno.	84
2.2.23.2.1	El plano acotado.	84
2.2.23.2.2	Las curvas de nivel.....	85
2.2.23.2.3	Métodos para la determinación de las curvas de nivel.	85
2.2.24	Características hidráulicas en ríos.....	86
2.2.24.1	Río.....	86
2.2.24.2	Clasificación de los ríos	86
2.2.25	Bases de la solución con el modelo HEC-RAS para flujo unidimensional permanente.....	89
2.2.25.1	Ecuaciones empleadas en la iteración:.....	89
2.2.25.1.1	Ecuación para el cálculo básico de perfil.....	89
2.2.25.1.2	Sub división de secciones transversales.	90
2.2.25.1.3	Coefficiente de rugosidad de Manning para el canal principal.....	91
2.2.25.1.4	Coefficiente de Velocidad.	92
2.2.25.1.5	Determinación de la pérdida por fricción.	92
2.2.25.1.6	Calculo de perdidas por expansión y contracción.....	93
2.2.25.1.7	Valores comunes del coeficiente C usado en HEC RAS.	94
2.2.25.1.7.1	Para flujo subcrítico.....	94
2.2.25.1.7.2	Para flujo supercrítico	95
2.2.25.1.8	Distribución de velocidades.....	95

2.2.25.1.9	Requisitos básicos de datos	96
2.2.25.1.9.1	Rugosidad.	97
2.2.25.1.9.1.1	<i>Factores que afectan el coeficiente de rugosidad de Manning</i>	98
2.2.25.1.9.1.2	<i>Rugosidad de la superficie</i>	98
2.2.25.1.9.1.3	<i>Vegetación</i>	98
2.2.25.1.9.1.4	<i>Irregularidad del cauce</i>	98
2.2.25.1.9.1.5	<i>Alineamiento del cauce</i>	99
2.2.25.1.9.1.6	<i>Depósitos y socavaciones</i>	99
2.2.25.1.9.1.7	<i>Obstrucciones</i>	99
2.2.25.1.9.1.8	<i>Tamaño y forma del cauce</i>	99
2.2.25.1.9.1.9	<i>Nivel y caudal</i>	99
2.2.25.1.9.2	Cambio estacional.	100
2.2.25.1.9.3	Material suspendido y transporte de fondo	100
2.2.26	Amenazas.	102
2.2.27	Prevención.....	103
2.2.28	Inundación.....	103
2.2.28.1	Según Su Duracion	103
2.2.28.2	Según El Mecanismo de Generación	104
2.2.29	Evaluación de la amenaza por inundaciones fluviales	104
2.2.30	Evaluación intensidad o magnitud de la inundación.....	105
2.2.31	Evalcuación de la frecuencia, recurrencia o período de retorno de la inundación	106
2.2.32	Determinación de los niveles de amenaza por inundaciones.....	107
2.2.33	Desastres	108
2.2.33.1	Estimación del riesgo.	108
2.2.33.2	Peligro.....	108
2.2.33.2.1	Definición de peligro.	108
2.2.33.2.2	Clasificación.	109
2.2.33.2.3	Definición de los principales peligros.	109
2.2.33.2.3.1	<i>Peligros de origen natural</i>	109
2.2.33.2.4	Estratificación.	110
2.2.34	Vulnerabilidad.....	110
2.2.34.1	Concepto.....	111
2.2.34.2	Tipos.	111

2.2.34.3	<i>Estratificación.</i>	112
2.2.34.4	<i>Cálculo del riesgo</i>	112
CAPITULO III.....		115
MATERIALES Y MÉTODOS PARA EL MODELAMIENTO DE MAXIMAS AVINIDAS QUE GENERAN RIESGO DE INUNDACION EN LA CIUDAD DE AYAVIRI - PUNO.		115
3.1	DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE ESTUDIO.	115
3.1.1	Ubicación de la zona de estudio.	115
3.1.2	Descripción del medio ambiente y social.	117
3.1.3	Descripción geomorfológica del rio Ayaviri.	119
3.2	MATERIALES Y EQUIPOS UTILIZADOS.	120
3.2.1	Material cartográfico.	120
3.2.2	Información pluviométrica.	120
3.3	METODOLOGÍA APLICADA.	121
3.4	CALCULO Y MODELACION HIDROLOGICA	123
3.4.1	Precipitación máxima en 24 horas	123
3.4.2	Análisis estadístico de datos meteorológicos.	125
3.4.2.1	Modelos de distribución	125
3.4.2.1.1	Distribución Normal o Gaussiana	125
3.4.2.1.2	Distribución Log-Normal de 2 parámetros	126
3.4.2.1.3	Distribución Log – Normal 3 Parámetros	128
3.4.2.1.4	Distribución Gumbel	131
3.4.2.1.5	Distribución Pearson Tipo III.	133
3.4.2.1.6	Distribución Log-Pearson Tipo III.	135
3.4.3	Pruebas de bondad de ajuste.	136
3.4.3.1	Ajuste Grafico	137
3.4.3.2	Método del Error Cuadrático Mínimo	138
3.4.3.3	Prueba de la Bondad de Ajuste: Chi-cuadrado(X ²)	138
3.4.3.4	Prueba de la Bondad de Ajuste: Smirnov – Kolmogorov	142
3.4.4	Determinación de la precipitación areal.	144
3.4.5	Calculo del tiempo de concentración.	146
3.4.6	Calculo del tiempo de retardo.	147
3.4.7	Metodología para determinar el CN de la zona de estudio.	147
3.4.7.1	Mapa de grupo hidrológico de suelos	147

3.4.7.2	Mapa de pendientes	155
3.4.7.3	Mapa de usos de suelos	155
3.4.7.4	Mapa de número Curva	160
3.4.8	Método SCS para abstracciones para determinar la lluvia efectiva	161
3.4.9	Transformación precipitación – escorrentía con el HEC HMS.	163
3.4.10	Modelo matemático de precipitación - escorrentía.	163
3.4.10.1	Modelo de la Cuenca	164
3.4.10.2	Modelo Meteorológico.	170
3.4.10.3	Especificaciones de Control.	171
3.4.10.4	Caudal Máximo de Diseño.	172
3.5	CÁLCULO Y MODELACION HIDRAULICA.	172
3.5.1	Metodología a seguir para realizar la simulación utilizando HEC-GeoRAS.....	172
3.5.1.1	Creación de un archivo en ArcGis.....	173
3.5.1.2	Cartografía necesaria	174
3.5.1.3	Creación de archivo de intercambio para importar a HEC-RAS.	177
3.5.1.3.1	<i>Creación de un nuevo proyecto en HEC-GeoRAS.</i>	177
3.5.1.3.2	<i>Creación de capas RAS.</i>	178
3.5.1.3.3	<i>Creación de la línea central del río.</i>	179
3.5.1.3.4	<i>Creación de líneas que definen los bancos del río “Banks”.</i>	182
3.5.1.3.5	<i>La creación de trayectorias de flujo o flowpaths o centroides de las zonas por donde preveamos que circulará el flujo de agua</i>	183
3.5.1.3.6	<i>La creación de secciones transversales.</i>	185
3.5.1.3.7	<i>La creación de puentes y alcantarillas.</i>	188
3.5.1.3.8	<i>Creación de archivo de importación SIG para HEC-RAS.</i>	190
3.5.1.4	Simulación de avenida extrema con HEC-RAS.	192
3.5.1.4.1	<i>Generalidades.....</i>	192
3.5.1.4.2	<i>Desarrollo de un Modelo Hidráulico con HEC-RAS</i>	193
3.5.1.4.3	<i>Importación de datos de la geometría en HEC-RAS.</i>	193
3.5.1.4.4	Introducción de datos de flujo.	198
3.5.1.4.5	Introducción de datos de condiciones de borde.	199
3.5.1.4.6	Ejecución del HEC-RAS.....	200
3.5.1.4.7	Exportar resultados de HEC-RAS a ArcGis.	201
3.5.1.4.7.1	<i>Exportar datos de salida de HEC-RAS.</i>	201

3.5.1.4.7.2	<i>Mapa de inundaciones con ArcGis</i>	201
3.6	ELABORACIÓN DE MAPAS DE RIESGO	206
3.6.1	Zonificación de la amenaza por inundaciones fluviales	206
3.6.1.1	Zonas de amenaza alta	207
3.6.1.2	Zonas de amenaza media	207
3.6.1.3	Zonas de amenaza baja	207
3.6.2	Áreas vulnerables a la inundación	207
3.6.2.1	Criterios recomendados para la evaluación de la frecuencia, recurrencia o período de retorno de la inundación	208
3.6.3	Zonificación de las zonas inundables	208
CAPITULO IV		210
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		210
4.1	DETERMINACIÓN DE CAUDALES MAXIMOS	210
4.1.1	Información fisiográfica	210
4.2	INFORMACIÓN METEOROLÓGICA	212
4.3	DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD PARA LA VARIABLES HIDROLOGICAS	214
4.4	AJUSTE DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD	216
4.4.1	Prueba de Bondad de Ajuste de Chi Cuadrado	216
4.4.2	Prueba de Bondad de Ajuste de Smirnov – Kolmogorov	219
4.5	SELECCIÓN DE LAS DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD	221
4.6	DETERMINACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN AREAL	223
4.7	DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE CURVA (CN) DE LA ZONA DE ESTUDIO	225
4.8	INFORMACIÓN REQUERIDA POR EL MODELO HEC-HMS	228
4.8.1	Condiciones de humedad del suelo	228
4.8.2	Características físicas de las unidades hidrográficas	229
4.8.3	Proceso de transformación de lluvia en escorrentía	230
4.8.3.1	Transito de caudales a través de los ríos	230
4.8.4	Simulación realizada por HEC-HMS	231
4.8.4.1	Hidrogramas de salida en cada unidad hidrografica	231
4.8.4.1.1	Hidrogramas de Caudal Máximo de Diseño 5 Años	231
4.8.4.1.2	Hidrogramas de Caudal Máximo de Diseño 50 Años	233
4.8.4.1.3	Hidrogramas de Caudal Máximo de Diseño 100 Años	234
4.8.5	Análisis y Comparativo de los caudales generados	236

4.9	SIMULACIÓN HIDRÁULICA UTILIZANDO EL SOFTWARE HEC-RAS.	237
4.9.1	Simulación hidráulica con el modelo HEC-RAS.	237
4.9.2	Secciones transversales.	238
4.9.3	Perfiles hidráulicos.	242
4.9.4	Perfiles hidráulicos.	243
4.9.5	Resumen de parámetros hidráulicos.	244
4.10	ELABORACIÓN DE MAPAS DE RIESGO.	245
4.10.1	Escenarios de riesgo por inundación.	245
4.10.2	Áreas de inundación según los periodos de retorno.	246
4.10.2.1	Áreas de inundación para Tr=5 Años.	246
4.10.2.2	Zonas de inundación para Tr=50 Años.	247
4.10.2.3	Zonas de inundación para Tr=100 Años.	247
4.10.2.3.1	<i>Daños estimados a nivel poblacional.</i>	249
4.10.2.3.2	<i>Daños estimados en áreas de cultivo.</i>	249
4.10.2.3.3	<i>Daños estimados en la actividad pecuaria.</i>	249
4.10.2.3.4	<i>Daños estimados a la infraestructura educativa, transporte y salud.</i>	250
4.10.3	Determinación de los niveles de riesgo por inundaciones.	250
4.10.4	Medidas de contingencia.	251
4.10.4.1	Medidas estructurales de protección del cauce.	252
4.10.4.2	Medidas no estructurales.	252
	CAPITULO V.	253
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	253
5.1	CONCLUSIONES	253
5.2	RECOMENDACIONES.	254
	CAPITULO VI.	256
	BIBLIOGRAFÍA.	256

INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2.01</i>	: Delimitación de la cuenca.....	17
<i>Figura 2.02</i>	: Cuenca – Factores de forma.....	19
<i>Figura 2.03</i>	: Curva hipsométrica.....	21
<i>Figura 2.04</i>	: Curva hipsométrica - Edades de los ríos.....	22
<i>Figura 2.05</i>	: Curva hipsométrica y curva de frecuencia.	23
<i>Figura 2.06</i>	: Método del promedio aritmético.....	33
<i>Figura 2.07</i>	: Método de las curvas de isoyetas	33
<i>Figura 2.08</i>	: Metodo de los polígonos de Thiessen.....	34
<i>Figura 2.09</i>	: Componentes del escurrimiento.....	35
<i>Figura 2.10</i>	: Relación lluvia-escurrimiento	39
<i>Figura 2.11</i>	: Variables en el método de abstracciones del SCS.....	43
<i>Figura 2.12</i>	: Relación entre P y Pe para varias cuencas analizadas por el NRCS.	43
<i>Figura 2.13</i>	: Hidrogramas.....	53
<i>Figura 2.14</i>	: Partes o componentes del iniciohidrograma	53
<i>Figura 2.15</i>	: Ubicación del punto de la curva de agotamiento.	54
<i>Figura 2.16</i>	: Intervalos de tiempo asociados.....	56
<i>Figura 2.17</i>	: Tiempo de retraso con los hidrogramas	56
<i>Figura 2.18</i>	: Escurrimiento base y directo	57
<i>Figura 2.19</i>	: Hipótesis del hidrograma unitario.....	59
<i>Figura 2.20</i>	: Hidrograma Unitario Triangular	62
<i>Figura 2.21</i>	: Ventana principal del programa HEC–HMS, V-3.1.0.	67
<i>Figura 2.22</i>	: Pantalla de Hec-Ras con datos importados desde ArcGis.	77
<i>Figura 2.23</i>	: Diagrama de análisis de los sistemas de información geográfica.	78
<i>Figura 2.24</i>	: Principales aplicaciones del ArcGis.....	80
<i>Figura 2.25</i>	: Pantalla de Arc View utilizando extensión 3d.	81
<i>Figura 2.26</i>	: Pantalla de ArcMap Utilizando la extensión Hec-Georas.	82
<i>Figura 2.27</i>	: Representación gráfica de superficie de terreno.	84
<i>Figura 2.28</i>	: Cauce recto	88
<i>Figura 2.29</i>	: Cauce entrelazado.....	88
<i>Figura 2.30</i>	: Cauce meandrónico.....	89
<i>Figura 2.31</i>	: Clasificación de los principales peligros.....	109

<i>Figura 3.01</i>	<i>: Imagen satelital 3D Google Earth Ikonos 2012.</i>	116
<i>Figura 3.02</i>	<i>: Esquema de la metodología a seguir.</i>	123
<i>Figura 3.03</i>	<i>: Polígono de Thiessen de la cuenca del río Ayaviri</i>	145
<i>Figura 3.04</i>	<i>: Mapa geológico de la cuenca del río Ayaviri</i>	150
<i>Figura 3.05</i>	<i>: Mapa de grupos hidrológicos de suelos.</i>	154
<i>Figura 3.06</i>	<i>: Mapa de pendientes.</i>	157
<i>Figura 3.07</i>	<i>: Mapa de usos de suelos.</i>	159
<i>Figura 3.08</i>	<i>: Esquema para la obtención del número curva.</i>	161
<i>Figura 3.09</i>	<i>: Modelo de la Cuenca del río Ayaviri HEC - HMS</i>	164
<i>Figura 3.10</i>	<i>: Almacenamiento por prisma y por cuña.</i>	167
<i>Figura 3.11</i>	<i>: Obtención de los parámetros K y X de Muskingum.</i>	170
<i>Figura 3.12</i>	<i>: Modelo meteorológico de la cuenca en estudio.</i>	171
<i>Figura 3.13</i>	<i>: Especificaciones de control.</i>	172
<i>Figura 3.14</i>	<i>: Creación de archivo ArcMap.</i>	173
<i>Figura 3.15</i>	<i>: Activación de extensiones ArcMap.</i>	173
<i>Figura 3.16</i>	<i>: Activación de las extensiones 3D Analyst y Spatial Analyst</i>	174
<i>Figura 3.17</i>	<i>: Importación de puntos topográficos del río Ayaviri.</i>	175
<i>Figura 3.18</i>	<i>: Generación de líneas TIN en AutoCAD Civil3D.</i>	175
<i>Figura 3.19</i>	<i>: Curvas de nivel en AutoCAD Civil3D.</i>	175
<i>Figura 3.20</i>	<i>: Añadir archivo dwg a la vista de ArcMap.</i>	176
<i>Figura 3.21</i>	<i>: Creación de MDT a partir de DWG.</i>	176
<i>Figura 3.22</i>	<i>: Creación de un nuevo proyecto en HEC-GeoRAS.</i>	177
<i>Figura 3.23</i>	<i>: Modelo Digital de Terreno en HEC-GeoRAS.</i>	177
<i>Figura 3.24</i>	<i>: Creación de capas RAS.</i>	178
<i>Figura 3.25</i>	<i>: Creación de capas.</i>	179
<i>Figura 3.26</i>	<i>: Creación de línea central de río</i>	179
<i>Figura 3.27</i>	<i>: Digitalización de eje del cauce.</i>	181
<i>Figura 3.28</i>	<i>: Asignación de nombres del cauce.</i>	181
<i>Figura 3.29</i>	<i>: Asignación de atributos a elementos río.</i>	182
<i>Figura 3.30</i>	<i>: Bancos del cauce.</i>	183
<i>Figura 3.31</i>	<i>: Digitalización de la clase elemento trayectorias de flujo.</i>	185
<i>Figura 3.32</i>	<i>: Cuadro de atributos de la clase elemento trayectorias de flujo</i>	185
<i>Figura 3.33</i>	<i>: Digitalización de secciones transversales.</i>	187

<i>Figura 3.34</i>	<i>: Asignación de estaciones del banco.</i>	187
<i>Figura 3.35</i>	<i>: Asignación atributos a secciones transversales.</i>	188
<i>Figura 3.36</i>	<i>: Digitalización de puente.</i>	189
<i>Figura 3.37</i>	<i>: Tabla de atributos del puente.</i>	189
<i>Figura 3.38</i>	<i>: Atributos de elevación del puente.</i>	190
<i>Figura 3.39</i>	<i>: Importación requerimiento de superficie.</i>	190
<i>Figura 3.40</i>	<i>: Importación requerimiento de capa.</i>	191
<i>Figura 3.41</i>	<i>: Importación de la opción capa.</i>	191
<i>Figura 3.42</i>	<i>: Importación de la opción tabla.</i>	191
<i>Figura 3.43</i>	<i>: Exportación de la geometría del río.</i>	192
<i>Figura 3.44</i>	<i>: Importación de la geometría del río desde HEC-RAS.</i>	194
<i>Figura 3.45</i>	<i>: Importación de la geometría del río opción unidades.</i>	194
<i>Figura 3.46</i>	<i>: Importación de la geometría del río opción líneas.</i>	195
<i>Figura 3.47</i>	<i>: Importación de la geometría del río opción secciones.</i>	195
<i>Figura 3.48</i>	<i>: Vista de la geometría importada desde HEC-RAS.</i>	196
<i>Figura 3.49</i>	<i>: Geometría con secciones interpoladas.</i>	196
<i>Figura 3.50</i>	<i>: Editor de valores de coeficiente de rugosidad.</i>	197
<i>Figura 3.51</i>	<i>: Editor de datos de puente.</i>	198
<i>Figura 3.52</i>	<i>: Editor de datos para flujo permanente.</i>	199
<i>Figura 3.53</i>	<i>: Editor de datos para condiciones de contorno.</i>	200
<i>Figura 3.54</i>	<i>: Ventana de ejecución de análisis en régimen permanente.</i>	200
<i>Figura 3.55</i>	<i>: Ventana de cómputo de flujo permanente.</i>	201
<i>Figura 3.56</i>	<i>: Ventana de exportación de HEC-RAS.</i>	201
<i>Figura 3.57</i>	<i>: Conversión de archivo SDF en XML.</i>	202
<i>Figura 3.58</i>	<i>: Configuración de capa de post procesamiento.</i>	202
<i>Figura 3.59</i>	<i>: Polígono de delimitación de inundación.</i>	203
<i>Figura 3.60</i>	<i>: Creación de superficie de agua para Diferentes Tr.</i>	204
<i>Figura 3.61</i>	<i>: Polígono de inundación final.</i>	204
<i>Figura 3.62</i>	<i>: Mapa de Inundación para Tr=5 Años (Calados).</i>	204
<i>Figura 3.63</i>	<i>: Creación de superficie de velocidades.</i>	205
<i>Figura 3.64</i>	<i>: Mapa de Inundación para Tr=5 Años (Velocidades).</i>	206
<i>Figura 3.65</i>	<i>: Mapa de Inundación - Hec Ras</i>	209

<i>Figura 4.01</i>	: Polígonos de Thiessen de la cuenca del río Ayaviri por unidades hidrográficas.....	223
<i>Figura 4.02</i>	: Esquema para la obtención del número curva.	226
<i>Figura 4.03</i>	: Mapa de número curva de la cuenca del río Ayaviri.	227
<i>Figura 4.04</i>	: Condiciones de humedad del suelo por el método Numero de Curva.....	229
<i>Figura 4.05</i>	: Características físicas de las unidades hidrograficas (Áreas).	229
<i>Figura 4.06</i>	: Proceso de transformación de lluvia en escorrentía.	230
<i>Figura 4.07</i>	: Transito de caudales en ríos por el método de Muskingum.	230
<i>Figura 4.08</i>	: Hidrograma de Caudal Máximo para TR= 5 Años.....	231
<i>Figura 4.09</i>	: Resultado global de caudal máximo para TR= 5 Años.....	232
<i>Figura 4.10</i>	: Hidrograma de Caudal Máximo para TR= 50 Años	233
<i>Figura 4.11</i>	: Resultado global de Caudal Máximo para TR= 50 Años.....	233
<i>Figura 4.12</i>	: Hidrograma de Caudal Máximo para TR= 100 Años	234
<i>Figura 4.13</i>	: Resultado global de Caudal Máximo para TR= 100 Años.....	235
<i>Figura 4.14</i>	: Sección transversal del río Ayaviri.	239
<i>Figura 4.15</i>	: Características hidráulicas del flujo de agua.	240
<i>Figura 4.16</i>	: Perspectiva tridimensional del tramo en estudio.	242
<i>Figura 4.17</i>	: Perfil hidráulico del río Ayaviri para diferentes periodos de retorno.	243
<i>Figura 4.18</i>	: Grafica de velocidades del río Ayaviri para diferentes periodos de retorno .	244
<i>Figura 4.19</i>	: Tabla resumen de parámetros hidráulicos.	245
<i>Figura 4.20</i>	: Escenario de inundación para un periodo de retorno de 5 años.....	246
<i>Figura 4.21</i>	: Escenario de inundación para un periodo de retorno de 50 años.....	247
<i>Figura 4.22</i>	: Escenario de inundación para un periodo de retorno de 100 años.....	248

INDICE DE CUADROS

Cuadro N° 2.01	: <i>Coefficiente de masividad</i>	25
Cuadro N° 2.02	: Condiciones antecedentes de humedad básicas empleadas en el método SCS.....	44
Cuadro N° 2.03	: Rangos para la clasificación de las condiciones antecedentes de humedad (AMC).....	44
Cuadro N° 2.04	: <i>Valores críticos de $\Delta 0$</i> del estadístico Smirnov-Kolmogorov Δ , para varios valores de N y niveles de significación α	52
Cuadro N° 2.05	: <i>Valores usuales para coeficientes de contracción y expansión en flujo subcrítico</i>	94
Cuadro N° 2.06	: <i>Valores usuales para coeficientes de contracción y expansión en flujo supercrítico</i>	95
Cuadro N° 2.07	: <i>Valores para el cálculo de n según la ecuación 2.65</i>	101
Cuadro N° 2.08	: <i>Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad de "n"</i>	101
Cuadro N° 2.09	: <i>Rangos definidos para cada nivel de intensidad para inundaciones</i>	105
Cuadro N° 2.10	: <i>Frecuencia y periodos de retorno</i>	107
Cuadro N° 2.11	: <i>Relacion Frecuencia de las inundaciones y su intensidad</i>	107
Cuadro N° 2.12	: <i>Estrato, descripción y valor de las zonas de peligro</i>	110
Cuadro N° 2.13	: <i>Estrato, descripción y valor de la vulnerabilidad</i>	114
Cuadro N° 2.14	: <i>Matriz de peligro y vulnerabilidad</i>	114
Cuadro N° 3.01	: <i>Precipitación máxima en 24 horas por estaciones</i>	124
Cuadro N° 3.02	: Ecuaciones a usar para el ajuste por el método de Chi Cuadrado X^2	141
Cuadro N° 3.03	: <i>Áreas de Influencia de las Estaciones Meteorológicas por unidades hidrográficas</i>	146
Cuadro N° 3.04	: Grupos Hidrológicos de suelos según varias fuentes bibliograficas.....	148
Cuadro N° 3.05	: <i>Parametros para la determinacion de Numero de Curva</i>	158
Cuadro N° 3.06	: <i>Coefficientes de contracción y expansión según el HEC-RAS</i>	198
Cuadro N° 3.07	: <i>Editor de valores de coeficiente de contracción y expansión</i>	198
Cuadro N° 3.08	: <i>Rangos definidos por frecuencia de inundaciones</i>	208
Cuadro N° 4.01	: Características fisiográficas de la cuenca en estudio.....	211
Cuadro N° 4.02	: Características Fisiográficas de las Unidades Hidrograficas de la Cuenca del Río Ayaviri.....	211
Cuadro N° 4.03	: Características geomorlogicos de la cuenca en estudio.....	211

Cuadro N° 4.04	: Características geomorfológicas de las uniades hidrograficas de la cuenca del río Ayaviri.....	212
Cuadro N° 4.05	: <i>Precipitación máxima en 24 horas por estaciones.</i>	213
Cuadro N° 4.06	: Resumen de estimacion de eventos extremos para diferentes periodos de retorno de la Estación – Ayaviri.....	214
Cuadro N° 4.07	: Resumen de estimacion de eventos extremos para diferentes periodos de retorno de la Estación – Chuquibambilla.	215
Cuadro N° 4.08	: Resumen de estimacion de eventos extremos para diferentes periodos de retorno de la Estación – Llalli.....	215
Cuadro N° 4.09	: Resumen de estimacion de eventos extremos para diferentes periodos de retorno de la Estación – Pampahuta.....	215
Cuadro N° 4.10	: Resumen de estimacion de eventos extremos para diferentes periodos de retorno de la Estación – Santa Rosa.	216
Cuadro N° 4.11	: Prueba de Bondad de Ajuste X^2	216
Cuadro N° 4.12	: Prueba de Bondad de Ajuste de Smirnov – Kolmogorov	219
Cuadro N° 4.13	: <i>Precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno de las estaciones que involucran el area del estudio</i>	222
Cuadro N° 4.14	: <i>Áreas de Influencia de las Estaciones Meteorológicas por unidades hidrográficas</i>	224
Cuadro N° 4.15	: <i>Áreas de Influencia de las Estaciones Meteorológicas ponderadas por unidades hidrográficas</i>	225
Cuadro N° 4.16	: CN por Promedio por Unidad Hidrograficas.	227
Cuadro N° 4.17	: Datos para el software HEC-HMS.....	228
Cuadro N° 4.18	: Resumen de caudales máximos Generados de la cuenca del rio Ayaviri. 235	
Cuadro N° 4.19	: Anilisis Comparativo de los Caudales Generados por las Diferentes Intituciones	236
Cuadro N° 4.20	: <i>Nomenclatura utilizada por el modelo HEC-RAS.</i>	237
Cuadro N° 4.21	: <i>Resumen de parámetros hidraulicos.</i>	241
Cuadro N° 4.22	: <i>Elementos vulnerables utilizando mapas de tirantes y velocidades.</i>	248
Cuadro N° 4.23	: Niveles de Riesgo por inundaciones.....	250
Cuadro N° 4.24	: <i>Áreas afectadas según tirante de agua.</i>	250
Cuadro N° 4.25	: Resumen de Riesgos.....	251

GLOSARIO DE SIMBOLOS

Abreviaturas

A	Área de la cuenca de interés
\tilde{A}	Retención potencial máxima
Ap	Ancho promedio de la cuenca
Am, Bm, Cm,	Coeficiente de los polinomios de regresión
Cm	Ceficiente de macevidad de la cuenca
E	Extencion promedio de la cuenca
ξ_i	Variable aleatoria normal e independiente con media cero y varianza unitaria
e_i	Numero de valores esperados en el intervalos de clase.
G.L.N.	Grados de libertad del numerador
G.L.D.	Grados de libertad del denominador
I	Flujo de entrada
IP	Indice de pendiente
K	Tiempo de transito de una onda de crecida a través del tramo del canal
k	Numero de intervalos de clase
L	Longitud del cauce principal
Lm	La mayor del rectángulo iquivalente
n	Rugosidadde Manning
P	Probabilidad de ocurrencia
P	Precipitación total
P	Perimetro de la cuenca
Pe	Precipitación efectiva
Q	Flujo de salida
Qp	Caudal pico
Qins	Caudal máximo instantáneo
Qmáx	Caudal máximo diario promedio
R	Coeficientedecorrelación
S	Volumen de agua almacenada

S_m	Pendiente del cauce principal
$S_{\bar{d}}$	Desviación de las diferencias de los promedios.
$S_p =$	Desviación estándar ponderada
T_r	Períodos de retorno
T_p	Tiempo hasta el pico
T_c	Tiempo de concentración
T_m	Tendencia en la media
x_c^2	Valor calculado de Chi-cuadrado, a partir de los datos.
x_t	Variable hidrológica independiente
$X'_{(t)}$	Valor corregido de saltos
y_t	Variable hidrológica dependiente

RESUMEN

El presente trabajo de tesis denominado “Modelamiento de Maximas Avenidas Que Generan Riesgo de Inundacion en la Ciudad de Ayaviri – Puno”, se desarrollo en base a los objetivos planteados, cuyos resultados se sintetizan en los siguientes términos:

El conocimiento del funcionamiento hidráulico del rio Ayaviri durante el transcurso de una avenida es fundamental para solucionar una gran variedad de problemas de ingeniería hidráulica, asi como delimitación de zonas inundables, diseño de encausamientos y estructuras hidráulicas, estabilización de márgenes, proyectos de rehabilitación de ríos, o determinación de riesgo asociados a eventos extraordinarios de lluvia. Para ello es necesario el estudio maximas avenidas, en este trabajo se aborda este estudio mediante el uso de programas como: ArcGis, HEC-HMS, HEC- GEORas, Hec-Ras.

El presente trabajo se basa en dos aspectos principales, la determinación de caudales máximos para distintos períodos de retomo y la simulación de la dinámica de los flujos desbordados correspondientes a dichos caudales, y por otro lado la elaboración de la mapas de riesgo.

Para la determinación de los caudales máximos de la cuenca del rio Ayaviri se utilizo el modelo hidrológico HEC-HMS, el cual permite la transformación de lluvia en escorrentía superficial, determinándose los hidrogramas de caudales máximos para cada periodo de retorno.

ArcGIS es un “software” de Sistema de Información Geográfica diseñado para trabajar a nivel multiusuario, que nos permite capturar, editar, analizar, diseñar e imprimir información geográfica. En el presente se aplicara para diagnosticar sitios de posible desborde y planificar acciones para mitigar la

ocurrencia de inundaciones, integrando modelos hidráulicos e hidrológicos así como imágenes satelitales.

Para el análisis hidráulico y modelamiento espacial se integro el software de análisis hidráulico HEC-RAS y la extensión del ArcGIS HEC-GeoRAS generando como resultado mapas de inundación espacialmente georeferenciado, para perfiles de flujo de 5, 50 y 100 años donde se puede evaluar el impacto de posibles inundaciones en la ciudad de Ayaviri ámbito de la cuenca del río Ayaviri.

Los resultados según la transformación lluvia - escorrentia, cuyos caudales que se han determinada para diferentes periodos de retorno como son $Tr= 5$ Años con un caudal de 126.40 m³/seg., $Tr= 50$ Años con un caudal de 424.20 m³/seg., y el caudal máximo alcanzado para un periodo de retorno de 100 años es de 495.80 m³/s., el mismo que permitio visualizar 253.03 ha de áreas inundadas en ambas márgenes del rio Ayaviri, con un tirante de agua hasta 1.18 m y la velocidad promedio del flujo es de 2.72 m/s. Las áreas que conllevan mayor riesgo son las que tienen un tirante mayor a 1 metro, que se constituyen en un 33.33% de la superficie inundada, todos ellos analizados para un perfil de flujo de 100 años.

Palabras Claves: Modelación Hidrológica, HEC-HMS, Información Hidrometeorológica, Hidrogramas de Avenidas, HEC-RAS, Inundaciones, Riesgo, Vulnerabilidad.

ABSTRACT

This thesis entitled "Modeling Probable Maximum Flood Generating Risk of Flooding in the City of Ayaviri - Puno" has been developed according the aims based on, the results are summarized as follows:

Knowledge of hydraulic behavior of Rio Ayaviri during the course of an flood avenue is a key to solving a variety of problems in hydraulic engineering, as well as floodplain delineation, design of hydraulic structures and prosecutions, stabilization, rehabilitation of rivers or determination of risk associated with extraordinary rain events. This requires the study of Maximum Flood Avenues, in this research the study is addressed through the use of programs such as ArcGIS, HEC-HMS, HEC-Georas, Hec-Ras.

This research is based on two main aspects, the determination of peak flows for different periods of return and the simulation of the dynamics of overflowing flows corresponding to these flows, and secondly the development of risk maps.

To determine the maximum flow of the river basin of río Ayaviri has been used the hydraulic model HEC-HMS, which allows the transformation of rainfall into surface runoff, determining the maximum flow hydrographs for each return period was used.

ArcGIS is a "software" of Geographic Information System designed to work with multi-level, which allows us to capture, edit, analyze, design and print geographic information. In this research were applied to diagnose possible overflow sites and plan actions to mitigate the occurrence of floods, integrating hydrological and hydraulic models and satellite imagery.

For the hydraulic analysis and spatial modeling software HEC-RAS hydraulic analysis and extension of ArcGIS HEC-GeoRAS was integrated as a result generating spatially georeferenced maps flood flow profiles for 5, 50 and 100 years where you can evaluate the impact of potential flooding in the city of Ayaviri field of river basin Ayaviri.

The results according to transformation Rain - Runoff, whose flows that have been determined for different return periods such as $T_r = 5$ years with 126.40 m³/seg flow rate, $T_r = 50$ years at a rate of 424.20 m³/seg and the maximum flow rate achieved for a return period of 100 years is 495.80 m³/seg., which allowed visualize 253.03 has as flooded areas on both banks of the Río Ayaviri, with a water depth up to 1.18 m and the average speed flow is 2.72 m/seg. The areas involving a higher risk are those with a higher tie at 1 meter, which constitute 33.33% of the flooded area, all analyzed flow profile for a 100 years.

Keywords: Hydrological Modeling, HEC-HMS, Hydrometeorological Information, Flood Hydrograms, HEC-RAS, Floods, Risk, Vulnerability.

INTRODUCCIÓN

La modelación hidrológica es una herramienta de gran importancia para el estudio de avenidas que se ha extendido por todo el mundo, fundamentalmente en países desarrollados. En la actualidad, con el empleo de estos modelos, se realiza el análisis y la prevención de las inundaciones; además, es posible manejar hipótesis suficientemente realistas o previsibles que ofrezcan un cierto grado de confianza para la toma de decisiones, ya sea en la ordenación del territorio en torno a los ríos o para exigir criterios de diseño de obras e infraestructuras capaces de soportar y funcionar adecuadamente en situaciones de emergencia. Incluso, alertar a los servicios de protección civil y establecer protocolos de actuación ante posibles situaciones de peligro por intensas lluvias.

Son varios los modelos hidrológicos que existen, siendo el Sistema de Modelación Hidrológico del Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU. (HEC-HMS por sus siglas en inglés) el aplicado en la presente investigación, ya que es un programa computacional gratuito y de amplia utilización internacional en el estudio de avenidas, el cual provee una variedad de opciones para simular procesos de precipitación - escurrimiento y tránsito de caudales.

Este modelo utiliza métodos de precipitación-escorrentía para estimar los hidrogramas de escorrentía directa generados por las precipitaciones en una cuenca durante un período retorno. Es un programa muy flexible que permite al usuario la selección de diferentes métodos para el cálculo de pérdidas, hidrogramas, flujo base y propagación en cauces. Posibilita realizar simulaciones de los procesos hidrológicos a nivel de eventos o en forma continua. Los primeros simulan el comportamiento de un sistema hídrico durante un evento de precipitación. La simulación continua puede comprender un período de tiempo con varios de estos eventos.

Los modelos hidráulicos analizan los flujos de los ríos por secciones transversales de los cauces, de acuerdo a la escorrentía y caudal del agua en el sistema hídrico. Uno de estos modelos, el más utilizado alrededor del mundo, es el hec-ras (Hydrologic Engineering Center-River Assessment System), desarrollado por el United States Army Corps of Engineers. HEC-RAS es un modelo unidimensional de régimen permanente, gradualmente variado, que genera como resultado el perfil de la superficie libre de agua, calculando el nivel y velocidad del agua y el área mojada en cada tramo o sección transversal del río. Para las evaluaciones de inundación, aplicando el HEC-RAS, se requiere de información sobre la fisiografía y los caudales del sistema fluvial, que son sistematizados en el modelo como datos geométricos (secciones transversales del cauce), flujos de agua o aforos, así como las especificaciones para la simulación de escurrimiento superficial y áreas inundadas, relacionados con los periodos de retorno de precipitación.

Por otra parte, el desarrollo de los Sistemas de Información Geográficos (SIG) permite la integración de los resultados de la modelación hidrológica y las diferentes características físico-geográficas de las cuencas en un sistema de prevención hidrológica que posibilite el pronóstico de inundaciones y la correspondiente toma de decisiones. Los SIG constituyen un instrumento adecuado para responder a cuestiones relacionadas con la distribución espacial y las series temporales de la escorrentía.

La ciudad de Ayaviri específicamente los barrios de Pueblo libre y Ccahuasi Mashí son las zonas de mayor riesgo a inundaciones, hasta ahora es poca la utilización de estos modelos HEC-HMS, HEC-RAS y ArcGis para prevenir riesgos de inundación, diseños hidráulicos, caracterizaciones físico-climáticas, ordenamiento territorial, modelaciones de escenarios futuros relacionados con el cambio climático, etc.

CAPITULO I. EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.

La ciudad de Ayaviri, capital de la provincia de Melgar, en la actualidad en pleno desarrollo, es atravesado por el río del mismo nombre que fracciona a la ciudad en dos partes, encontrándose cerca a sus márgenes obras de infraestructura como son: áreas recreacionales, viviendas, vías asfaltadas que se encuentran vulnerables a inundaciones, situación que ya se ha ocasionado en años anteriores por lo que es necesario efectuar el análisis correspondiente a fin de determinar las zonas de peligro; lo que permitirá proveer la prevención o control de estos fenómenos de inundación, que pueden ocasionar daños.

El río Ayaviri pasa por la ciudad del mismo nombre, está ubicado en la unidad hidrográfica de Ayaviri y drena sus aguas a la cuenca del río Ramis, la misma que es un afluente del lago Titicaca. El río Ayaviri en época de lluvias genera un alto riesgo de inundación en su margen derecha donde se encuentra la población del barrio Pueblo Libre y en margen izquierda afectando al barrio Ccahuashi Mashí; razón por la cual se determina mediante trabajos de topografía y el levantamiento de información en la zona de estudio, las zonas vulnerables a inundaciones, aplicando softwares informáticos HEC-RAS Ver. 4.1 y la extensión de Arc-Gis, Hec GeoRas que nos permitirán determinar las áreas potenciales y áreas habitables de riegos en función al tirante del agua y el uso del suelo en zonas de planicie sujetos a inundaciones.

La información será generada mediante el Sistema de Información Geográfica (SIG), que nos mostrara objetivamente las zonas más vulnerables a riesgos por inundaciones; de modo que se podrá observar especialmente la ubicación de las áreas más afectadas en función a los caudales pico para diferentes periodos de retorno: 5, 50 y 100 años.

Las inundaciones son fenómenos naturales ligados a la dinámica terrestre, que han estado presentes en la historia de la evaluación de nuestro planeta y hoy en día causan muchos daños pueden llegar a interferir con las actividades humanas, suponiendo esta situación un potencial de riesgo natural para las personas y sus bienes en cuanto a pérdidas económicas, de infraestructura, alteraciones en el ambiente y pérdidas de vidas humanas.

El modelamiento de inundaciones es generada por la ocurrencia de máximas avenidas para su cuantificación se utilizan procedimientos matemáticos mediante software HEC RAS, este softwar se ha constituido en una herramienta muy útil para la planeación y el diseño. Cao y Carling 1992, citado por Suarez Días (2002) expresa que “los modelos matemáticos para ríos aluviales son el mejor de los casos imprecisos y peor de los casos inválidos”

Los modelos matemáticos permiten atender algunos fenómenos hidrológicos e hidráulicos y la manipulación del software permiten predecir el comportamiento futuro del rio con una serie de condicionantes y limitaciones del mismo software. Para que un modelo sea valido se quiere que la información utilizada sea confiable y completa y el modelo utilizado represente realmente el comportamiento de esa corriente en las circunstancias en que ocurre la inundación, en el sitio donde se realiza el análisis.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

1.2.1. Problema general.

¿Cuáles pueden ser las zonas más vulnerables que generan riesgos por inundaciones a causa de máximas avenidas del río Ayaviri, así proponer la protección de obras de infraestructura existente en la zona urbana?

1.2.2. Problemas específicos.

✓ Problema específico 1

¿Cuál es el caudal pico durante las máximas avenidas del río Ayaviri aplicando el Software HEC – HMS?

✓ Problema específico 2

¿Cómo son las características hidráulicas del río Ayaviri, aplicando el Software HEC-RAS, que puedan generar riesgo de inundación a viviendas, vías de comunicación y áreas de cultivo?

✓ Problema específico 3

¿Qué características debe considerarse en la elaboración de mapas de riesgo que permitan proponer obras de protección de las infraestructuras existentes en las zonas vulnerables a inundación?

1.3. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.

El modelamiento del sistema hidrológico de la cuenca del río Ayaviri, a través del modelo HEC-HMS, permite describir en forma cualitativa y cuantitativa la respuesta de la cuenca ante un evento extremo, permitiendo determinar el escurrimiento producido por las precipitaciones máximas en 24 horas, donde se podrá determinar el caudal máximo alcanzado para un periodo de retorno requerido, además de ser comparados con método probabilístico con caudales máximos instantáneos; de acuerdo a las estimaciones para la simulación hidráulica del río Ayaviri se tomaron los valores más desfavorables; es decir, el que da un valor de caudal mayor.

Además el presente trabajo contempla la aplicación del programa SIG como herramienta de análisis hidráulico para el modelamiento de zonas con riesgo de inundación ahorrando tiempo y recursos contra un trazado manual de inundación; asimismo la integración del modelo hidráulico HEC-RAS con el ArcGIS a través de la aplicación HEC-GeoRAS es una manera dinámica e interactiva del manejo de los modelos digitales de terreno y elevaciones de la lámina de agua, generando como resultado mapas temáticos que muestran las zonas más vulnerables a riesgo por inundación y así tomar las medidas preventivas necesarias.

1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.

1.4.1. Justificación técnica.

La expansión urbana de la ciudad de Ayaviri, ha permitido que en ambos márgenes del río del mismo nombre se efectúe: expansión urbana, construcción de vías, áreas recreacionales entre otros, que por la cercanía al río y las condiciones topográficas permiten se presente situaciones de vulnerabilidad a inundaciones que pueden ocasionar daños a las construcciones antes referidas. Tomando en cuenta estos aspectos y considerando que en la actualidad se han desarrollado diversos programas que permiten el modelamiento de estos fenómenos para ello se ha utilizado los Software HEC-HMS y HEC-RAS, para luego proponer recomendaciones de protección de las obras referidas.

1.4.2. Justificación económica.

Los eventos de inundaciones definitivamente ocasionan pérdidas económicas cuantiosas directas e indirectas; con el desarrollo del presente trabajo de tesis permitirá proponer la protección de las diversas infraestructuras que se han construido en ambos márgenes de la zona urbana del río Ayaviri, para lo que será muy útil la determinación de los mapas de riesgo por inundación y pueda de esta manera optimizarse una inversión mínima en la protección.

1.4.3. Justificación ambiental.

Es de nuestro conocimiento que los eventos de inundaciones ocasionan serios trastornos en el área de influencia y la prevención en este caso la elaboración de mapas de riesgo por inundaciones y la construcción de obras de protección garantiza el control de los impactos ambientales que ocasiona el hombre en la construcción de obras para su bienestar. En este caso mencionar el propósito de efectuar ciertas obras de protección permitirá evitar posibles impactos ambientales negativos siendo este el propósito final de la elaboración del presente trabajo de tesis.

1.5. OBJETIVOS.

1.5.1. Objetivo general.

- ✓ Determinar las zonas de riesgo de inundación por máximas avenidas del río Ayaviri, mediante el modelamiento con caudales máximos para proponer la protección de obras de infraestructura existentes en la zona urbana de la ciudad de Ayaviri margen derecha e izquierda.

1.5.2. Objetivos específicos.

- ✓ **Objetivo específico 1**
Determinar los caudales máximos del río Ayaviri aplicando el Software HEC-HMS.
- ✓ **Objetivo específico 2**
Calcular las características hidráulicas del río Ayaviri, aplicando el Software HEC-RAS, que generan los riesgos de inundación, afectando a viviendas, vías de comunicación y áreas de cultivo en la ciudad de Ayaviri.
- ✓ **Objetivo específico 3**
Elaborar mapas de riesgo que permita proponer obras de protección de las infraestructuras existentes en las zonas vulnerables a inundación.

1.6. HIPÓTESIS.

1.6.1. Hipótesis general.

- ✓ Para determinar los caudales máximos del río Ayaviri existen varios modelos entre determinísticos y/o probabilísticos que pueden generar riesgos por inundación las diferentes infraestructuras de los barrios de Pueblo Libre y Ccahusiri Mashí de la ciudad de Ayaviri.

1.6.2. Hipótesis específico.

- ✓ **Hipótesis específica 1.**

El software HEC-HMS, permite determinar los caudales máximos del río Ayaviri, para determinar riesgo por inundación, los que pueden ser controlados.

- ✓ **Hipótesis específica 2.**

Conocer las características hidráulicas en máximas avenidas del río Ayaviri aplicando el Software HEC-RAS, permite pronosticar la prevención de riesgo.

- ✓ **Hipótesis específica 3.**

Conociendo los mapas de riesgo permite proponer proyectos y planes de control de inundaciones y consecuente protección de las obras de infraestructura amenazadas.

CAPITULO II. MARCO REFERENCIAL.

2.1 ANTECEDENTES.

El mundo, la región y las localidades han sido afectados por los desastres de origen natural y causados por el cambio climático; que han incrementado notoriamente el número de víctimas, entre muertos, desaparecidos y damnificados, igualmente las pérdidas materiales incalculables, eventos que comprometen cada día más a las autoridades civiles, comunidad, organismos de prevención, atención y socorro a estar preparados con capacitación, planes, programas, medios y desarrollando la gestión del riesgo con anticipación a los eventos extremos. Existe la necesidad de tener modelos para implementar una cultura de prevención e información ante los desastres; como parte integral de los Sistemas Nacionales para la Prevención y Atención de Emergencias y Desastres, o sus equivalentes como Defensa Civil, Protección Civil, los Cuerpos de Bomberos, autoridades civiles y la comunidad, para lograr eficiencia en los procedimientos operativos normalizados prestando un mejor servicio de respuesta efectiva, con recursos y talento humano organizado y con objetivos concretos para cumplir los planes, en forma coordinada y oportuna, con la implementación de campañas de sensibilización y educación que motiven e influyan para trabajar en la gestión de riesgo, cultura de prevención y niveles de responsabilidad de las autoridades civiles de los estados y la comunidad e instituciones.

En la región de puno periódicamente ocurren desbordamiento provocando inundaciones afectado áreas de cultivos, viviendas urbanas y rurales. En la cuenca del rio Ramis cada vez que se presentan avenidas máximas es afectado en la parte baja de la cuenca, en los distritos de Sanan y Taraco.

Las unidades hidrográficas de Llallimayo y Santa Rosa, son afluentes de la unidad hidrográfica de Ayaviri. En la época de máximas avenidas amenazan con desbordar el lecho del rio, poniendo en riesgo a los barrios de Pueblo Libre y Ccahuasi Mashí que se ubican en la ribera del rio Ayaviri.

2.2 MARCO TEÓRICO.

2.2.1 Hidrología.

Según Villón B. (2002) Ref. (32), la hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución de la superficie terrestre, sus propiedades químicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.

Por su parte **Aparicio M. F. (1997) Ref. (1)**, Indica que la hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación, y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.

Para **Chow V.T. (1964) Ref. (10)**, considera que la hidrología abarca a todas las ciencias hídricas. En una forma estricta, puede definirse como el estudio del ciclo hidrológico es decir la circulación ininterrumpida del agua entre la tierra y la atmosfera. El conocimiento hidrológico se aplica al uso y control de los recursos hidráulicos en los continentes del planeta.

2.2.1.1 Cuenca hidrográfica

Según Villón B. (2002) Ref. (32), La cuenca de drenaje de una corriente, es el área del terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de

agua tiene una cuenca bien definida, para cada punto de su recorrido.

Según Chereque M. W. (1994) Ref. (8), Es el área de terreno donde las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido.

Según Linsley R. (1968) Ref. (17), La cuenca fluvial es el área tributaria hasta un punto determinado sobre una corriente, y está separada de las cuencas adyacentes por una divisoria o parte aguas que pueda trazarse sobre mapas o planos topográficos.

Según Chow V. T. (1964) Ref. (10), Una cuenca es el área de terreno que drena hacia una corriente en un lugar dado. Dicho de otra forma, es el área de captación de agua de un río.

Según Aparicio M. F. (1997) Ref. (1), La cuenca hidrográfica se define como una superficie terrestre, en donde las gotas de lluvia que caen, son drenadas por un sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

El mismo autor señala que la definición entregada se refiere a una cuenca superficial, y que a su vez ésta se encuentra asociada a una cuenca subterránea. De esta manera y dependiendo de la salida que tenga, existen dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas. Las primeras presentan sus límites de salida dentro de la cuenca y habitualmente corresponde a un lago, mientras que las segundas presentan su punto de salida en los límites de la cuenca y los cuales pueden ser una corriente externa, o el mar.

2.2.1.2 Geomorfología de la cuenca.

Según INRENA - ATDR llave (2009) Ref. (16), La geomorfología es la rama de la geografía física que estudia de manera descriptiva y explicativa el relieve de la Tierra, el cual es el resultado de un balance dinámico que evoluciona en el tiempo entre procesos constructivos y destructivos, dinámica que se conoce de manera genérica como ciclo geomorfológico.

Morfología de la cuenca.- La morfología de una cuenca queda definida por su forma, relieve y drenaje, para lo cual se han establecido una serie de parámetros, que a través de ecuaciones matemáticas, sirven de referencia para la clasificación y comparación de las cuencas. Para un mejor enfoque sobre el estudio de las cuencas se establece los parámetros de forma, parámetros de relieve y parámetros de la red hidrográfica, generalmente.

2.2.1.3 Parametros de forma de la cuenca

Dada la importancia de la configuración de la cuenca, se trata de cuantificar estas características por medio de índices o coeficientes, los cuales relacionan el movimiento del agua y la respuesta de la cuenca a tal movimiento (hidrógrafa).

La determinación de una cuenca mediante sus parámetros y las características de la red de drenaje. Los principales factores de forma son:

- ✓ Área de la cuenca (A).
- ✓ Perímetro de la cuenca (P).
- ✓ Longitud del río principal (L).
- ✓ Ancho promedio de la cuenca (Ap).
- ✓ Coeficiente de compacidad o índice de Gravelius (Kc).
- ✓ Factor de forma (Ff).
- ✓ Rectángulo equivalente (RE).

✓ Radio de circularidad (R_c).

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. En la actualidad existen diversos y variedad de programas (Softwares) que nos permiten determinar con mayor precisión longitudes y superficies de la cuenca. Entre los paquetes computacionales se tienen (ArGis, Arcview, Idrisi, Ilwis, AutoCad, etc.)

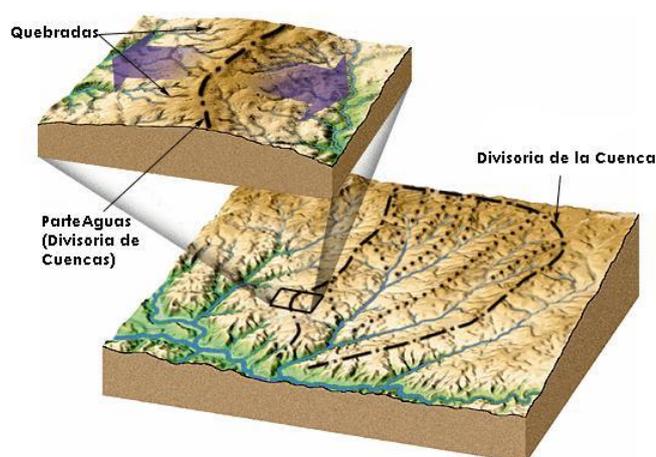


Figura 2.01 : Delimitación de la cuenca

B. Perímetro de la cuenca (P)

Borde del contorno (limite exterior) de la forma irregular de la cuenca proyectada en un plano horizontal. (Figura 2.01), obtenida una vez delimitada la cuenca.

C. Longitud del río principal (L)

Es la longitud mayor de recorrido que realiza el río, desde la cabecera de la cuenca, siguiendo todos los cambios de dirección o sinuosidades, hasta un punto fijo de interés, puede ser una estación de aforo o desembocadura, expresado en unidades de longitud.

D. Ancho promedio de la cuenca (A_p)

Relación entre el área de la cuenca y la longitud del cauce principal, cuya expresión es la siguiente:

$$A_p = \frac{A}{L} \dots\dots\dots (2.01)$$

Donde:

A_p = Ancho promedio de la cuenca (Km).

A = Area de la cuenca (Km²).

L = Longitud del cauce principal (Km).

E. Coeficiente de compacidad o índice de Gravelius (K_c)

Según Campos A. (2001) Ref. (5), Es el coeficiente que existe entre el perímetro de la cuenca respecto al perímetro de un círculo del área de la misma cuenca.

$$K_c = \frac{P}{P_o} = \frac{P}{2 * \sqrt{\pi * A}} = 0.282 \left(\frac{P}{\sqrt{A}} \right) \dots\dots\dots (2.02)$$

Donde:

P = Perímetro de la cuenca (Km).

A = Area de la cuenca (Km²).

Si **$K_c = 1$** 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.

Si: **$K_c \approx 1$** cuenca regular

$K_c \neq 1$ cuenca irregular; (K_c grande, menos susceptible a inundaciones).

F. Factor de forma (F_f)

Es la relación entre el área (A) de la cuenca y el cuadrado de la longitud máximo recorrido del cauce (L). Este parámetro mide la tendencia de la cuenca hacia las crecidas, rápidas y muy intensas a lentas y sostenidas, según que su factor de forma tienda hacia valores extremos grandes o pequeños, respectivamente. Es un parámetro adimensional que denota la forma redondeada o alargada de la cuenca.

$$Ff = \frac{A}{L^2} \dots\dots\dots(2.03)$$

Donde:

A = Area de la cuenca (Km²).

L = Longitud del cauce principal (Km).

Para un círculo Ff = 0.79, para un cuadrado con la salida en el punto medio de uno de los lados Ff = 1 y con la salida en una esquina Ff = 0.5 (Mintegui et al, 1993).

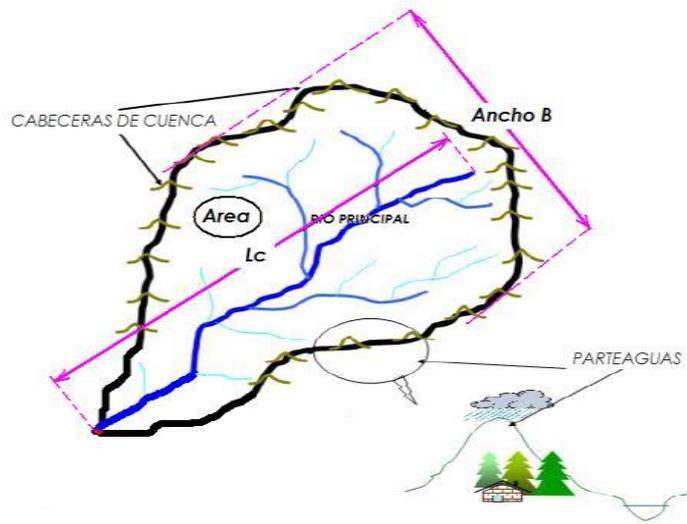


Figura 2.02 : Cuenca – Factores de forma.

G. Rectángulo equivalente (RE)

Es la representación geométrica de una cuenca definida como un rectángulo que tenga la misma área de la cuenca. La longitud de sus lados esta dado por:

$$R_E = 0.25 \times P \pm \sqrt{\left(\frac{P}{4}\right)^2 - A} \dots\dots\dots (2.04)$$

Donde:

L_L = Longitud de sus lados del rectángulo (mayor y menor) en Km.

P = Perímetro de la cuenca (Km).

A = Area de la cuenca (Km²).

H. Radio de circularidad (R_c)

Relaciona el área de la cuenca y la del círculo que posee una circunferencia de longitud igual al perímetro de la cuenca. Su valor es 1 para una cuenca circular y 0.785 para una cuenca cuadrada.

$$R_c = \frac{4\pi A}{P^2} \dots\dots\dots (2.05)$$

Donde:

P = Perímetro de la cuenca (Km).

A = Area de la cuenca (Km²).

2.2.1.4 Parámetros de relieve de la cuenca

Segun, INRENA ATDR Ilave (2009) Ref. (16), El relieve posee una incidencia más fuerte sobre la escorrentía que la forma, dado que a una mayor pendiente corresponderá un menor tiempo de concentración de las aguas en la red de drenaje y afluentes al curso principal. Es así como a una mayor pendiente corresponderá una menor duración de concentración de las aguas de escorrentía en la red de drenaje y afluentes al curso principal.

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

- ✓ Curva hipsométrica.
- ✓ Polígono de frecuencias.
- ✓ Altitud media de la cuenca (Hm).
- ✓ Altitud de frecuencia media.
- ✓ Altitud más frecuente.
- ✓ Pendiente media de la cuenca.
- ✓ Índice de pendiente de la cuenca (Ip).
- ✓ Coeficiente de masividad (Cm).
- ✓ Coeficiente orográfico (Co).
- ✓ Coeficiente de torrencialidad (Ct).
- ✓ Perfil altimétrico del cauce principal y su pendiente promedio.

A. Curva hipsométrica

Es utilizada para representar gráficamente cotas de terreno en función de las superficies que encierran. Para su trazado se debe tener en cuenta que sobre la sección de control (altitud mínima de la microcuenca), se tiene el cien por ciento de su superficie. Si se ubica en el punto más alto de la microcuenca y se calcula a partir de cada curva de nivel, las áreas acumuladas por encima de ellas, se puede construir la curva hipsométrica (Martínez et al, 1996). En general, tanto las alturas como las superficies son definidas en términos porcentuales.

Llamada también Curva de Área – Elevación, representa gráficamente las elevaciones del terreno en función de las superficies correspondientes.

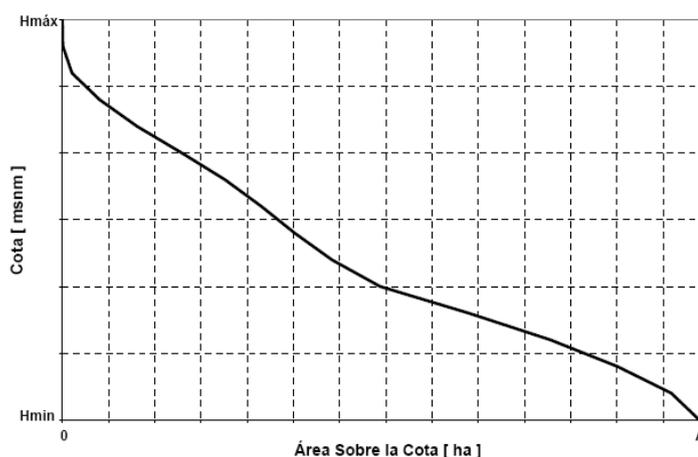


Figura 2.03 : Curva hipsométrica.

Se define como curva hipsométrica a la representación gráfica del relieve medio de la cuenca, construida llevando en el eje de las abscisas, longitudes proporcionales a las superficies proyectadas en la cuenca, en Km² o en porcentaje, comprendidas entre curvas de nivel consecutivas hasta alcanzar la superficie total, llevando al eje de las ordenadas la cota de las curvas de nivel consideradas.

La curva hipsométrica, también son asociadas con las edades de los ríos de la respectiva cuenca.

- ✓ Curva A: Cuenca en fase juventud
- ✓ Curva B: Cuenca en fase madurez
- ✓ Curva C: Cuenca en fase de vejez

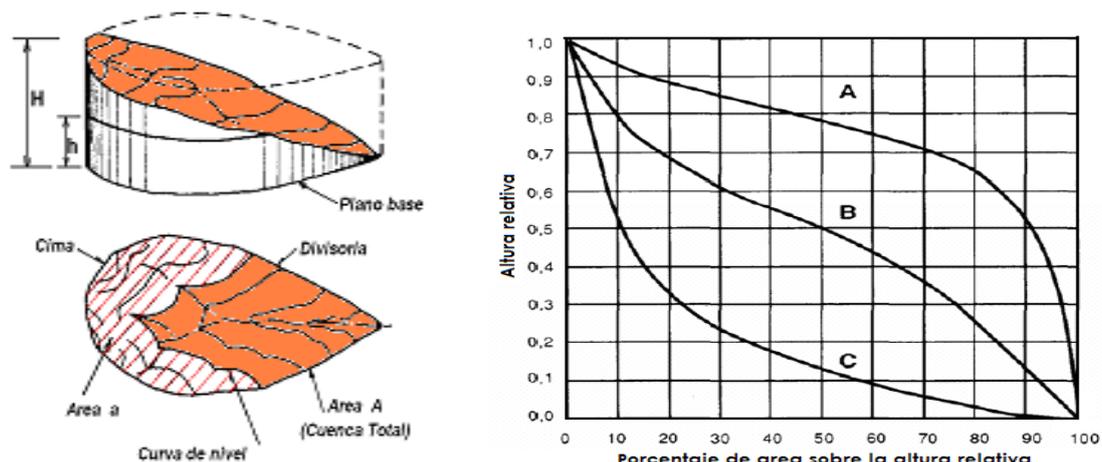


Figura 2.04 : Curva hipsométrica - Edades de los ríos.

B. Polígonos de frecuencia

Se denomina así a la representación gráfica de la relación existente entre altitud y la relación porcentual del área a esa altitud con respecto al área total.

En el polígono de frecuencias existen valores representativos como: la altitud más frecuente, que es el polígono de mayor porcentaje o frecuencia.

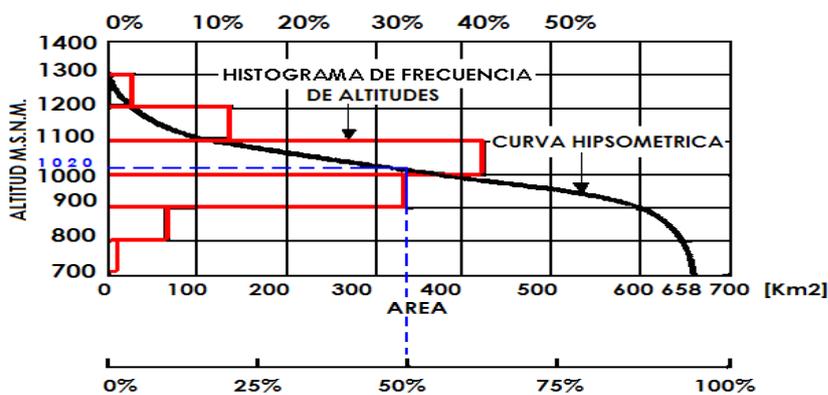


Figura 2.05 : Curva hipsométrica y curva de frecuencia.

C. Altitud media de la cuenca

Corresponde a la ordenada media de la curva hipsométrica, y su cálculo obedece a un promedio ponderado: elevación – área de la cuenca.

La altura o elevación media tiene importancia principalmente en zonas montañosas donde influye en el escurrimiento y en otros elementos que también afectan el régimen hidrológico, como el tipo de precipitación, la temperatura, etc. Para obtener la elevación media se aplica un método basado en la siguiente fórmula:

$$Hm = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \cdot a_i)}{A} \dots\dots\dots (2.06)$$

Donde:

- Hm = Elevación media de la cuenca (msnm).
- C_i = Cota media del área i, delimitada por 2 curvas de nivel (msnm).
- a_i = Área i entre curvas de nivel (Km²).
- A = Área total de la cuenca (Km²).

D. Altitud de frecuencia media

Es la altitud correspondiente al punto de abscisa media de la curva de frecuencia de altitudes, en ella, el 50% del área de la cuenca, está situado por encima de esa altitud y el 50% por debajo de ella.

E. Altitud más frecuente

Es la altitud predominante con mayor porcentaje de área de la cuenca.

F. Pendiente media de la cuenca

Este parámetro de relieve es importante debido a su relación con el comportamiento hidráulico de drenaje de la cuenca, y tiene una

importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas. Para su estimación se emplea el sistema del “Rectángulo Equivalente”.

$$Sm = \frac{H}{Lm} \dots\dots\dots (2.07)$$

Donde:

- Sm = Pendiente media de la microcuenca.
- H = Desnivel total (cota en la parte más alta-cota en la parte más baja), en Km.
- Lm = Lado mayor del rectángulo equivalente (Km).

G. Índice de pendiente de la cuenca (Ip)

El índice de pendiente representa la pendiente promedio de todas las áreas elementales de la cuenca y es importante para el estudio de la infiltración, recarga de acuíferos y clasificación de cuenca.

$$Ip = \sum_{i=1}^n \sqrt{\beta_i (a_i - a_{i-1})} \frac{1}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots (2.08)$$

Donde:

- Ip = Índice de pendiente.
- n = Número de curvas de nivel existente en el rectángulo equivalente, incluido los extremos.
- a1, a2, a3,....., an = Cotas de las n curvas de nivel consideradas (Km).
- β_i = Fracción de la superficie total de la cuenca comprendida entre las cotas ai - ai-1. ($\beta_i = A_i / A_T$)
- L = Longitud del lado mayor del rectángulo equivalente (Km).

H. Coeficiente de masividad (Km)

Es la relación entre la elevación media y el área de la cuenca.

$$Cm = \frac{E}{A} \dots\dots\dots (2.09)$$

Donde:

- E = Extensión media del escurrimiento superficial (Km).
- A = Area de la cuenca (Km²).

Este valor toma valores bajos en cuencas montañosas y altos en cuencas llanas (ver cuadro N° 2.01).

Cuadro N° 2.01: Coeficiente de masividad.

Clases de valores de masividad	
Rango en Km	Clases de Masividad
0 - 35	Muy Montañosa
35 - 70	Montañosa
70 - 105	Moderadamente Montañosa

I. Coeficiente orográfico (Co)

Es el producto del coeficiente de masividad y la elevación media de la cuenca, este valor permite determinar el relieve en distintos puntos de la cuenca.

$$Co = Cm(E) \dots\dots\dots (2.10)$$

Donde:

- Cm = Coeficiente de masividad de la cuenca.
- E = Extensión media del escurrimiento superficial (Km).

J. Coeficiente de torrencialidad (Ct)

Este parámetro indica la relación entre el número de cursos de primer orden con el área de la cuenca.

$$Ct = \frac{N^{\circ} R_1}{A} \dots\dots\dots(2.11)$$

Donde:

- N° R₁ = Número de ríos de primer orden.
- A = Area de la cuenca (Km²).

2.2.1.5 Parámetros de la red hidrográfica

Segun, **INRENA ATDR Ilave (2009) Ref. (16)**, La red hidrográfica corresponde al drenaje natural, permanente o temporal, por el que fluyen las aguas de los escurrimientos superficiales, hipodérmicos y subterráneos de la cuenca. La red de drenaje es probablemente, uno de los factores más importantes a la hora de definir un territorio. De ella se puede obtener información en lo que concierne a la roca madre y a los materiales del suelo, a la morfología y a la cantidad de agua que circula, entre otros.

En virtud de lo anterior, se han propuesto una serie de indicadores de dicho grado de bifurcación, como la densidad de corrientes y la densidad de drenaje. Para analizar la red hidrográfica superficial de una cuenca, se han utilizado los siguientes parámetros:

- ✓ Tipo de corriente.
- ✓ Número de orden de los ríos.
- ✓ Frecuencia de densidad de ríos (Fr).
- ✓ Densidad de drenaje (Dd).
- ✓ Extensión media del escurrimiento superficial (E).
- ✓ Pendiente media del río principal (Sm).
- ✓ Altura media del río principal (Hmed).
- ✓ Tiempo de concentración (Tc).

A. Tipo de corriente

Una manera comúnmente usada para clasificar el tipo de corriente es tomar como base la permanencia del flujo en el cauce del río. Los tipos de corriente en una cuenca es la siguiente:

Ríos Perennes.- son ríos que contienen agua permanentemente todo el año.

Ríos Intermitentes.- son ríos que en general contienen agua sólo durante épocas de lluvia y se secan en épocas de estiaje.

Ríos Efímeros.- son ríos que contienen agua, sólo cuando llueve, después se secan (quebradas).

B. Número de orden de los ríos

Es el grado de ramificación de las corrientes de agua, para su determinación se considera el número de bifurcaciones que tienen los tributarios, asignándoles un orden a cada uno de ellos en forma creciente desde su nacimiento hasta su desembocadura. De manera que el orden atribuido al curso nos indique el grado de ramificación del sistema de drenaje. Es decir, los ríos del primer orden son las corrientes que no tienen tributarios, dos ríos del primer orden forman un río de segundo orden, dos ríos de segundo orden forman un río de tercer orden y así sucesivamente hasta llegar al curso principal y finalmente se obtiene el grado de ramificación del sistema de drenaje de una cuenca.

C. Frecuencia de densidad de ríos (Fr)

Es el número de ríos por unidad de superficie de la cuenca. Se encuentra al dividir el número total del curso de agua (N° ríos) entre el área total de la cuenca (A), es decir, que:

$$Dr = \frac{N^{\circ} \text{ ríos}}{A} \dots\dots\dots (2.12)$$

Donde:

N° ríos = Número de ríos de la cuenca.

A = Área de la cuenca (Km^2).

D. Densidad de drenaje (Dd)

Es la relación entre la longitud total de los cursos de agua: perennes, intermitentes o efímeros de la cuenca y el área total de la misma. Representa la cantidad de kilómetros de curso que existe por cada unidad de superficie.

$$Dd = \frac{L_T}{A} \dots\dots\dots (2.13)$$

Donde:

- Dd = Densidad de drenaje (Km/Km²).
 LT = Longitud total de ríos de la cuenca (Km).
 A = Área de la cuenca (Km²).

Según **Monsalve S. (1998) Ref. (21)**, la densidad de drenaje usualmente toma los valores siguientes:

- ✓ Entre 0.5 Km/Km², para hoyas con drenaje pobre.
- ✓ Hasta 3.5 Km/Km², para hoyas excepcionalmente bien drenadas.

E. Extensión media del escurrimiento superficial (E)

Es la relación entre el área de la cuenca y la longitud total de la red hídrica de la misma cuenca.

También se puede definir como la distancia promedio en línea recta que el agua precipitada tendría que recorrer para llegar al lecho de un curso de agua. Su valor se calcula con la siguiente fórmula:

$$E = \frac{A}{L_T} \dots\dots\dots (2.14)$$

Donde:

- A = Área de la cuenca (Km²).
 LT = Longitud total de ríos de la cuenca (Km).

F. Pendiente media del río principal (Sm)

La velocidad de la escorrentía superficial de los cursos de agua depende de la pendiente de sus cauces fluviales; así a mayor pendiente habrá mayor velocidad de escurrimiento. La pendiente media del río es un parámetro empleado para determinar la declividad de una corriente de agua entre dos puntos extremos.

La pendiente media del cauce principal, según Taylor y Schwarz es la relación entre la diferencia de alturas y la longitud del curso principal.

$$S_m = \frac{(H_M - H_m)}{1000 \times L} \dots\dots\dots (2.15)$$

Donde:

S_m = Pendiente media del cauce principal (m/m).

L = Longitud del cauce principal (Km).

H_M, H_m = Altura máxima y mínima del lecho del río principal, referidos al nivel medio de las aguas del mar (msnm).

G. Altura media del río principal (Hm)

Es el valor medio entre las alturas de los extremos del río principal.

$$H = \frac{H_{m\acute{a}x} + H_{m\acute{i}n}}{2} \dots\dots\dots (2.16)$$

Donde:

Hmáx. = Altura máxima del lecho del río principal (m.s.n.m.).

Hmín. = Altura mínima del lecho del río principal (m.s.n.m.).

H. Tiempo de concentración (Tc)

Este parámetro se refiere al tiempo que tarda el agua en su recorrido entre dos puntos determinados, los cuales son: en extremo superior de la cuenca y el punto donde se mide el flujo.

Para el cálculo del tiempo de concentración existen numerosas fórmulas empíricas, para el presente se ha utilizado la formula de Kirpich, cuya ecuación es la siguiente:

$$T_C = 0.0195 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \dots\dots\dots (2.17)$$

Donde:

- T_c = Tiempo de concentración (min).
 L = Longitud del curso principal (m).
 S = Pendiente media del curso principal (m/m).

2.2.2 Precipitación.

Según **Chereque M. W. (1994) Ref. (8)**, Se define precipitación a toda forma de humedad, que originándose en las nubes, llega hasta la superficie terrestre, de acuerdo a esta definición, las lluvias, granizadas, garúas y nevadas son formas distintas del mismo fenómeno de la precipitación.

Por otra parte **Aparicio M. F. (1997) Ref. (1)**, Define que la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua.

2.2.2.1 Medición de la Precipitación

Según, **Billón B. (2002) Ref. (32)**, La precipitación se mide en términos de altura de lámina de agua, y se expresa comúnmente en milímetros. Esta altura de lamina de agua, indica la altura de agua que se acumularía en una superficie horizontal, la precipitación permaneciera donde cayó.

Los aparatos de medición son:

A. Pluviómetro

Según, **Villon B. (2002) Ref. (32)**, Consiste en un recipiente cilíndrico de lamina, de aproximadamente 20cm de diámetro y de 60cm de alto. La tapa del cilindro es un embudo receptor, el cual se comunica con una probeta de sección diez veces menor que la de la tapa.

Esto permite medir la altura de la lluvia en la probeta, con una

aproximación hasta decimos de milímetros, ya que cada centímetro medido en la probeta corresponde a un milímetro de altura de lluvia, generalmente se acostumbra medir cada 24 horas.

B. Pluviógrafo

Según, **Villon B. (2002) Ref. (32)**, Es un instrumento, que registra la altura de lluvia en función del tiempo, lo cual permite determinar la intensidad de la precipitación, dato importante para el diseño de estructura hidráulicas.

Los pluviómetros mas comunes son de forma cilíndrica, y el embudo receptor esta ligado a un sistema de flotadores, que origina el movimiento de una aguja sobre un papel registrador, montado a un sistema de un reloj, como el papel registrador tiene un cierto rango en cuanto a una altura de registro, una vez que la aguja llega al borde superior, automáticamente regresa al borde inferior y sigue registrando. El grafico resultante recibe el nombre de pluviograma.

2.2.2.2 Precipitación promedio sobre la zona

Según, **Villon B. (2002) Ref. (32)**, Dice que en general, la altura de precipitación que cae en un sitio dado, difiere de la que cae en los alrededores, aunque sea en sitios cercanos.

Los pluviómetros registran la lluvia puntual, es decir, la que se produce en el punto en la que esta instalada el aparato. Para muchos problemas hidrológicos, se requiere conocer la altura de la precipitación media de una zona, la cual puede estar referida a la altura de precipitación, diaria, mensual, anual, media mensual, media anual.

Existen tres métodos que son:

a. Método del promedio aritmético

Consiste en obtener el promedio aritmético, de las alturas de precipitación registradas, de las estaciones localizadas dentro de la zona.

b. Método de las curvas Isoyetas

Para este método, se necesita un plano de isoyetas de la precipitación registrada, en las diversas estaciones de la zona en estudio. Las isoyetas son curvas que unen puntos de igual precipitación. Este método es el más exacto, pero requiere de un cierto criterio para trazar el plano de isoyetas. Se puede decir que si la precipitación es de tipo orográfico, las isoyetas tenderán a seguir una configuración parecida a las curvas de nivel. Por su puesto, entre mayor sea el número de estaciones dentro de la zona de estudio, mayor será la aproximación con lo cual se trace el plano de isoyetas.

Es el método mas preciso. Se utilizan curvas de igual precipitación. El trazado de esas curvas es semejante al de las curvas de nivel, en donde la altura de agua precipitada substituye la cota del terreno.

Se debe considerar los efectos orográficos de la hoya, de modo que el mapa final represente un modelo de precipitación más real que si hubiera sido obtenido sin tener en cuenta dichos efectos.

$$\bar{P} = \left[\frac{\sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{P_i + P_{i+1}}{2} \right)}{\sum_{i=1}^{n-1} A_{i,i+1}} \right] \dots\dots\dots (2.18)$$

Donde:

n : Numero de curvas de igual precipitación

P_i : Precipitación correspondiente a la curva de igual precipitación i

P_{i+1} : Precipitación correspondiente a la curva de igual precipitación

A_{i, i+1} : Área entre las curvas de igual precipitación i e i+1

c. Método de los Polígonos de Thiessen

Para este método es necesario conocer la localización de las estaciones en la zona bajo estudio, ya que para su aplicación, se requiere delimitar la zona de influencia de cada estación, dentro del conjunto de estaciones.

Este método se puede utilizar para una distribución no uniforme de aparatos. Provee resultados más correctos con un área de la hoya

aproximadamente plana. El método consiste en atribuir un factor de peso a los totales de precipitación en cada aparato, proporcionales al área de influencia de cada uno. Sin embargo, no considera influencias orográficas.

Las áreas de influencia se determinan en mapas de la hoya que contengan la localización de las estaciones, uniendo dichos puntos de localización por medio de líneas rectas, y en seguida trazando las mediatrices de estas rectas, formando polígonos. Los lados de los polígonos son el límite de las áreas de influencia de cada estación.

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i * P_i)}{\sum_{i=1}^n A_i} \dots\dots\dots (2.19)$$

Donde:

- n : Numero de aparatos pluviométricos
- P_i : Precipitación registrada en el aparato pluviométricos i
- A_i : Área de influencia correspondiente al aparato pluviométrico i, resultante del método de polígono de Thiessen

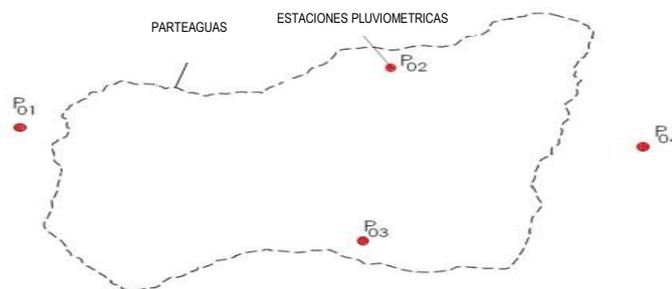


Figura 2.06 : Método del promedio aritmético.

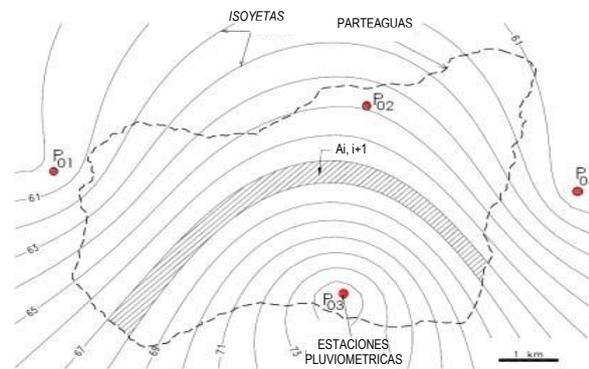


Figura 2.07 : Método de las curvas de isoyetas

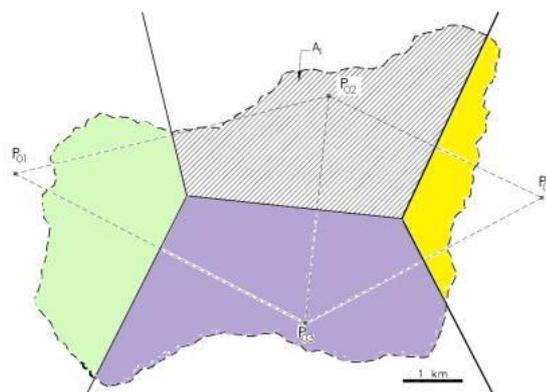


Figura 2.08 : Metodo de los polígonos de Thiessen.

2.2.2.3 Escorrentía.

Según, **Aparicio M. F. (1997) Ref. (1)**, El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

El mismo autor señala que el agua proveniente de la precipitación que llega hasta la superficie terrestre una vez que una parte ha sido interceptada y evaporada sigue diversos caminos hasta llegar a la salida de la cuenca. Conviene dividir estos caminos en tres clases: escurrimiento superficial, escurrimiento sub superficial y escurrimiento subterráneo.

El escurrimiento (gasto) de un cauce, normalmente se mide en las tres formas siguientes:

1. En unidades de gasto, volumen en la unidad de tiempo. (m^3/s) o ($Hm^3/año$).
2. En unidades de gasto unitario, ($m^3/seg./km^2$) o ($Hm^3/km^2/año$).
3. En lámina equivalente sobre la cuenca, en $mm/día$, mm/mes o $mm/año$.

El escurrimiento total proveniente de una cuenca típica heterogénea tiene cuatro componentes:

- ✓ Precipitación en los cauces (Lluvia que cae sobre la superficie libre de agua)

- ✓ E scorrimiento superficial (flujo sobre el terreno),
- ✓ E scorrimiento hipodérmico (es scorrimiento subsuperficial)
- ✓ E scorrimiento subterráneo.

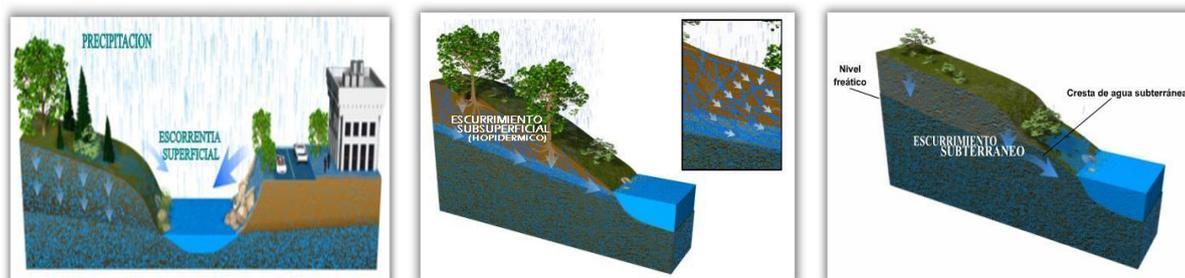


Figura 2.09 : Componentes del es scorrimiento.

2.2.2.4 Tipos de E scorrimiento

A. E scorrimiento Superficial

Según, Villon B. (2002) Ref. (32), Es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escorre sobre la superficie del suelo. El efecto sobre el es scorrimiento total es inmediato, y existirá durante la tormenta e inmediatamente después de que esta termine.

La parte de la precipitación total que da lugar a este es scorrimiento se denomina precipitación en exceso.

B. E scorrimiento Subsuperficial

Según, Villon B. (2002) Ref. (32), Es aquel que proviene de una parte de la precipitación infiltrada. El efecto sobre el es scorrimiento total, puede ser inmediato o retardado. Si es inmediato se le da el mismo tratamiento que el es scorrimiento superficial, en caso contrario, como es scorrimiento subterráneo.

C. E scorrimiento Subterráneo

Según, Villon B. (2002) Ref. (32), Es aquel que proviene del agua subterráneo, la cual es recargada por la parte de la precipitación que se

infiltra, una vez que el suelo se ha saturado.

2.2.2.4.1 Escurrimiento Superficial

Según, **Reyes C. L. (1992) Ref. (24)**, Es una parte del ciclo hidrológico constituida por el agua que fluye sobre la superficie del suelo o dentro de él formando al final los diferentes cursos de agua. Las aguas provenientes de la lluvia pueden llegar a los cursos de agua por escurrimiento o Escorrentía superficial.

Al producirse la lluvia se inicia la infiltración con la saturación progresiva del suelo hasta que llega el momento en que la intensidad de precipitación es mayor que la capacidad de infiltración, es el momento en el que el agua empieza a discurrir por gravedad a lo largo de la pendiente, constituyéndose en el escurrimiento superficial. Una parte del agua que escurre se acumula primero en las depresiones de la superficie las llena y después continúa su curso hacia la salida.

Los factores que afectan la escorrentía, son:

Suelo: Las características físicas del suelo, (textura, estructura, densidad aparente, etc) aparte de la pendiente y vegetación inciden directamente en los volúmenes de escurrimiento. Existe una relación entre el suelo y su potencial de escurrimiento.

- ✓ Suelos de bajo potencial de escurrimiento.
- ✓ Suelos de medio potencial de escurrimiento.
- ✓ Suelos de regular potencial de escurrimiento.
- ✓ Suelos de alto potencial de escurrimiento.

Cobertura Vegetal: Esta relacionado al tipo de vegetación, debido a que de ella depende el mayor o menor desplazamiento del agua y disminuye el impacto de las gotas de lluvia. La vegetación suele agruparse de manera general por la variedad existente:

- ✓ Terrenos de cultivo.
- ✓ Pastos naturales o pastizales.

✓ Bosques.

Según, **Mejía M. A. (1991) Ref. (19)**, Es una función de las características físicas, hidrológicas, vegetativas, climáticas de la misma. Como es sabido algunas partes de la precipitación no se manifiestan como escorrentía superficial, siendo desviados por caminos más o menos largos dependiendo de la litología y de aspectos como la composición, textura y secuencia de las rocas así como sus discontinuidades.

Textura: Según **Aparicio F. (1997) Ref. (1)**, Es una de las características físicas del suelo. Se refiere al contenido y distribución del tamaño de las partículas contenidas en el suelo, o dicho de otra forma es la proporción de partículas en diferentes rangos de tamaño (Soil Conservación, 1984 Brady and Weil, 1996).

2.2.2.4.2 Factores que Influyen en el Esguerrimiento

Según, **Villon B. (2002) Ref. (32)**, El esguerrimiento superficial, depende fundamentalmente de dos tipos de factores, el almacenamiento en las depresiones y al efecto regulador de los cauces que a la vez son causados por:

A. Duración de la precipitación

La capacidad de infiltración del suelo disminuye durante la precipitación, por lo que se puede darse el caso, tormenta con intensidad de lluvia relativamente baja, produzca un esguerrimiento superficial considerable, si su duración es extensa. En algunos casos, particularmente en las zonas bajas de la cuenca, para lluvias de muchas duraciones el nivel freático puede ascender hasta la superficie del suelo, llegando a nulificar la infiltración, aumentando por lo tanto, la magnitud del esguerrimiento.

B. Distribución de la lluvia en la cuenca

Es muy difícil, sobre todo en cuencas de gran extensión, que la precipitación se distribuya uniformemente, y con la misma intensidad en toda el área de la cuenca.

El escurrimiento resultante de cualquier lluvia, depende de la distribución en tiempo y en espacio de ésta. Si la precipitación se concentra en la parte baja de la cuenca, producirá caudales mayores, que los que tendría si tuviera lugar en la parte alta, donde el efecto regulador de los caudales, y el retardo en la concentración, se manifiestan en una disminución del caudal máximo de descarga.

C. Dirección y Velocidad de la Tormenta

La dirección y velocidad con que se desplaza la tormenta, respecto a la dirección general del escurrimiento, en el sistema hidrográfico de la cuenca, tiene una influencia notable en el caudal máximo resultante y en la duración del escurrimiento superficial. En general la tormenta que se mueve en el sentido de la corriente, producen caudales de descarga mayores, que las que se desplazan hacia la parte alta de la cuenca.

D. Otras Condiciones Meteorológicas

Aunque la lluvia es el factor mas importante que afecta y determina la magnitud de un escurrimiento, no es el único que debe considerarse. Existen condiciones meteorológicas generales que influyen, aunque de manera indirecta en el escurrimiento superficial, como es el caso de la temperatura, la velocidad del viento, la humedad relativa, la presión barométrica, etc.

2.2.3 Relación precipitación - Escurrimiento

Según **Aparicio M. F. (1987) Ref. (1)**, Es común no contar con registros adecuados de escurrimiento en sitios de interés para determinar los parámetros necesarios para el diseño y operación de obras hidráulicas. En suma los registros de precipitación son más abundantes que los de

escurrimiento. Por ello, es conveniente contar con los métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y de la precipitación.

Por su parte **Cahuana A & Yugar M (2009) Ref. (4)**, Indican que para conocer el gasto (caudal) de diseño se requiere de datos de escurrimiento en el lugar requerido. En ocasiones no se cuenta con esta información, o bien, hay cambios en las condiciones de drenaje de la cuenca como son, por ejemplo, construcción de obras de almacenamiento, la deforestación, la urbanización, etc., lo que provoca que los datos de gasto recabados antes de los cambios no sean útiles.

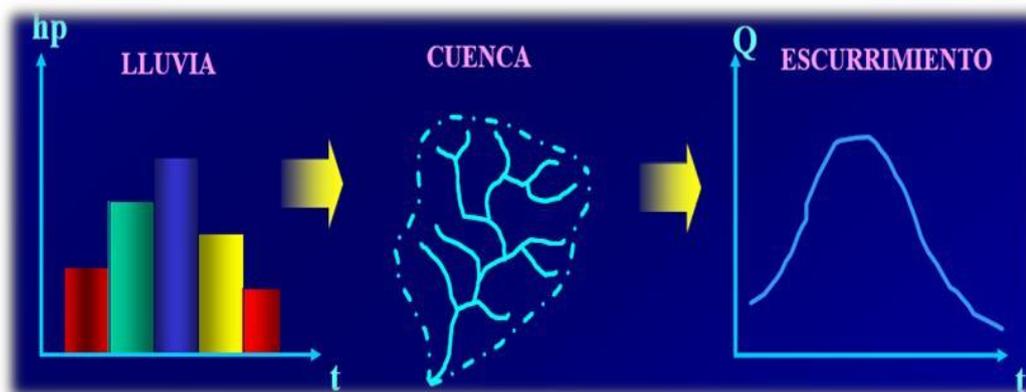


Figura 2.10 : Relación lluvia-escurrimiento

2.2.4 Modelos de precipitación - escurrimiento

Según, **Cahuana A & Yugar M (2009) Ref. (4)**, Los modelos de precipitación escurrimiento se pueden clasificar, en métodos empíricos,

métodos estadísticos y métodos de hidrograma unitario.

Por otro lado **Cedeño B. (1997) Ref. (7)**, indica que las relaciones precipitación escorrentía deben ser utilizadas solamente en estudios de planificación de recursos hidráulicos cuando se requiere una estimación rustica de la respuesta de la cuenca.

El mismo autor indica que es importante señalar que se requiere un conocimiento detallado de la magnitud y distribución en el espacio (área) y el tiempo de la precipitación y escorrentía para el análisis completo de los proyectos de control de inundaciones y estudios de planicies de inundación, especialmente en las regiones afectadas por el drenaje urbano.

2.2.4.1 Métodos empíricos

Según, **Cahuana A & Yugar M (2009) Ref. (4)**, Ante la carencia de información hidrométrica, se han desarrollado varios métodos que permiten en función de la precipitación obtener los caudales que pueden presentarse en el río en estudio.

2.2.4.2 Método racional

Según, **Villon B. (2002) Ref. (32)**, El uso de este método, tiene una antigüedad más de 100 años, se ha generalizado en todo el mundo. El método puede ser aplicado a pequeñas cuencas de drenaje agrícola, aproximadamente que no excedan a 13 km².

La expresión del método racional es:

$$Q = \frac{CIA}{360} \dots\dots\dots (2.20)$$

Donde:

Q = caudal máximo m³/s.

C = Coeficiente de escorrentía que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y tipo de suelo, sin dimensiones.

I = Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo

de concentración, y para un periodo de retorno dado, en mm/hr.
A = Área de la cuenca en Has.

2.2.4.3 Método racional modificado

Según, **Cahuana A & Yugar M (2009) Ref. (4)**, Este método amplía el campo de aplicación del método racional, porque considera el efecto de la no uniformidad de las lluvias mediante un coeficiente de uniformidad, el caudal máximo de una avenida se obtiene mediante la expresión:

$$Q = CU * 0.278CIA \quad \dots\dots\dots (2.21)$$

Donde:

Q = Caudal punta para un periodo de retorno determinado (m/s)

I = Máxima intensidad para un periodo de retorno determinado y duración igual al tiempo de concentración (mm/h)

A = Superficie de la cuenca (Km)

C = Coeficiente de Escorrentía

CU = Coeficiente de Uniformidad

2.2.4.4 Método del número de curva (CN)

Según, **Cahuana A & Yugar M (2009) Ref. (4)**, Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Recursos Naturales de EE.UU. (Natural Resources Conservation Service – NRCS), originalmente llamado Servicio de Conservación de Suelos (Soil Conservation Service - SCS) para calcular la precipitación efectiva como una función de la lluvia acumulada, la cobertura del suelo, el uso del suelo y las condiciones de humedad.

La metodología del número de la curva (**CN**), es la más empleada para transformar la precipitación total en precipitación efectiva, surgió de la observación del fenómeno hidrológico en distintos tipos de suelo en varios estados y para distintas condiciones de humedad antecedente. La

representación gráfica de la profundidad de precipitación (**P**) y la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa (**Pe**), permitió obtener una familia de curvas que fueron estandarizadas a partir de un número adimensional de curva CN, que varía de 1 a 100, según sea el grado del escurrimiento directo. Así un número de la curva CN = 100, indica que toda la lluvia escurre y un CN = 1, indica que toda la lluvia se infiltra.

A. Formulación del método CN

Según, **Cahuana A & Yugar M (2009) Ref. (4)**, Para la tormenta como un todo, la altura de precipitación efectiva o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a es menor o igual a alguna retención potencial máxima S ; como se aprecia en la Figura 2.11. Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (Abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego de eso, la escorrentía potencial es la diferencia entre P_e I_a , la ecuación 2.23 es la ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS.

$$P_e = Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S} \dots\dots\dots (2.22)$$

Se puede adoptar la relación empírica: $I_a = 0.2 * S$, con base en esto, se tiene:

$$P_e = Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \dots\dots\dots (2.23)$$

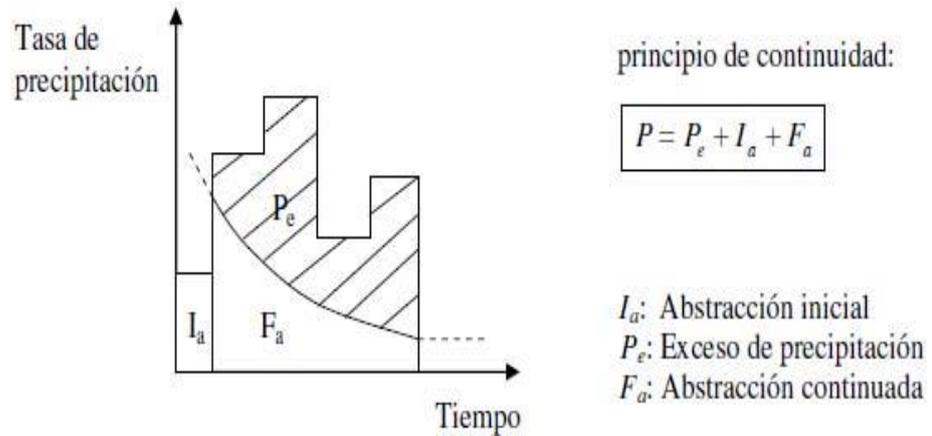


Figura 2.11 : Variables en el método de abstracciones del SCS.

Al representar en gráficas la información de P y Pe para muchas cuencas, el SCS encontró curvas características. Para estandarizar estas curvas, se define un número adimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$.

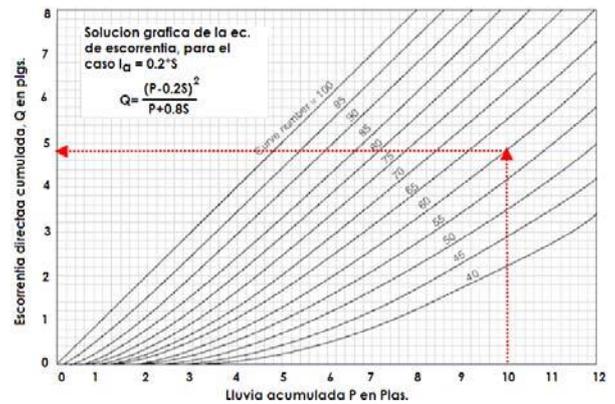
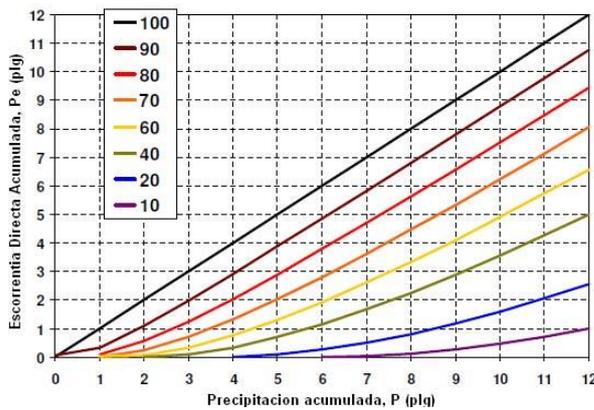


Figura 2.12 : Relación entre P y

Pe para varias cuencas analizadas por el NRCS.

El número de curva y la retención potencial máxima S se relacionan por:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (\text{Plg.}) \dots\dots\dots (2.24)$$

Un factor importante a tener en cuenta en estas curvas son las condiciones antecedentes de humedad (Antecedent Moisture Conditions), las cuales se agrupan en tres condiciones básicas (Cuadro 2.02).

Cuadro N° 2.02 : Condiciones antecedentes de humedad básicas empleadas en el método SCS.

AMC (I)	Condiciones secas
AMC (II)	Condiciones Normales
AMC (III)	Condiciones Húmedas

Los números de curva se aplican para condiciones antecedentes de humedad normales, y se establecen las siguientes relaciones para las otras dos condiciones:

$$CN(I) = \frac{2.4CN(II)}{10 - 0.058CN(II)} \dots\dots\dots (2.25)$$

$$CN(III) = \frac{2.3CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} \dots\dots\dots (2.26)$$

Cuadro N° 2.03 : Rangos para la clasificación de las condiciones antecedentes de humedad (AMC).

Grupo AMC	Lluvia antecedente total de 5 días (pulg)	
	Estacion Inactiva (seca)	Estacion activa (de crecimiento)
I	< 0.5	< 1.4
II	0.5 a 1.1	1.4 a 2.1
III	Sobre 1.1	Sobre 2.1

El método del CN, presenta en la Tabla 2.03 para estimar condiciones de humedad antecedente (AMC), considerando el antecedente de 5 días de lluvia, el cual es simplemente la suma de la lluvia, de los 5 días anteriores al día considerado.

Condición I: Suelo seco; No aplicable a crecida de proyecto; Caudales chicos. Los suelos en la cuenca están secos, pero no hasta el punto de marchitamiento, cuando se aran o se cultivan bien. Esta condición no se considera aplicable al cálculo para determinar la avenida de proyecto porque resulta caudales chicos.

Condición II: Suelo medio; Asociado a crecidas anuales o promedios. Los suelos en la cuenca, se encuentran en estado de humedad normal.

Condición III: Suelo húmedo; Crecidas máximas; Caudales grandes. Los suelos en la cuenca se encuentran en estado muy húmedo, esto se presenta cuando ha llovido mucho o poco y han ocurrido bajas temperaturas durante los cinco días anteriores a la tormenta, y el suelo está casi saturado.

Los números de curva han sido tabulados por el Servicio de Conservación de Suelos en base al tipo y uso de suelo. En función del tipo de suelo se definen cuatro grupos:

Grupo A: Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento y limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento y marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

B. Distribución temporal de las pérdidas (abstracciones) SCS

Hasta el momento, solamente se han calculado las alturas de precipitación efectiva o escorrentía directa durante una tormenta. Extendiendo el método anterior, puede calcularse la distribución temporal de las abstracciones Fa en una tormenta tomando en cuenta:

$$Fa = \frac{S(P-Ia)}{P-Ia+S} \quad P \geq Ia \quad \dots\dots\dots (2.27)$$

Diferenciando, y teniendo que Ia y S son constantes,

$$\frac{dFa}{dt} = \frac{S^2 dp/dt}{(P-Ia+S)^2} \quad \dots\dots\dots (2.28)$$

A medida que $P \rightarrow \infty$, $(dFa/dt) \rightarrow 0$ tal como se requiere.

2.2.5 Métodos estadísticos

Los métodos estadísticos, se basan en considerar que el caudal máximo anual, es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución. Se requiere tener el registro de caudales máximos anuales, cuanto mayor sea el tamaño del registro, mayor será también la aproximación del cálculo del caudal de diseño, el cual se calcula para un determinado periodo de retorno (T_r), el proceso de cálculo se desarrolla en detalle en el capítulo III.

2.2.6 Probabilidad de la precipitación

Según, **Villon B. (2005) Ref. (31)**, Con el objetivo de obtener un nivel probable de ocurrencia de la precipitación, muy importante en la planificación agrícola, se procederá a calcular las probabilidades de la precipitación de la cuenca, utilizando la fórmula de Weibull:

$$P = \frac{m}{N + 1} * 100 \quad \dots\dots\dots (2.29)$$

Donde:

- P = Probabilidad de ocurrencia %
- m = Número de Orden
- N = Número de años

2.2.7 Precipitación máxima de diseños

Tiempo de Concentración (T_c): Es el intervalo de duración entre la entrada y salida de la escorrentía.

Para su determinación existen diversas formulas dadas las que mencionaremos algunas:

Formula de California:

$$T_c = 0.066 \left[\frac{L}{S^{1/2}} \right]^{0.77} \quad \dots\dots\dots (2.30)$$

Formula de Ven Te Chow:

$$T_c = 0.274 \left[\frac{L}{S^{1/2}} \right]^{0.64} \dots\dots\dots (2.31)$$

Formula de Giandotti:

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L}{25.3\sqrt{S.L}} \dots\dots\dots (2.32)$$

Formula de U.S. Corps. Of Engineers

$$T_c = 0.280 \left[\frac{L}{S^{1/4}} \right]^{0.76} \dots\dots\dots (2.34)$$

Donde:

- T_c* : Tiempo de concentración (Horas)
- L* : Longitud de curso principal (Km.)
- S* : Pendiente media del curso principal (m/m)
- A* : Área de la cuenca receptora (Km²)

En general la formula a usarse será la racional para *A* < 75 Km², donde el *T_c* sea:

$$T_c = 0.3 \left[\frac{L}{S^{1/4}} \right]^{0.76} \dots\dots\dots (2.35)$$

2.2.8 Modelos probabilísticos.

Villón B. (2005) Ref. (31), Dice que en cuanto a modelos probabilísticos, para el análisis de máximas avenidas tenemos:

- ✓ Distribución Normal.
- ✓ Distribución Log-Normal de 2 Parámetros.
- ✓ Distribución Log-Normal de 3 Parámetros.
- ✓ Distribución Gumbel.
- ✓ Distribución Pearson Tipo III.
- ✓ Distribución Log Pearson Tipo III.

2.2.9 Pruebas de bondad de ajuste

Según, Villón B. (2005) Ref. (31), Las pruebas de bondad de ajuste consisten en comprobar gráfica y estadísticamente, si la frecuencia empírica de la serie analizada, se ajusta a una determinada función de probabilidades teórica seleccionada a priori, con los parámetros estimados con base en los valores muestrales.

Las pruebas estadísticas, tienen por objeto medir la certidumbre que se obtiene al hacer una hipótesis estadística sobre una población, es decir, calificar el hecho de suponer que una variable aleatoria, se distribuya según una cierta función de probabilidad.

Las pruebas de bondad de ajuste más utilizadas son:

- Ajuste gráfico
- Ajuste estadístico
 - ✓ Chi –cuadrado
 - ✓ Smirnov – Kolmogorov
 - ✓ Método Error Cuadrático

2.2.9.1 Ajuste gráfico.

Según Villón B. (2005) Ref. (31), El ajuste se puede realizar de la siguiente manera:

- ✓ Comparar gráficamente el histograma o función densidad empírica de la serie de datos, con la función densidad teórica y decidir visualmente, si hay o no ajuste de acuerdo a la similitud o diferencia de ambos.
- ✓ Comparar gráficamente la función acumulada de la serie de datos, con la función acumulada teórica seleccionada, dibujada en papel milimétrico, y decidir visualmente si hay o no ajuste.
- ✓ Se también comparar gráficamente la función acumulada de la serie de datos, con la función acumulada teórica, ploteada en un papel probabilístico adecuado, donde la distribución teórica seleccionada, se pueda representar como una línea recta las distribuciones de dos parámetros.

2.2.9.2 Prueba Chi-cuadrado (x^2).

La prueba Chi-cuadrado se basa en el cálculo de frecuencias, tanto de valores observados, como valores esperados, para un número determinado de intervalos. Esta prueba es comúnmente usada, para verificar la bondad de ajuste de la distribución empírica a una distribución teórica conocida, fue propuesta por Karl Pearson en 1900.

La expresión general de la prueba Chi-cuadrado esta dado por:

$$x_c^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(\theta_i - e_i)^2}{e_i} \dots\dots\dots (2.36)$$

Donde:

- x_c^2 = Valor calculado de Chi-cuadrado, a partir de los datos.
- θ_i = Numero de valores observados en el intervalos de clase i .
- e_i = Numero de valores esperados en el intervalos de clase i .
- k = Numero de intervalos de clase.

Asignando probabilidades a la ecuación (2.36) es decir, asignando igual probabilidad de ocurrencia a cada intervalo de clase, se tiene.

$$x_c^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(N_i - NP_i)^2}{NP_i} \dots\dots\dots (2.37)$$

Donde:

- N_i = Número de observaciones que caen dentro de los límites de clases ajustadas del intervalo i .
- N = Tamaño muestral.
- P_i = Probabilidad igual para todos los intervalos de clases.
- $P_i = 1/k$ ó $e_i = P_i N$ (2.38)

Simplificando la ecuación (2.38), se obtiene la formula computacional desarrollada por Markovic (1965):

$$x_c^2 = \frac{k}{N} \sum_{i=1}^k N_i^2 - N \dots\dots\dots (2.39)$$

El valor de x_c^2 obtenido por la ecuación (2.39) se compara con el x_c^2 de la tabla A.8 (M. Villón B.; Pág. 428, hidrología estadística), cuyo valor se determina con:

Nivel de significación: $\alpha = 0.05$ ó $\alpha = 0.01$

Grados de libertad: $g. l. = k - 1 - h$

Donde:

h = es el número de parámetro a estimarse, así:

$h = 2$, para distribución normal.

$h = 3$, para distribución log-normal de 3 parámetros.

Criterio de decisión:

El criterio de decisión se fundamenta en la comprobación del valor calculado de Chi-cuadrado con el valor tabular encontrado, esto es:

- ✓ Si el Chi-cuadrado calculado es menor o igual que el valor tabular, es decir: $x_c^2 \leq x_t^2$, entonces se acepta la hipótesis que el ajuste es bueno al nivel de significación seleccionado.
- ✓ Si el Chi-cuadrado calculado es mayor que el valor tabular, es decir: $x_c^2 > x_t^2$, entonces el ajuste es malo y se rechaza la hipótesis, siendo necesario probar con otra distribución teórica.

2.2.9.3 Prueba de Smirnov-Kolmogorov.

La prueba de ajuste de Smirnov-Kolmogorov, consiste en comparar las diferencias existentes, entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo, es decir:

$$\Delta = \text{máx}|F(x) - P(x)| \dots\dots\dots(2.40)$$

Donde:

Δ = Estadístico de Smirnov-Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(x)$ = Probabilidad de la distribución teórica.

$P(x)$ = Probabilidad experimental o empírica de los datos, denominada también frecuencia acumulada.

El estadístico Δ tiene su función de distribución de probabilidades.

Si Δ_0 es un valor crítico para un nivel de significación α , se tiene que:

$$P[\text{máx}|F(x) - P(x)| \geq \Delta_0] = \alpha \text{ ó } P(\Delta \geq \Delta_0) = \alpha \dots\dots\dots(2.41)$$

También:

$$P(\Delta < \Delta_0) = 1 - \alpha \dots\dots\dots (2.42)$$

El procedimiento para efectuar el ajuste, mediante el estadístico de Smirnov-Kolmogorov, es el siguiente:

1º Calcular la probabilidad empírica o experimental **P(x)** de los datos, para esto usar la formula de Weibull:

$$P(x) = \frac{M}{N-1} \dots\dots\dots(2.43)$$

Donde:

P(x) = Probabilidad empírica o experimental.

M = Número de orden.

N = Número de datos.

2º Calcular la probabilidad teórica *F(x)*.

- ✓ Para el caso utilizar el procedimiento de los modelos teóricos, usar la ecuación de la función acumulada *F(x)*, o tablas elaboradas para tal fin.
- ✓ Si se quiere aplicar el procedimiento grafico, se utiliza un papel probabilístico especial donde *F(x)*, puede representarse como una línea recta, por lo cual, se puede trazar con solo dos puntos pero si se quiere chequear que es una recta, se pueden plotear 3 puntos.

3º Calcular las diferencias *P(x) - F(x)*, para todos los valores de *x*.

4º Seleccionar la máxima diferencia:

$$\Delta = \text{Máx}|F(x) - P(x)|$$

5º Calcular el valor critico del estadístico Δ , es decir Δ_0 , para un $\alpha=0.05$, *N* igual al número de datos. Los valores de Δ_0 , se demuestran en el Cuadro 2.04.

6º Comparar el valor del estadístico Δ , con el valor crítico Δ_0 en el Cuadro 2.04 con los siguientes criterios de decisión deducidos de la ecuación (2.41):

Si $\Delta < \Delta_0 \rightarrow$ el ajuste es bueno, a nivel de significación seleccionado.

$\Delta \geq \Delta_0 \rightarrow$ el ajuste no es bueno, a nivel de significación seleccionado, siendo necesario probar con otra distribución.

2.2.9.4 Método Error Cuadrático

Este método consiste en calcular, para cada función de distribución, el cuadrático:

$$C = \left[\sum_{j=1}^n (x_{ei} - x_{oi})^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots (2.44)$$

Donde:

x_{ei} = Es el i-ésimo dato estimado.

x_{oi} = Es el i-ésimo dato calculado con la función de distribución bajo análisis.

Cuadro N° 2.04: Valores críticos de Δ_0 del estadístico Smirnov-Kolmogorov Δ , para varios valores de N y niveles de significación α .

N (Tamaño Muestral)	NIVEL DE SIGNIFICACION 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
N>35	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.14}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

2.2.10 Hidrogramas

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.

En las Figura 2.13 (a) y Figura 2.13 (b), se presenta los hidrogramas correspondientes a una tormenta aislada y a una sucesión de ellas respectivamente (hidrograma anual).

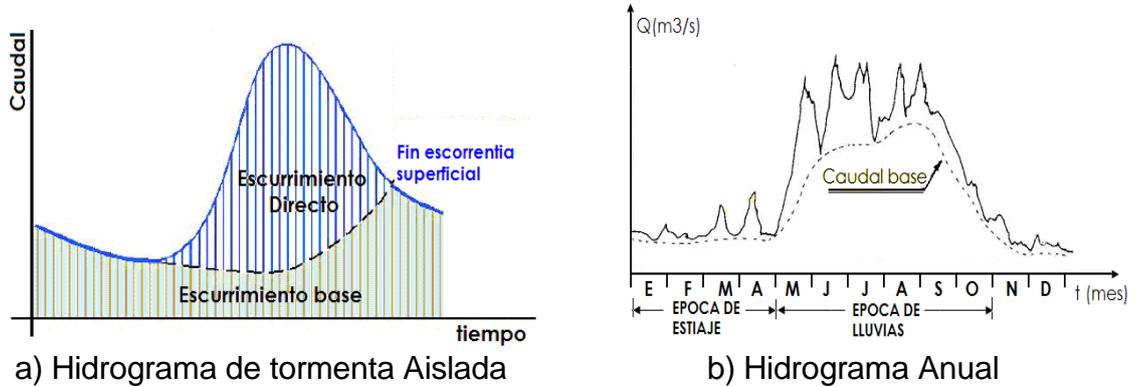


Figura 2.13 : Hidrogramas

Analizando el hidrograma correspondiente a una tormenta aislada (Figura 2.13 a) se observa en el hidrograma de la Figura 2.14 la precipitación que produce infiltración, y la que produce escorrentía directa, ésta última se denomina precipitación neta o efectiva. El área bajo el hidrograma, es el volumen de agua que ha pasado por el punto de aforo, en el intervalo de tiempo expresado en el hidrograma.

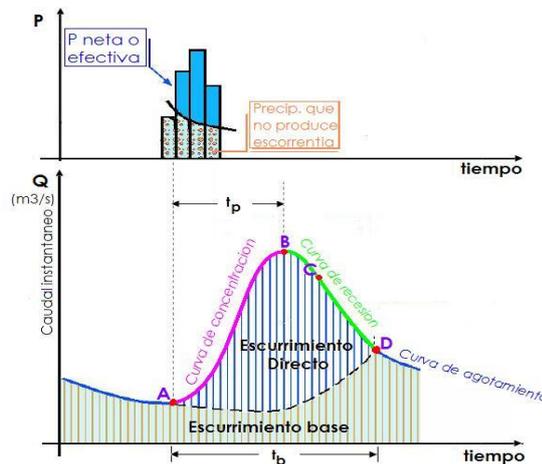


Figura 2.14 : Partes o componentes del iniciohidrograma

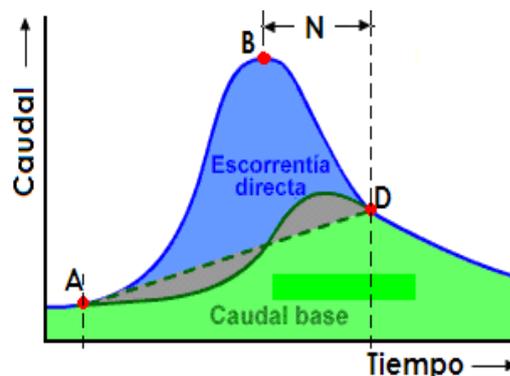


Figura 2.15 : Ubicación del punto de la curva de agotamiento.

Del análisis de la Figura 2.14, es posible distinguir las siguientes partes:

Punto de levantamiento (A). En este punto, 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). Es el caudal máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.

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 escorrentía básica. Es importante notar que la curva de agotamiento, comienza más alto que el punto de inicio del escurrimiento directo (punto de agotamiento antes de la crecida), debido a que parte de la precipitación que se infiltró está ahora alimentando el cauce.

En hidrología, es muy útil ubicar el punto de inicio de la curva de agotamiento (punto D en la figura 2.14), a fin de determinar el caudal base y el caudal directo.

2.2.10.1 Definiciones importantes

Tiempo de pico (t_p), que a veces se denomina tiempo de demora, es el intervalo entre el inicio del período de precipitación neta y el caudal máximo. Es decir es el tiempo que transcurre desde que inicia el escurrimiento directo hasta el pico del hidrograma (Figura 2.14).

Tiempo base (t_b), es el tiempo que dura el escurrimiento directo, o sea es el intervalo comprendido entre el comienzo y el fin del escurrimiento directo (Figura 2.14).

Tiempo de retraso (t_r), es el intervalo del tiempo comprendido entre los instantes que corresponden, al centro de gravedad del hidrograma de la tormenta, y al centro de gravedad del hidrograma (Figura 2.17). Algunos autores reemplazan el centro de gravedad por el máximo, ambas definiciones serían equivalentes si los diagramas correspondientes fueran simétricos.

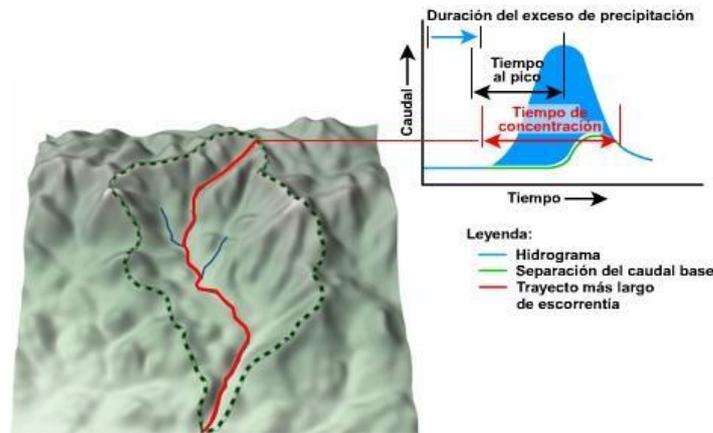


Figura 2.16 : Intervalos de tiempo asociados.

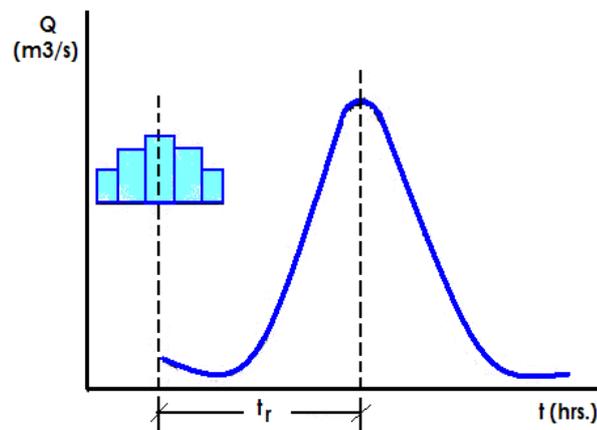


Figura 2.17 : Tiempo de retraso con los hidrogramas

El área bajo el hidrograma, es el volumen total escurrido; el área bajo el hidrograma y arriba de la línea de separación entre caudal base y directo, es el volumen de escurrimiento directo.

2.2.10.2 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.

El hidrograma resultante permite comparar varios hidrogramas de los otros tipos, principalmente para adoptar uno representativo.

Existen varios métodos, algunos de los cuales se describen a continuación, para separar el caudal base del caudal directo, pero la palabra final la tiene el criterio y buen juicio del ingeniero.

2.2.10.3 Análisis de un hidrograma

El escurrimiento total (Q) que pasa por un cauce, está compuesto de:

$$Q = Qd + Qb \quad \dots\dots\dots (2.45)$$

Donde:

Q = Escurrimiento total

Qd = Escurrimiento directo, producido por la precipitación

Qb = Flujo base, producido por aporte del agua subterránea (incluye el flujo subsuperficial)

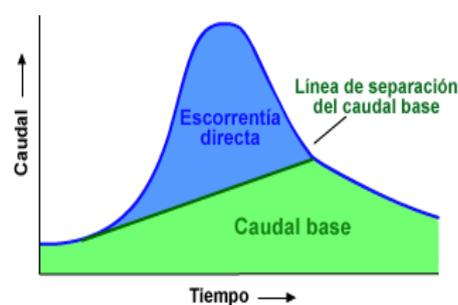


Figura 2.18 : Escurrimiento base y directo

No todas las corrientes reciben aporte de agua subterránea, ni todas las precipitaciones provocan escurrimiento directo. Solo las precipitaciones importantes, es decir, precipitaciones intensas y

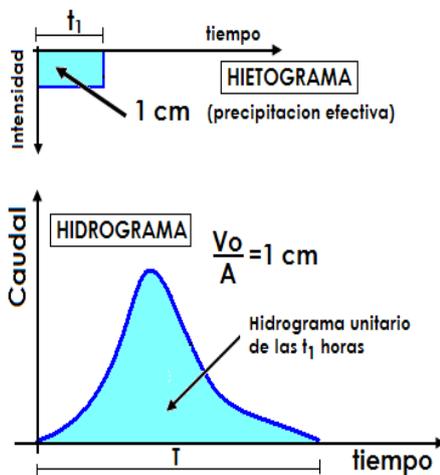
prolongadas, producen un aumento significativo en el escurrimiento de las corrientes.

Las características del escurrimiento directo y del flujo base, difieren tanto, que deben tratarse separadamente en los problemas que involucran períodos cortos de tiempo.

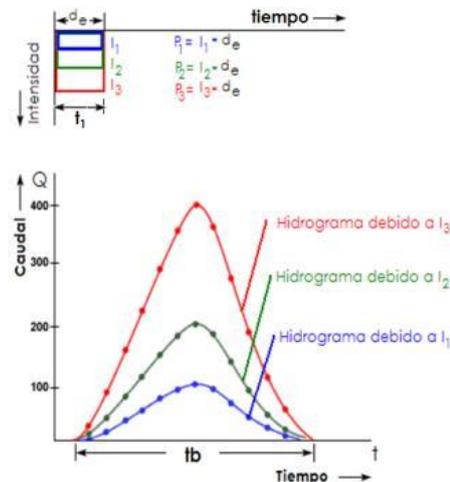
2.2.10.4 Hidrograma Unitario

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 (d_e) y distribuida uniformemente sobre el área de drenaje (Sherman, 1932), (Figura 2.19 a).

El método del Hidrograma Unitario (HU) es aplicado a cuencas pequeñas amedias (Área < 5000 Km²) para obtener el Hidrograma Real (HR) correspondiente a cualquier tormenta recibida por la cuenca.



a).-



b).-

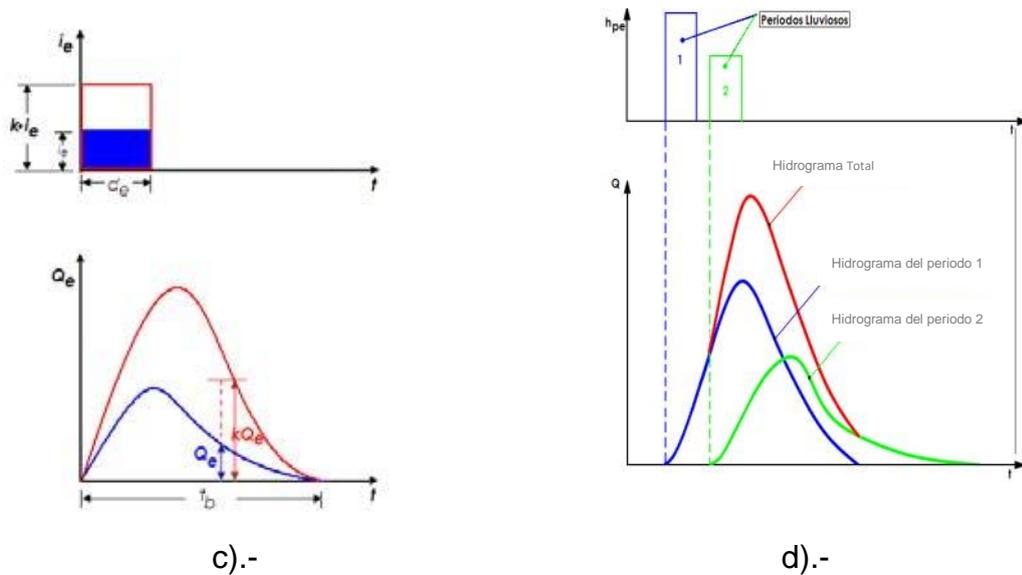


Figura 2.19 : Hipótesis del hidrograma unitario.

2.2.10.5 Hipótesis en las que se basa el hidrograma unitario

El método del hidrograma unitario fue desarrollado originalmente por Sherman en 1932, y está basado en las siguientes hipótesis.

a) Distribución uniforme, la precipitación efectiva (lluvia neta) está uniformemente distribuida en toda el área de la cuenca.

b) Intensidad uniforme, la precipitación efectiva es de intensidad uniforme en el periodo t_1 horas.

c) Tiempo base constante, los hidrogramas generados por tormentas de la misma duración tienen el mismo tiempo base (t_b) a pesar de ser diferentes las laminas de precipitación efectiva, independientemente del volumen total escurrido (Figura 2.19 b).

d) Linealidad o proporcionalidad, las ordenadas de todos los hidrogramas de escurrimiento directo con el mismo tiempo base, son proporcionales al volumen total de escurrimiento directo (al volumen total de lluvia efectiva).

Como consecuencia, las ordenadas de dichos hidrogramas son proporcionales entre sí (Figura 2.19 c).

e) Superposición de causas y efectos, el hidrograma resultante de un período de lluvia dado, puede superponerse a hidrogramas resultantes

de períodos lluviosos precedentes (Figura 2.19 d). Como los Hidrogramas producidos por las diferentes partes de la tormenta se asume que ocurren independientemente, el hidrograma de escurrimiento total es simplemente la suma de los hidrogramas individuales.

2.2.10.6 Método hidrogramas unitarios sintéticos

Para usar el método del hidrograma unitario, siempre es necesario contar con al menos un hidrograma medido a la salida de la cuenca, además de los registros de precipitación. Sin embargo, 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
- ✓ Hidrograma adimensional del SCS
- ✓ Hidrograma unitario de Clark.

2.2.11 Hidrograma unitarios sintéticos

Según Aparicio F. (1997) Ref. (1), Se define como el hidrograma de escurrimiento directo que se produce por la lluvia efectiva o exceso de lluvia unitaria, duración y repartida uniforme en la cuenca. Sin embargo la mayor parte de las cuencas no cuentan con una estación hidrométrica o bien con los registros pluviográficos necesarios. Para ello es necesario conocer hidrogramas unitarios usando únicamente datos de características generales de la cuenca.

Según, Linsley Kohler P. (1968) Ref. (17), El hidrograma unitario se define aquel proveniente de la aplicación de una unidad (1mm) de precipitación efectiva (exceso de lluvia) al área de la cuenca, ocurrida sobre una tormenta de una duración particular. Se asume que el

hidrograma unitario así definido es representativo para el proceso de escorrentía en la cuenca. Este concepto es sujeto de tres acepciones independientes para una cuenca determinada de duración de escorrentía superficial, para una cuenca de dos tormentas de intensidades uniforme y de la misma duración y la distribución en el tiempo de la escorrentía directa proveniente de las tormentas anteriores.

Según, Chereque M. W. (1994) Ref. (8), Como es sabido, el hidrograma unitario es un operador lluvia – descarga que permite calcular la descarga del proyecto resultante de una lluvia crítica. La determinación directa de un HU de una cuenca requiere de la existencia de los datos observados de una lluvia y caudal, lo que ya limita bastante su uso generalizado, a falta de ellos, se puede recurrir al uso de los hidrogramas unitarios sintéticos. Las bases teóricas de HU imponen ciertas limitaciones cuando a la extensión de la cuenca donde puede ser usado. En cuencas con áreas grandes se puede hacer las subdivisiones de la cuenca en sub. Cuencas, integrando posteriormente los resultados parciales a través de propagación de tramos de enlace.

Según, Nania S. L. (1992) Ref. (26), Señala que, el hidrograma unitario calculado a partir de la información de lluvia y caudal de una cuenca se aplica solamente a la cuenca y al punto del cause donde se midieron los caudales. Los hidrogramas sintéticos se utilizan para calcular hidrogramas unitarios en otros puntos del cauce dentro de la misma cuenca, o bien, en cuencas adyacentes de carácter similar. Existen tres tipos de hidrogramas unitarios sintéticos.

- ✓ Los que relacionan las características del hidrograma unitario con las características de la cuenca (Zinder, Gray).
- ✓ Los basados n hidrogramas unitarios adimensionales (SCS).
- ✓ Los basados en modelos de almacenamiento y trancito de la cuenca (Clark).

2.2.12 Hidrograma adimensional (SCS)

Según Chow, V. T. (1964) Ref. (10), El hidrograma adimensional de SCS es un hidrograma unitario sintético en el cual el caudal se expresa por la relación del caudal q con respecto al caudal pico q_p y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario, T_p . Dados el caudal pico y el tiempo de retardo para la duración de exceso de precipitación, el hidrograma puede estimarse a partir de hidrograma sintético adimensional para la cuenca dada. Los valores q_p y T_p pueden estimarse utilizando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular como se muestra en la figura, en donde el tiempo está dado en hora y el caudal en m^3/s -cm. (Soli Conservation service, 1972)

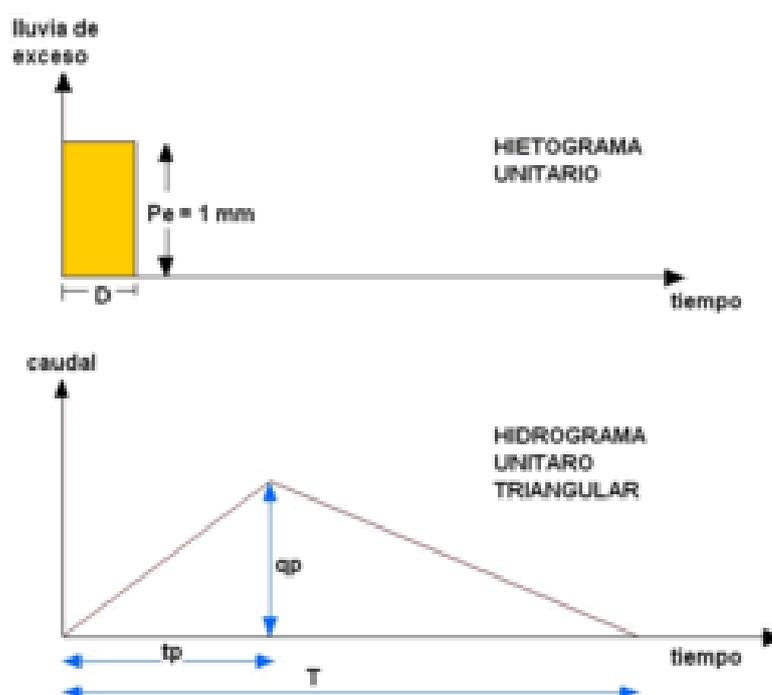


Figura 2.20 : Hidrograma Unitario Triangular

Donde:

D = Duración de la lluvia de exceso, horas

T_c = Tiempo de concentración, horas

T_p = Tiempo hasta el pico, horas

T = Duración de la escorrentía, horas.

- A = Area de la cuenca, km²
L = Longitud del cauce, km
S = Pendiente del cauce, m/m
Q_p = Caudal pico unitario para 1 mm de lluvia de exceso, m³/s
Tr = Período de retorno de la creciente que se va a calcular, años
I_{mx} = Intensidad máxima, mm/h, del aguacero de duración D y período de retorno Tr.

2.2.13 Descargas máximas

2.2.13.1 Caudales Máximos

A. Precipitación Máxima en 24 Horas

Para determinar, las precipitaciones máximas en 24 horas en la cuenca, será a través de relaciones de aplicar las precipitaciones promedios más el producto de análisis de precipitaciones de cada periodo de retorno por desviación estándar, sistema desarrollado en EE. UU., y aplicable en cuencas pequeñas menores, que muy bien se adapta en nuestro medio de escasa información hidrometeorológica, con lluvias de alta intensidad y de corta duración, Método que consistirá en calcular la precipitación máxima.

B. Caudales Máximos

Para determinar, las precipitaciones máximas en 24 horas en la microcuenca, será a través de relaciones de aplicar las precipitaciones promedios más el producto de análisis de precipitaciones de cada periodo de retorno por desviación estándar, sistema desarrollado en EE. UU. Y aplicable en cuencas pequeñas menores, que muy bien se adapta en nuestro medio de escasa información hidrometeorológica, con lluvias de alta intensidad y de corta duración, Método que consistirá en calcular la precipitación máxima.

C. Máximas Avenidas

Según, Monsalve, S. (1998) Ref. (21), En los estudios hidrológicos es sumamente importante el conocimiento de las características del caudal que drena una cuenca determinada, así como conocer el valor máximo o caudal pico que se espera para un periodo de retorno dado, o el caudal mínimo para ciertas condiciones meteorológicas presentes. Otras veces se requiere del conocimiento del rendimiento anual, mensual o medio, a largo plazo; es decir del volumen de agua que se puede extraer de la cuenca para satisfacer algún requerimiento de demanda.

Según, Molina M. A. (1970) Ref. (20), Se entiende por máxima descarga de un río, el caudal que haya superado a todas las demás observadas durante un periodo de tiempo dado cuando este periodo de tiempo es de un año, el conjunto de descargas máximas se dice que forman una serie anual. Por otra parte se llama serie parcial a la relación de descargas cuya magnitud es mayor que una tomada arbitrariamente de acuerdo a los fines que se persiga al hacer la separación.

2.2.14 Modelos

El primer paso a dar para estudiar un sistema es elaborar un modelo, el cual puede ser una representación formal de la teoría o una explicación formal de la observación empírica. Sin embargo, a menudo es una combinación de ambas. Los propósitos de usar un modelo son los siguientes.

1. Hace posible que un investigador organice sus conocimientos teóricos y sus observaciones empíricas sobre un sistema y deduzca las consecuencias lógicas de esta organización.
2. Favorece una mejor comprensión del sistema.
3. Aprecia la necesidad del detalle y de nuevo balance.
4. Acelera análisis.
5. Constituye un sistema de referencia para probar la aceptación de las modificaciones del sistema.

6. Es más fácil de manipular que el sistema mismo.
7. Hace posible controlar más fuentes de variación que lo que permitiría el estudio directo de un sistema.
8. Suele ser menos costoso.

✓ **Tipos de Modelos**

Se han utilizado muchos tipos de modelos en los estudios de sistemas, además de haberse clasificado en una diversidad de maneras. A veces la clasificación se realiza en términos de la naturaleza del sistema que modelan, tal como continuo versus discreto o determinista versus estocástico.

Una segunda distinción la constituyen los modelos estáticos y modelos dinámicos. En el caso de modelos matemáticos, una tercera distinción es la técnica que se emplea para resolver el modelo. Se establece una distinción entre los modelos analítico y numérico. Se considera que la simulación de sistemas es una técnica numérica utilizando los modelos matemáticos dinámicos, de manera que la simulación de sistemas se muestra bajo el encabezado del cómputo numérico.

2.2.15 Modelo de simulación HEC-HMS.

Bedient y Huber (2002) Ref. (2), describen que el Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System (HEC – HMS), está basado en el modelo hidrológico HEC-1, pero actualmente este programa trabaja sobre la plataforma de Windows, y contiene muchas mejoras sobre su predecesor en la parte gráfica y en la forma de diseñar los proyectos, a través de elementos prediseñados para la entrada de los datos y las salidas de sus resultados.

La diferencia más notable entre HEC – HMS y HEC – 1, es su fácil utilización gracias a la interfaz gráfica para el usuario (GUI, por sus siglas en inglés), que permite la manipulación de elementos hidrológicos de una

cuenca como los ríos y la mejora en la entrada de datos para la cuenca. El GUI también permite la visualización rápida de los resultados de cualquier objeto en el modelo esquemático. Puede accederse a un mapa de fondo que contiene los límites de la cuenca y los cursos de agua, desde una base de archivos SIG, como referencia visual, aunque no es utilizado en los cálculos.

Otra diferencia entre HEC – HMS y HEC – 1, es la organización de los componentes, que forman parte de cada uno de modelos hidrológicos. En HEC – HMS, un proyecto consta de tres partes separadas: El modelo de la cuenca, en donde el usuario define dentro del programa las distintas subcuencas y características de éstas; el modelo meteorológico, en donde se introducen los datos pluviométricos de una o más estaciones; y el control de especificaciones, sobre el cual se definen los tiempos de simulación que se desea evaluar. Como se muestra en la figura 2.21, esta pantalla enlaza a todos los datos y las herramientas, ya sea a través de los menús en la parte superior o de las grandes ventanas de los tres componentes principales.

Llamas (1993) Ref. (2), describe que los datos de entrada o inputs que requiere el programa HEC – 1, están referidos principalmente al cálculo de la precipitación, a la tasa de pérdida, al hidrograma unitario, al caudal base y a algunos métodos de tránsito de avenidas. Por otro lado, las salidas o outputs que entrega éste, están definidos por hidrogramas de crecidas en forma de tablas o gráficos, volúmenes y gastos de caudales máximos para distintas duraciones de lluvia y comparaciones de hidrogramas simulados con observados, en base a tablas y funciones objetivos.

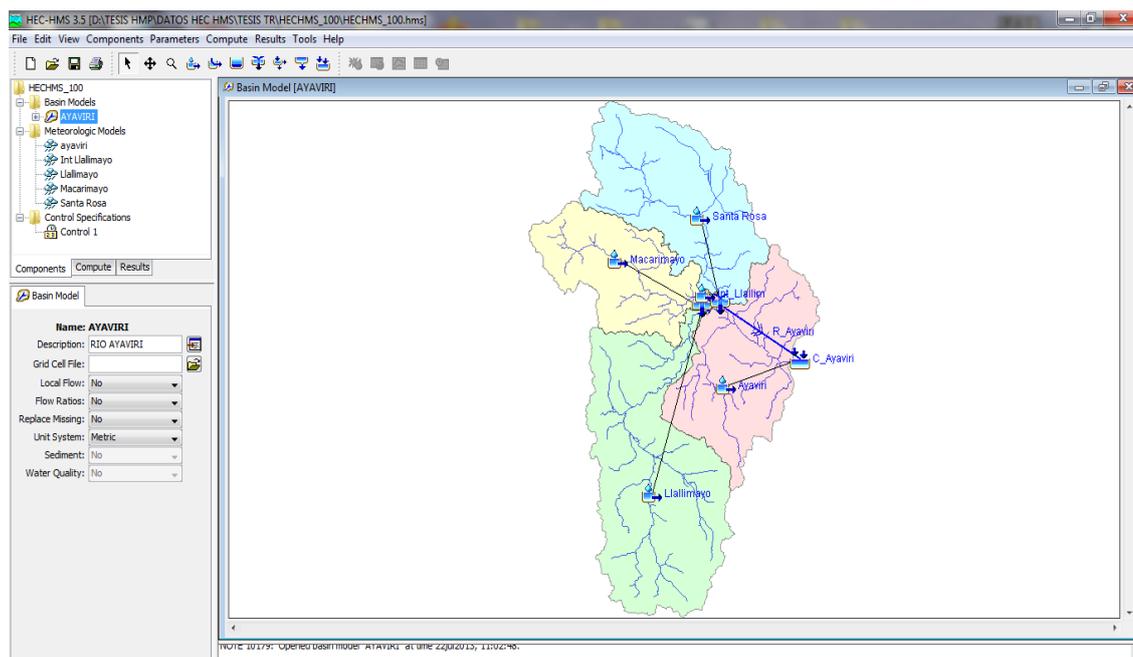


Figura 2.21 : Ventana principal del programa HEC–HMS, V-3.1.0.

Estudios realizados en Illinois, Estados Unidos, por Momcilo et al., (2007), muestran la variabilidad que presentan las precipitaciones, sobre todo si éstas afectan áreas urbanas propensas a las inundaciones. Esta investigación recopiló registros meteorológicos de 100 años de precipitación, para poder ver los distintos efectos de las precipitaciones en estos últimos años. En este marco, el HEC – HMS, modelo precipitación – escorrentía, fue utilizado para ilustrar la evolución de los impactos relativos de las estimaciones de las precipitaciones, sobre los niveles máximos de inundación en 12 pequeñas cuencas hidrográficas de la región.

El sistema de modelamiento hidrológico fue diseñado para simular los procesos lluvia – escurrimiento de sistemas de cuenca dentríticas. Se diseñó para hacer aplicable en una amplia gama de áreas geográficas para resolver el más ancho rango posible de problemas. Este rango incluye abastecimiento de agua depósitos grandes versiones de máximas avenidas.

El Software HEC – HMS, desarrollado por el Hydrologic Engineering Center de los Estados Unidos de Norteamérica. Determina los hidrogramas de caudales para eventos de tormenta.

El modelo HEC – HMS versión 3.1.0 calcula las precipitación efectiva (resta las perdidas), transforma la precipitación efectiva a caudal y permite incorporar el flujo base, para un evento de tormenta y además realiza el transito de avenida.

¿Qué es el HEC-HMS?

El HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center's Hydrologic Modeling System) es un programa de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semidistribuido, desarrollado para estimar las hidrógramas de salida en una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos pico) a partir de condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello algunos de los métodos de cálculo de hietogramas de diseño, pérdidas por infiltración, flujo base y conversión en escorrentía directa que han alcanzado cierta popularidad en los Estados Unidos y por extensión en nuestro país.

Un método de transformación lineal de la escorrentía (basado en una modificación del hidrograma unitario de Clark) que puede utilizarse en una representación de la cuenca a través de celdas, con datos distribuidos de precipitación obtenidos.

¿Cómo funciona HEC-HMS?

El programa incluye una interfaz gráfica para el usuario (GUI) que le permite introducir la información necesaria para una simulación, manejar los componentes de análisis hidrológico a través de módulos integrados, y obtener respuestas gráficas o tabuladas de fácil comprensión e impresión. El documento de ayuda incorporado en el programa aclara la utilización de las opciones del programa.

Los archivos de extensión DSS (Data Storage System) se utilizan para almacenar y trabajar con series de tiempo, funciones emparejadas y datos de grilla en una forma muy transparente para el usuario.

Para definir la estructura de las cuencas, el programa considera los siguientes elementos

1. Subcuencas (subbasins)
2. Tramos de tránsito (routing reach)
3. Uniones (junctions)
4. Embalses (reservoirs)
5. Fuentes (Sources)
6. Sumideros (sinks)
7. Derivaciones (diversions)

Con estos siete componentes, el usuario puede elaborar una cuenca tan compleja como requiera el problema que está tratando y como permita la información de campo disponible. Si se cuenta con información digital de campo, el HMS incluye la opción de trabajar la cuenca con subdivisiones en grillas o celdas, cada una de las cuales almacena información pertinente respecto a la **precipitación, área, pendientes y condición de humedad del suelo.**

Los elementos anteriores se disponen en forma de redes dendríticas con un orden o secuencia lógica para realizar los cálculos desde las subcuencas que conforman las cabeceras aguas arriba hasta el punto de salida de todo el caudal aguas abajo. El usuario debe prestar atención a este criterio, ya que los cálculos siguen rigurosamente esta secuencia (por ejemplo si tienen en cuenta una derivación no pueden entregar las aguas derivadas en un punto aguas arriba, aunque técnicamente esto sea factible). Por tal motivo, el primer paso en la preparación de la información consiste en definir correctamente la estructura de la cuenca que se pretende simular.

El programa trabaja con tres módulos básicos que definen en su conjunto el proyecto de simulación de la cuenca:

- 1. Módulo de precipitación:** permite seleccionar uno de seis patrones de precipitación (tipos de hietogramas) del evento de tormenta que más se ajuste a las posibles condiciones de la cuenca, incluyendo la introducción manual de los datos de la lluvia de diseño.
- 2. Módulo de la cuenca:** permite la representación del sistema físico con los elementos antes citados, y la inclusión de las características morfométricas y de condición del suelo para cada uno de ellos. Así, cada componente incluye la información necesaria para construir la hidrógrafa total de salida.
- 3. Módulo de control:** incluye las fechas de inicio y culminación de los datos de lluvia y caudal para la simulación (u optimización) y los intervalos de tiempo para realizar los cálculos.

Estos tres módulos deben definirse completamente antes de iniciar la corrida de la simulación.

¿Qué clase de situaciones hidrológicas pueden modelarse en HEC-HMS?

El programa HEC-HMS permite simular eventos aislados de crecientes asociados con un patrón de tormenta de diseño para un cierto período de retorno. La suposición de que el período de retorno de la tormenta es coincidente con el período de retorno de la crecienta respectiva ha despertado muchas controversias entre los investigadores en hidrología, haciendo evidente que el tratamiento probabilística de los dos fenómenos, aunque no es mutuamente excluyente si depende de otros factores, entre ellos el área de la cuenca considerada, las condiciones antecedentes de humedad en los suelos para períodos largos y los cambios introducidos por el hombre en el uso y conservación de los suelos. Pensando en ello, el programa permite en la actualidad considerar las condiciones antecedentes de humedad para un registro de precipitación de muchos días a partir de unas condiciones iniciales,

lo que puede asemejarse en parte a un modelo continuo y distribuido de humedad en los suelos, ya que se trabaja con un modelo tipo celdas.

Los resultados arrojados por HEC-HMS permiten:

1. Dimensionar obras de control de inundaciones como piscinas de amortiguamiento de crecientes y embalses.
2. Establecer dimensiones preliminares de alcantarillas viales y sistemas de drenaje pluvial.
3. Estudiar el impacto ambiental de las crecientes, causado por la transformación del uso de los suelos en cuencas rurales y urbanas.

¿Qué tipo de información requiere el programa?

La información que necesita el programa está relacionada directamente con los métodos de cálculo que maneja. Existen cuatro grupos básicos de información que deben suministrarse a HEC-HMS para efectuar las simulaciones:

1. Información acerca de la precipitación histórica o de diseño (Precipitación máxima en 24 horas).
2. Información acerca de las características del suelo.
3. Información morfométrica de las subcuencas.
4. Información hidrológica del proceso de transformación de lluvia en escorrentía.

2.2.16 Simulación hidráulica unidimensional

El modelado de flujo unidimensional en ríos y canales es una potente herramienta para proyectos de investigación o de ingeniería en los que se necesita conocer la distribución de caudales y niveles a lo largo de un sistema fluvial o de canales de riego. Dentro de varios métodos de simulación podemos mencionar los siguientes:

- ✓ Cálculo aproximado de tirante de inundación.
- ✓ Modelo de Saint Venant
- ✓ Modelo HEC-RAS.

2.2.17 Modelo Saint Venant

Según Yzocupe, V. (2006) Ref. (33). El modelo numérico utiliza un sistema de ecuaciones diferenciales parciales de conservación de masa y cantidad de movimiento, bajo ciertas condiciones de fronteras son denominadas ecuaciones de flujo no permanente unidimensionales para canales abiertos. También conocidas como las ecuaciones de aguas poco profundas o de Saint Venant.

La descarga (Q) y el nivel de la superficie del agua (Z) son las variables dependientes. Se escriben de la siguiente forma;

Ecuación de conservación de masa:

$$T \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.46)$$

Ecuación de conservación de cantidad de movimiento:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta Q^2 / A)}{\partial x} + gA \frac{\partial z}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad \dots\dots\dots (2.47)$$

Donde β y S_f son definidos como:

$$\beta = \frac{1}{U^2 A} \int_0^T u^2 dA \quad \beta = \beta(z) \quad \dots\dots\dots (2.48)$$

$$S_f = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}}$$

y el término no lineal de la ecuación de conservación de cantidad de movimiento se define como:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A} \right) = 2\beta \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} - \beta \frac{Q^2}{A^2} \frac{\partial A}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (2.49)$$

$$\frac{\partial A}{\partial x} = \frac{\partial A}{\partial Z} \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_{Z=cte} = T \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_{Z=cte}$$

Siendo $T = T(Z)$ y $A = A(Z)$.

Reemplazando todas las anteriores ecuaciones en la ecuación de conservación de movimiento obtenemos:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2\beta \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} + \left(gA - \beta \frac{Q^2}{A^2} T \right) \frac{\partial Z}{\partial x} - \beta \frac{Q^2}{A^2} \frac{\partial A}{\partial x} \Big|_{Z=cte} + g \frac{n^2 |Q| Q}{AR^{4/3}} = 0 \quad \dots\dots\dots (2.50)$$

En estas ecuaciones, la distancia longitudinal a lo largo del thalweg del canal (x), y el tiempo transcurrido (t), son las variables independientes. La distancia longitudinal (x), y el caudal o descarga (Q), son positivas en la dirección aguas abajo.

Las otras cantidades se definen como:

Z = Nivel de la superficie líquida, referida a un datum = $Z_b + h$,

Z_b = Nivel del lecho, referida a un datum,

h = Profundidad vertical del flujo o altura de lámina de agua,

S_f = Pendiente de fricción,

β = Coeficiente de distribución de velocidad o de Boussinesq,

g = Aceleración gravitacional,

A = Area mojada de la sección transversal,

R = Radio hidráulico de la sección transversal,

P = Perímetro mojado de la sección transversal,

T = Ancho total de la superficie líquida, transversal a la dirección del flujo,

u = Velocidad del flujo en un punto de la sección transversal,

U = Velocidad media del flujo = Q/A ,

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

El radio hidráulico R se utiliza en la ecuación y en todas las demás ecuaciones; pero, cuando el canal tiene una configuración geométrica arbitraria (canal natural), se puede sustituir el radio hidráulico por la profundidad hidráulica. Esta aproximación ($R \approx A/T$) se asume válida para cuerpos de agua poco profundos, y se utiliza por la facilidad de calcular el ancho de la superficie líquida en lugar del perímetro hidráulico.

El coeficiente de Boussinesq β , también llamado el coeficiente de momentum, está presente en la ecuación de movimiento para tomar en cuenta las distribuciones de velocidad no uniformes en las secciones transversales.

Las ecuaciones (2.46) y (2.50) describen, en general, el flujo no permanente en un canal de sección arbitraria teniendo áreas de transporte y de almacenamiento (o solamente de transporte). En su

formulación, se asume que el agua es de densidad homogénea, que la presión hidrostática prevalece en todo el canal, que la pendiente de fondo del canal es pequeña y uniforme, que no hay procesos de transporte de sedimentos en el lecho del canal (no ocurre erosión ni sedimentación), que la geometría del tramo es suficientemente uniforme para permitir la aproximación unidimensional, y que la resistencia por fricción es la misma como en el flujo permanente, permitiendo el uso de la ecuación de Chézy o Manning.

2.2.18 Modelo de simulación HEC-RAS.

Según, US ARMY CORPS OF ENGINEERS (2003) Ref. (29), El modelo HEC-RAS, desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de Norteamérica, desarrollo un modelo que es programado y que ahora es llamado el Software HEC RAS, calcula perfiles de niveles de agua en canales o ríos con secciones transversales de forma regular o irregular.

HEC-RAS Es actualmente capaz de llevar a cabo cálculos de perfil de superficie de agua unidimensionales para la circulación gradualmente variada canales naturales o lechos de régimen Subcrítico, supercrítico y mixto. Para el cálculo de los perfiles de agua el modelo se basa en las ecuaciones de energía y pérdidas por fricción las cuales se resuelven por iteraciones sucesivas. Estas ecuaciones son:

$$WS_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = WS_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad \dots\dots\dots (2.51)$$

$$h_e = LS_f + C \left(\frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right) \quad \dots\dots\dots (2.52)$$

Donde:

WS1, WS2 = Niveles de agua en el tramo de río considerado

V1, V2 = Velocidades medias en las secciones consideradas

- α_1, α_2 = Coeficientes de velocidad del flujo
G = Gravedad
he = Pérdida de energía
L = Longitud entre las secciones consideradas
Sf = Pendiente de fricción entre las secciones
C = Coeficiente de pérdida de expansión o contracción.

El cálculo del nivel de agua entre dos secciones transversales consecutivas lo realiza por iteraciones sucesivas de las ecuaciones mencionadas anteriormente, con el siguiente procedimiento:

1. Asume un nivel de agua en la sección aguas arriba o aguas abajo dependiendo si el flujo es supercrítico o subcrítico.
2. Basándose en el nivel de agua asumido, determina el correspondiente tránsito total y la carga de velocidad.
3. Con los valores obtenidos en el paso anterior, calcula la pendiente de fricción y resuelve la ecuación 2.52.
4. Con los valores obtenidos en el paso 2 y 3, resuelve la ecuación 2.51 y obtiene el valor del nivel de agua WS_2 .
5. Compara el valor calculado de WS_2 con el valor asumido en el paso 1; repite los pasos 1 al 5 hasta que los valores concuerden con un rango de 0,01 m.

Una vez realizado el cálculo del tirante de agua y balanceada la ecuación de energía para la sección transversal, ejecuta verificaciones para las secciones en las que el nivel de agua esta cercano al valor del calado crítico.

El calado crítico para una sección será determinado si se satisfacen algunas de las siguientes condiciones:

1. Si se especifica que el régimen del flujo sea supercrítico.
2. Si se requiere el cálculo del calado crítico.
3. Si las condiciones de la primera sección y el calado crítico son

especificadas.

4. Si el chequeo para un perfil subcrítico indica que el calado crítico debe ser determinado para verificar el régimen de flujo asociado con el balance de energía.

Para el análisis de los perfiles de flujo se requiere los siguientes datos básicos:

1. Identificar el tipo de régimen de flujo, el cual puede ser supercrítico o subcrítico. Concordantemente con este escorrimiento el cálculo se iniciará con la sección transversal aguas arriba o aguas abajo.
2. El nivel de agua para la primera sección puede ser especificado de 2 maneras: como calado crítico y como un nivel de agua conocido.
3. El caudal a usarse para el cálculo del perfil, puede ser uno solo para todas las secciones o se pueden simular una variación de caudales para cada sección transversal y así obtener los niveles de agua para cada una de ellas.
4. Los coeficientes de pérdidas de energía que son utilizados en el programa para evaluar las pérdidas son:
 - ✓ El coeficiente de rugosidad de Manning “n”
 - ✓ Los coeficientes de contracción y expansión
5. La geometría de la sección transversal es especificada conociendo distancia y cota de los puntos de interés hasta cubrir la sección del río comprendida entre sus márgenes.

El HEC RAS ofrece la facilidad de exportar datos de los resultados obtenidos al ArcGis, ver figura (2.23).

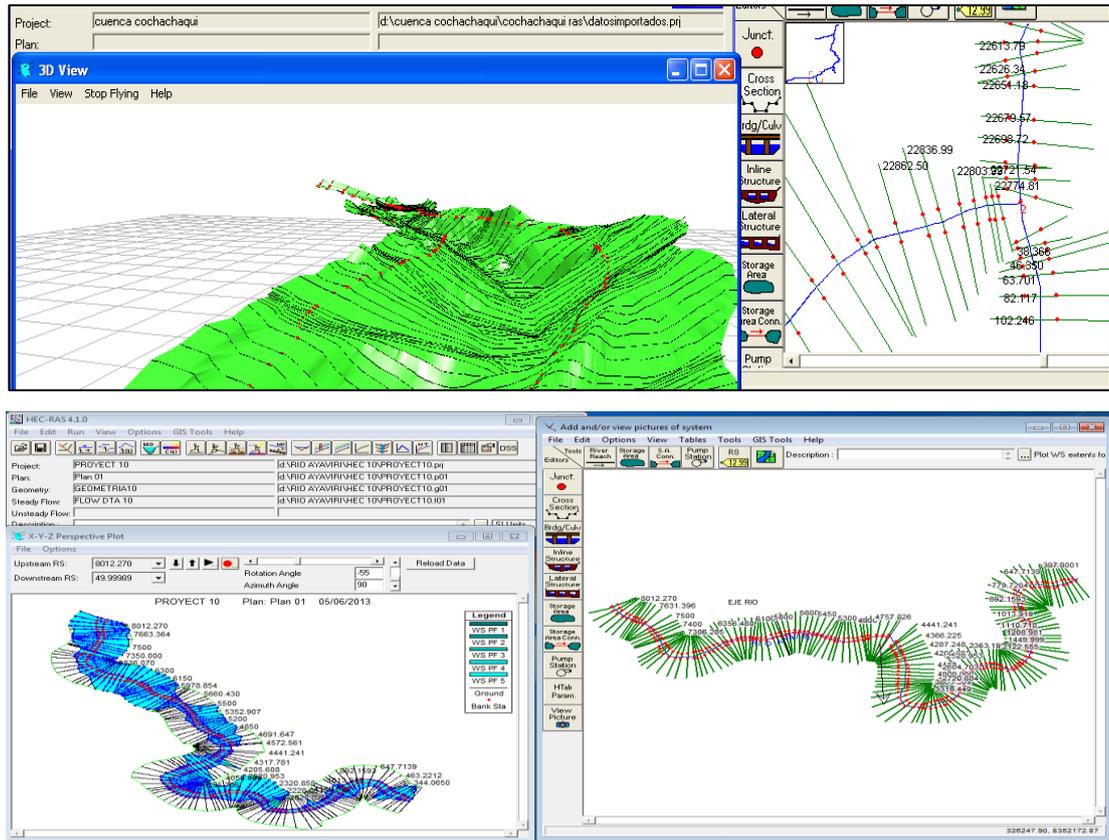


Figura 2.22 : Pantalla de Hec-Ras con datos importados desde ArcGis.

2.2.19 Sistema de Información Geográfica (SIG).

2.2.19.1 Definición de los Sistemas de Información Geográfica (SIG)

Según Chuvieco E., en los últimos momentos, la denominada revolución informática, con las nuevas herramientas nos permite aprovechar la vasta cantidad de información, entre estas se tiene los sistemas de información geográfica y la teledetección que surgen como alternativa casi imprescindibles, a los métodos tradicionales de recopilación y procesamiento de información espacial. Por su parte, Berry J., menciona que con el ingreso de las computadoras y el desarrollo de los programas, el SIG, es definido como un sistema de hardware, software y procedimientos analíticos que integra modernas técnicas de mapeo computarizado con potentes operadores analíticos de bases de datos geográficos o espaciales, capaces de efectuar consultas y transformaciones sobre el espacio constituyéndose en una herramienta versátil, eficiente y oportuna para el planeamiento regional urbano-rural

y la toma de decisiones, cuyas principales funciones se resumen: entrada, manejo, análisis y salida de datos, ver figura (2.24).

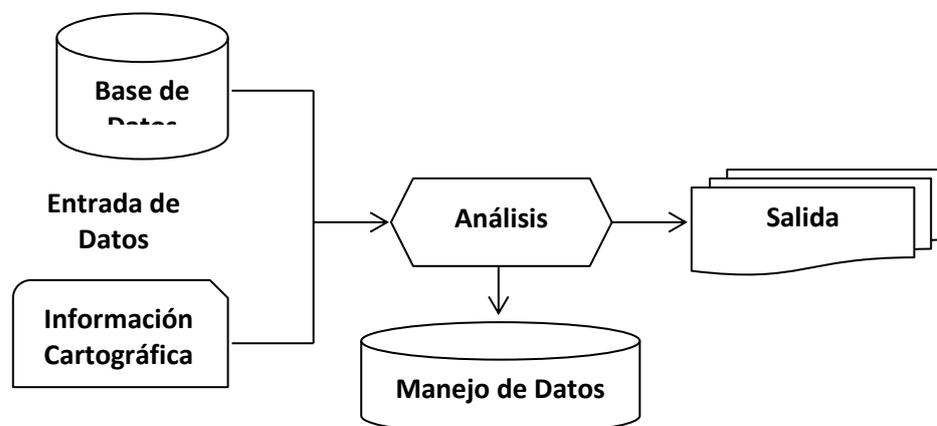


Figura 2.23 : Diagrama de análisis de los sistemas de información geográfica.

Según **Velásquez S. (2004) Ref. (30)**, Un SIG se define como un conjunto de métodos, herramientas y datos que están diseñados para actuar coordinada y lógicamente para capturar, almacenar, analizar, transformar y presentar toda la información geográfica y de sus atributos con el fin de satisfacer múltiples propósitos. Los SIG son una nueva tecnología que permite gestionar y analizar la información espacial y que surgió como resultado de la necesidad de disponer rápidamente de información para resolver problemas y contestar a preguntas de modo inmediato.

Existen otras muchas definiciones de SIG, como la de Centro Nacional para el análisis de información geográfica, por sus siglas en inglés (N.C.G.I.A) que define los SIG como "un sistema de hardware, software y procedimientos diseñados para facilitar la obtención, gestión, manipulación, análisis, modelación y salida de datos espacialmente referenciados, para resolver problemas complejos de planificación y gestión".

La definición del diccionario de la Asociación para la información geográfica por sus siglas en inglés (AGI) y el Departamento de Geografía de la Universidad de Edimburgo lo explica como: un sistema de cómputo para obtener, almacenar, integrar, manipular, analizar y representar datos relativos a la superficie terrestre", pero todas coinciden en referirse a un SIG como un sistema integrado para trabajar con información espacial, herramienta esencial para el análisis y toma de decisiones en muchas áreas vitales para el desarrollo, entre ellas el análisis de riesgo por desastres naturales.

2.2.19.2 Evaluación del riesgo por medio de la tecnología (SIG)

Según **Saborío J. (2003) Ref. (26)**, La evaluación del riesgo mediante los (SIG) permiten: contar con una visión de conjunto y multivariada del riesgo, establecer relaciones espaciales y vincular distintos tipos de información, contar con información digital de consulta directa, realizar actualizaciones que respondan al dinamismo del problema.

2.2.20 Elaboración de mapa de riesgos

Según **INDECI (2006) Ref. (14)**, las mapas de riesgo son elaborados a partir de cálculos, simulaciones con datos reales de la zona, en una carta geográfica, donde contiene todas las informaciones de referencia, así como los puntos elevados en cota, áreas del riesgo, ubicación de infraestructuras como carreteras, puentes, diques de protección, puestos de salud, las poblaciones vulnerables, etc. que sirve para elaborar un plan de seguridad para la zona.

Los mapas de riesgo deben ser elaborados a una escala adecuada, para poder ser interpretados fácilmente, además deben ser georeferenciados, deben contener una leyenda explícita para poder ser interpretado con facilidad.

2.2.21 Los SIG y el modelamiento hidrológico e hidráulico.

La tecnología de Sistemas de Información Geográfica constituye en este sentido una de las herramientas adecuadas de manejo de información, ya que al usar el modelo de base de datos geo-relacional se asocia un conjunto de información gráfica en forma de planos o mapas a bases de datos digitales, la herramienta ArcGis tiene la capacidad para interactuar con el HEC-MNS Y HEC-RAS mediante la aplicación de HEC-GeoRAS para modelar el comportamiento hidrológico e hidráulico de un río.

2.2.21.1 ArcGIS.

Según **Velásquez S. (2004) Ref. (30)**, ArcGIS es un sistema de información geográfica desarrollada por una empresa estado unidense *Environmental System Research Institute (ESRI)*, que podríamos definir comovectorial (aunque también puede manejar datos en formato raster gracias a la extensión Spatial Analyst, la misma que havenido desarrollando el SIG más popular entre los usuarios tanto del mundo académico como profesional, a su vez, cada una de las distintas versiones de ArcGIS, está compuesta por un conjunto de aplicaciones: ArcCatalog, ArcMap, ArcScene y ArcGlobe principalmente, las cuales, en conjunto nos permiten realizar la mayoría de los análisis que podemos llevar a cabo con un SIG.

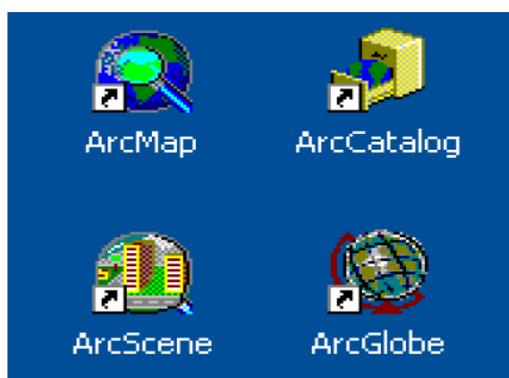


Figura 2.24 : Principales aplicaciones del ArcGis.

2.2.21.2 Spatial Analyst.

Según, **Nanía E. (1992) Ref. (22)**, el Spatial Analyst 3d es una extensión para Arc View desarrollada por la empresa Environmental System Research Institute (ESRI), que sirve para dibujar objeto, interpolando puntos en el sistema de coordenadas x,y,z, puntos que pueden tener procedencia desde un levantamiento topográfico, cartográfico, etc. ver figura (2.25).

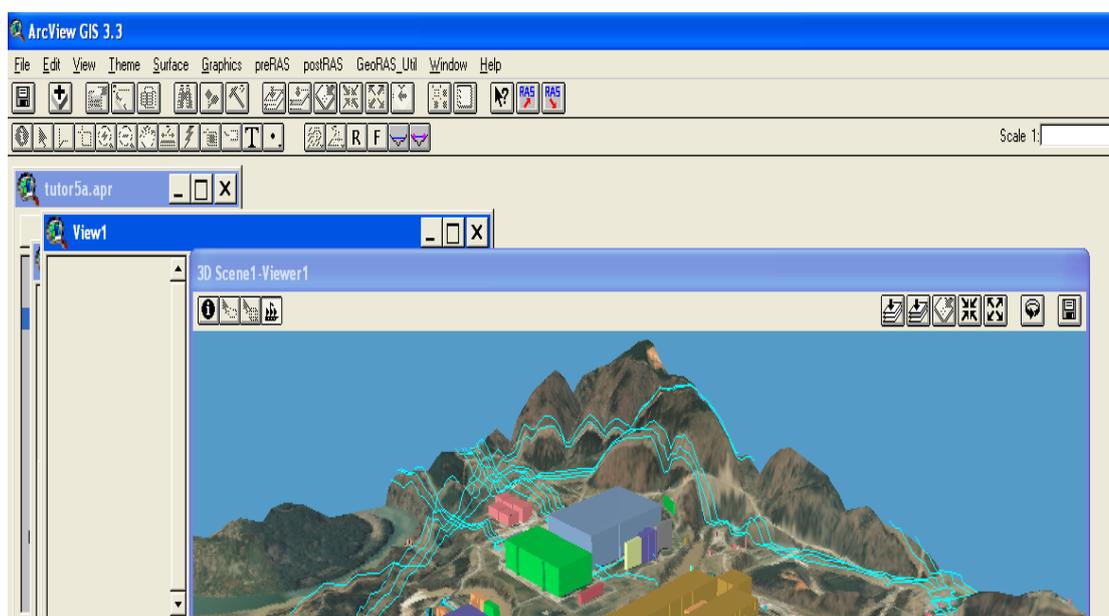


Figura 2.25 : Pantalla de Arc View utilizando extensión 3d.

2.2.22 HEC-GeoRAS.

Según, **Nanía E. (1992) Ref. (22)**, el Hec-GeoRas es una extensión de ArcGis, desarrollada a través de una investigación cooperativa entre el Centro de Ingeniería Hidrológica *Hydrologic Engineering Center* (HEC) del *United States Army Corps of Engineers* y el Instituto de Investigaciones de Sistemas Medioambientales *Environmental System Research Institute* (ESRI). Es un conjunto de procedimientos, herramientas y utilidades especialmente diseñadas para procesar datos georeferenciados que permiten bajo el entorno del SIG facilitar y complementar el trabajo con HEC-RAS. El Hec-GeoRas crea un archivo de importación Hec-Ras, datos de geometría del terreno

incluyendo cauce del río, secciones transversales, áreas de inundación, etc., posteriormente los resultados obtenidos de calados y velocidades se exportan desde HEC-RAS a ArcGIS y pueden ser procesados para obtener mapas de inundación, riesgo, etc.

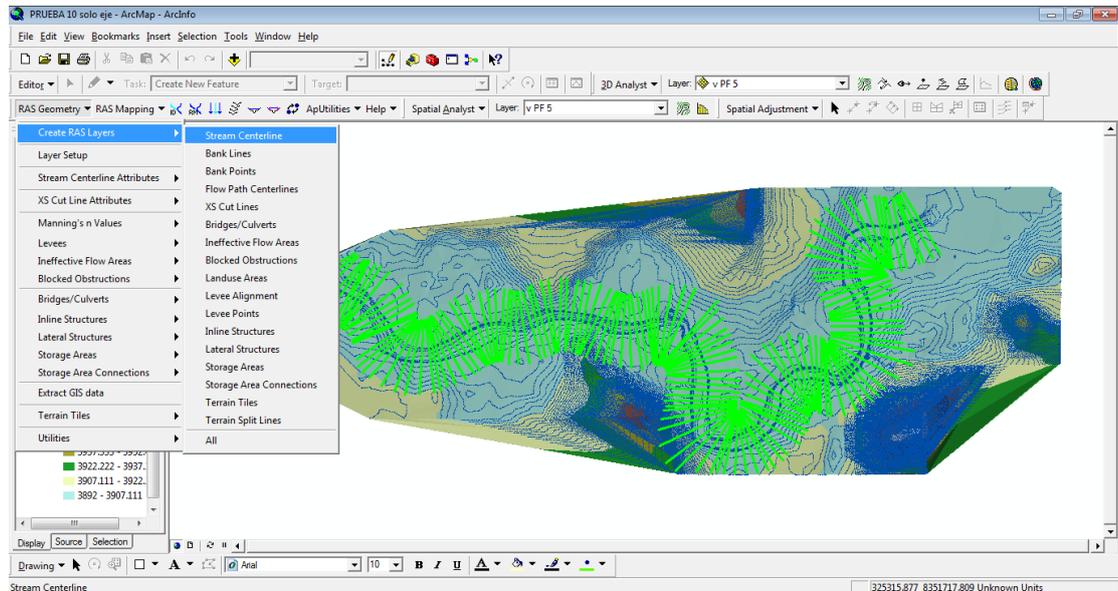


Figura 2.26 : Pantalla de ArcMap Utilizando la extensión Hec-Georas.

2.2.23 Características topografía en ríos.

2.2.23.1 Levantamiento topográfico.

Según, **Nanía E. (1992) Ref. (22)**, existen diferentes métodos de trabajo en caso de embalses el más recomendable es la batimetría computarizada que consta en el uso de un GPS a precisión de 0.5m de radio y menores de 1m en altitud, y con reportero de datos de presión atmosférica, ya que este datos nos servirá de arranque.

Utilizar la Estación Total con datos de comienzo del GPS, debido a la rapidez de toma de datos y la alta precisión del mismo, El método de trabajo consta en utilizar prismas con soportes de 2.60 m en función a la altura estimada de la profundidad de la laguna, en caso de profundidades mayores a 2.60 m utilizar una soga con pesa en el

extremo inferior y una prisma en el extremo superior, procediendo a registrar puntos (x, y, z) en la zona del proyecto.

En cuanto al trabajo en los ríos existen muchos métodos, pues se recomienda el uso de una Estación Total debido a las cualidades arriba mencionadas, y es común trabajar en sentido longitudinal, seccionando el río a cada 20 m en zonas no sinuosas y a 10 m en las zonas sinuosas, con puntos (x, y, z) no menor de 7 puntos por sección, manteniendo una orden ya sea de izquierda a derecha o viceversa, en caso de los ríos. Pero en cuanto a las planicies de inundación se deberá incluir los puntos de registro de viviendas, áreas de cultivo, estructuras hidráulicas, etc., pero siempre manteniendo enlazado con una estación de registro principal ubicado en una parte mas alta de la topografía del lugar.

La base de datos registrados en el trabajo del embalse deberán ser utilizados para el trabajo en los ríos para tener homogeneidad y no perder precisión y continuidad en los resultados obtenidos.

Según, **Casanova L. (2002) Ref. (6)**, Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio.

Las herramientas necesarias para la representación gráfica o elaboración de los mapas topográficos se estudiaron en los capítulos precedentes, en el presente capítulo estudiaremos los métodos y procedimientos utilizados en la representación de superficies.

2.2.23.1.1 Con teodolito y mira vertical

El método taquimétrico con teodolito y mira vertical se basa en la determinación óptica de distancias en el paso de coordenadas polares a rectangulares.

2.2.23.1.2 Con estación total

Una de las grandes ventajas de levantamientos con estación total es que la toma y registro de datos es automático, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y cálculo; ya que con estas estaciones la toma de datos es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones.

Generalmente estos datos son archivados en formato ASCII para poder ser leídos por diferentes programas de topografía, diseño geométrico y diseño y edición gráfica.

2.2.23.2 Representación gráfica del relieve del terreno.

2.2.23.2.1 El plano acotado.

Un punto en el espacio queda perfectamente definido por sus coordenadas $P(N, E, Z)$, tal y como se muestra en la *figura 2.28*.

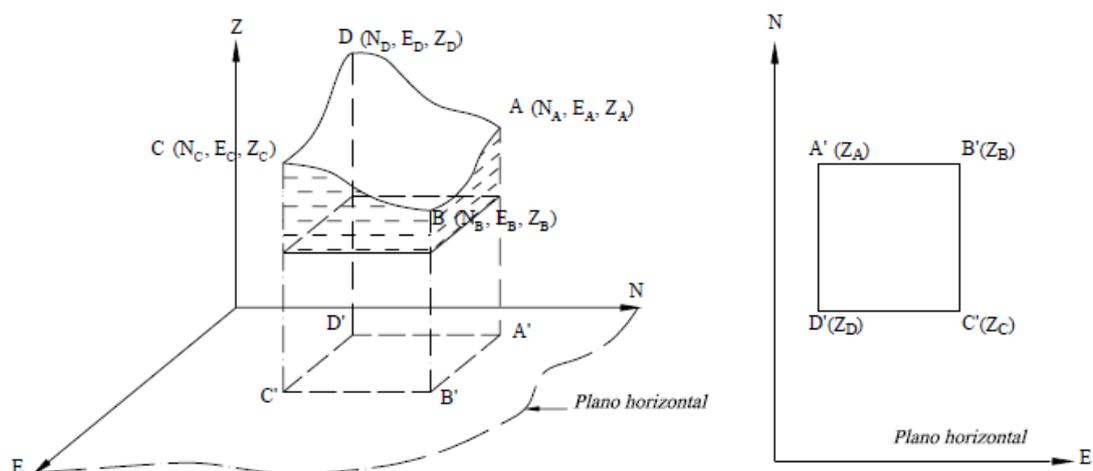


Figura 2.27 : Representación gráfica de superficie de terreno.

2.2.23.2.2 Las curvas de nivel.

Según, **Casanova L. (2002) Ref. (6)**, Es el método más empleado para la representación gráfica de las formas del relieve de la superficie del terreno, ya que permite determinar, en forma sencilla y rápida, la cota o elevación de cualquier punto del terreno, trazar perfiles, calcular pendientes, resaltar las formas y accidentes del terreno, etc.

Una **curva de nivel** es la traza que la superficie del terreno marca sobre un plano horizontal que la intersecta, por lo que podríamos definirla como la línea continua que une puntos de igual cota o elevación.

2.2.23.2.3 Métodos para la determinación de las curvas de nivel.

Según, **Casanova L. (2002) Ref. (6)**, Una vez realizado el levantamiento topográfico y determinadas las coordenadas Norte, Este y cota de puntos sobre la superficie del terreno, se procede a la elaboración del plano acotado.

Como las curvas de nivel son líneas que unen los puntos de cotas enteras de igual elevación, y en el trabajo de campo difícilmente se obtienen las cotas enteras, es necesario recurrir a un proceso de **interpolación lineal** entre puntos consecutivos, para ubicar dentro del plano acotado los puntos de igual elevación.

El proceso de interpolación, como se mencionó anteriormente, es un proceso de interpolación lineal, ya que en la determinación de detalles se toman las cotas de los puntos de quiebre del terreno, por lo que la cota o elevación del terreno varía uniformemente entre un punto y otro.

Finalmente, determinada la ubicación de los puntos de igual elevación, procedemos a unirlos por medio de líneas continuas completando de esta manera el plano a curvas de nivel.

2.2.24 Características hidráulicas en ríos.

2.2.24.1 Río.

Frijlink, citado por **Rocha A. (1998) Ref. (25)**, en “Introducción a la Hidráulica Fluvial”, nos recuerda que “un río puede definirse como un sistema de canales naturales (cursos de agua) por medio de los cuales se descarga el agua de la cuenca” El Diccionario de la Lengua Española lo define como "corriente de agua continua, mas o menos caudalosa que va a desembocar en otra, en un lago o en el mar". La palabra río viene del latín riuus, rivus: arroyo. El río es, pues, el elemento de drenaje de la cuenca.

Sviatoslav K. (1996) Ref. (27), nos indica que “los ríos representan el resultado de la concentración de los escurrimientos superficiales en cauces generalmente formados por la misma acción del agua, se forman de aguas superficiales provenientes de las lluvias y de la fusión del hielo de las montañas y de la afluencia de las aguas subterráneas”.

Terán R. (1998) Ref. (28), dice que “es la concentración de las aguas de escorrentía en un cauce definido y sobre el cual discurren, a través de las secciones de su curso superior, medio e inferior”.

2.2.24.2 Clasificación de los ríos

Según, **Rocha A. (1998) Ref. (25)**, dice que hay muchos modos de clasificar a los ríos. La más conocida es hacerlo por su edad, los ríos pueden ser jóvenes, maduros y viejos.

Ríos Jóvenes:

- ✓ Corresponden al estado inicial de un río.

- ✓ Generalmente tienen forma de V.
- ✓ Son muy irregulares.
- ✓ El ejemplo típico es un torrente de montaña, de gran poder erosivo, con caídas y rápidos.
- ✓ El delta no está bien formado.

Ríos Maduros:

- ✓ El valle se ha anchado.
- ✓ Las pendientes son menores.
- ✓ El río se encuentra en estado de equilibrio.
- ✓ Se forman meandros y pequeñas áreas de inundación.
- ✓ El valle es lo suficientemente ancho como para que se desarrollen actividades agroeconómicas.
- ✓ Se ha hecho obras de encauzamiento para evitar el desplazamiento lateral del río.

Ríos Viejos:

- ✓ El valle se ancha más y adquiere menor pendiente.
- ✓ Los meandros cubren menos que el área de todo el valle.
- ✓ Se forman diques naturales a lo largo del río.
- ✓ El río es más regular, desaparecen las caídas y rápidas.
- ✓ Se forman las deltas en las desembocaduras.
- ✓ El río puede formar meandros, con islas o divagar con muy baja pendiente y gran cantidad de islas.

Según, **Rocha A. (1998) Ref. (25)**, desde el punto de vista morfológico hay tres grandes grupos de ríos. Ellos son: rectos, entrelazados y meándricos.

Ríos Rectos: Como hemos visto, prácticamente no existen ríos rectos en la Naturaleza. A veces sucede que existe un sistema de encauzamiento recto, constituido por diques paralelos, pero dentro de él, para caudales menores que el de diseño, el río desarrolla su propia sinuosidad.

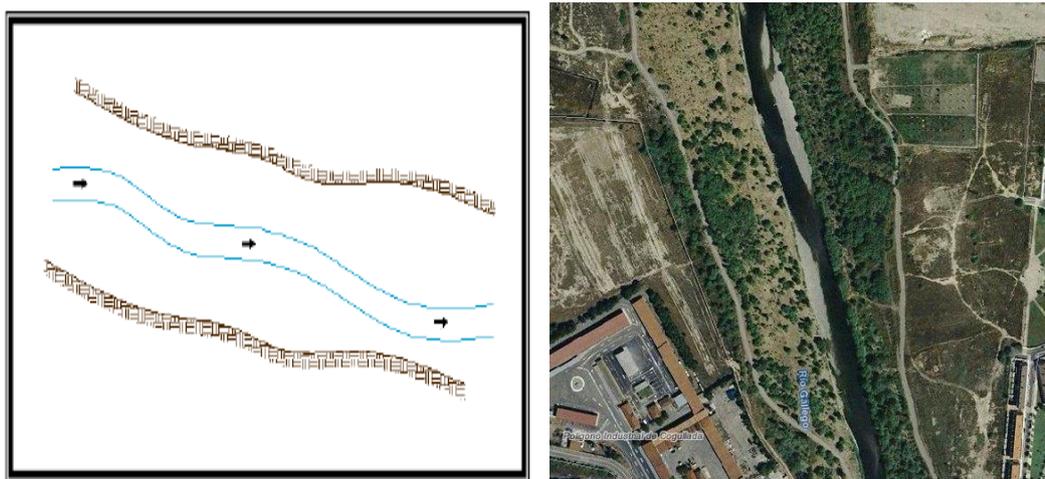


Figura 2.28 : Cauce recto

Ríos Entrelazados: A veces se les llama ríos trenzados. Corresponden generalmente a ríos anchos, cuya pendiente es fuerte, lo que da lugar a pequeños tirantes (calado) y el río corre en forma de varios canales o brazos alrededor de pequeñas islas.

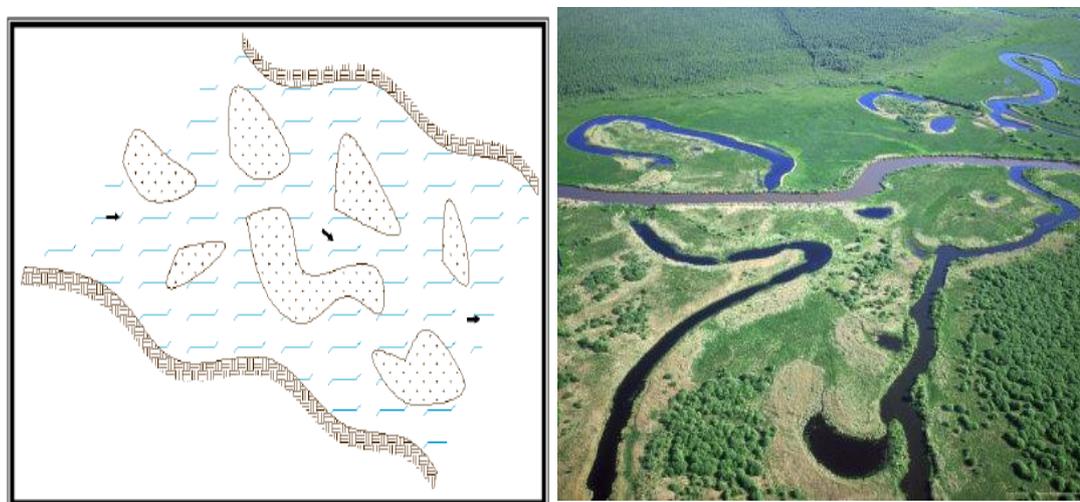


Figura 2.29 : Cauce entrelazado.

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. Generalmente se presentan en zonas de muy baja pendiente.



Figura 2.30 : Cauce meandrico.

2.2.25 Bases de la solución con el modelo HEC-RAS para flujo unidimensional permanente.

El Software del HEC-RAS es una herramienta computacional capaz de resolver unidimensionalmente el cálculo de perfiles hidráulicos, tanto en flujo sub-crítico como supercrítico, considerando puentes, vertederos y otras obras de arte.

El método empleado es el estándar por etapas, las cuales se calculan solucionando las ecuaciones 2.53, 2.54, 2.55 y 2.56 las que se resuelven simultáneamente por iteración, obteniéndose como resultado la elevación del nivel del agua en la sección transversal dada.

2.2.25.1 Ecuaciones empleadas en la iteración:

2.2.25.1.1 Ecuación para el cálculo básico de perfil.

Las siguientes dos ecuaciones se resuelven por un procedimiento iterativo (el método por pasos) para calcular la elevación incógnita de la superficie del agua en las secciones transversales:

$$W_{s2} + \alpha_2 \cdot \frac{V^2_2}{2g} = W_{s1} + \alpha_1 \cdot \frac{V^2_1}{2g} + h_e \dots\dots\dots (2.53)$$

$$H_e = L.S_f + C \left(\frac{\alpha_2.V^2}{2g} + \frac{\alpha_1.V^2}{2g} \right) \dots\dots\dots (2.54)$$

Donde:

Ws1, Ws2= Cotas de la superficie del agua en el tramo.

V1,V2 = Velocidad media (Caudal total entre áreas totales del flujo en los extremos del tramo)

α_1, α_2 = Coeficiente de velocidad para el flujo a extremos del tramo

g = Aceleración de la gravedad

he = Perdida de la carga de energía

L = Longitud del tramo ponderado con caudal.

Sf = Pendiente de fricción representativa para el tramo.

C = Coeficiente de perdida por expansión o contracción

La longitud del tramo L ponderado con caudal, se calcula con la siguiente ecuación:

$$L = \frac{L_{lob} + L_{ch}.Q_{ch} + L_{rob}.Q_{rob}}{Q_{lob} + Q_{ch} + Q_{rob}} \dots\dots\dots (2.55)$$

Donde:

Llob, Lch, Lrob = sección transversal entre la longitud específica para flujo sobre banco izquierdo canal principal y sobre el banco derecho, respectivamente.

Qlob, Qch, Qrob = promedio aritmético de los flujos entre las secciones por el banco izquierdo canal principal y banco derecho respectivamente.

2.2.25.1.2 Sub división de secciones transversales.

La determinación de la conducción total y del coeficiente de velocidades para una sección transversal requiere que se sub divida al flujo en unidades para las cuales la velocidad esta uniformemente distribuida. El enfoque empleado en el HEC-RAS sub divide al flujo en las áreas de sobre borde empleando las estaciones de sección

transversal ingresadas (coordenadas X) como la base de sub división mediante la siguiente ecuación (en unidades inglesas):

$$K = \frac{1.486ar^{2/3}}{n} \dots\dots\dots (2.56)$$

Donde:

K = Conducción en la sub división

n = Coeficiente “n” de Manning para la sub división.

a = Área de flujo en la sub división

r = Radio hidráulico en la sub división (el área dividido por el perímetro mojado).

La conducción total en la sección transversal se obtiene sumando las conducciones incrementadas.

2.2.25.1.3 Coeficiente de rugosidad de Manning para el canal principal.

El flujo en el canal principal no está sub dividido excepto cuando el coeficiente de rugosidad se cambie dentro del área del canal. El HEC-RAS. Ha sido modificado para probar la aplicabilidad de la sub división rugosidad dentro de la porción del canal de una sección transversal y, si no es aplicable el programa calculara un valor compuesto de “n” en base al siguiente criterio: si la pendiente lateral de un canal es mayor que 5H: 1V y se ha sub dividido la sección transversal entonces se computara un coeficiente compuesto de rugosidad “*n_c*”. La pendiente lateral del canal empleado por el HEC-RAS se define como la distancia horizontal entre estaciones NH adyacentes dentro del canal sobre la diferencia en elevación de esas dos estaciones.

Para la determinación del “*n_c*” se divide imaginariamente la superficie del agua en N partes cada una con un Perímetro Mojado conocido P1 y un coeficiente de rugosidad “*n1*”.

$$n_c = \left(\frac{\sum_{i=1}^N (P_i \cdot n_i^{1.5})}{P} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (2.57)$$

Donde:

n_c = Coeficiente compuesto o equivalente de rugosidad

P = Perímetro mojado de la sección transversal.

P_i = Perímetro mojado de la subdivisión imaginaria i .

n_i = Coeficiente de rugosidad de la subdivisión imaginaria i .

El coeficiente compuesto “ n_c ” calculado debe ser controlado para verificar su coherencia. El valor calculado es el valor “ n ” del canal en las tablas del sumario detallados:

2.2.25.1.4 Coeficiente de Velocidad.

El coeficiente de velocidad α se calcula en base a la conducción en los tres elementos de flujo: sobre margen izquierdo, sobre margen derecho y el canal se obtienen mediante a siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{(At)^2 \left(\frac{(Klob)^3}{(Alob)^2} + \frac{(Kch)^3}{(Ach)^2} + \frac{(Krob)^3}{(Arob)^2} \right)}{(kt)^3} \dots\dots\dots (2.58)$$

Donde:

At = Area total de flujo en la sección transversal.

kt = Transporte total en la sección transversal

Alob, Ach, Arob. = Área de flujo del sobre borde izquierdo, del canal principal y del sobre borde derecho respectivamente.

Klob, Kch, Krob. = transporte de sobre borde izquierdo, del canal principal y del sobre borde derecho respectivamente.

2.2.25.1.5 Determinación de la pérdida por fricción.

En el HEC-RAS se determina la perdida por fricción mediante el producto de **Sf** y **L**, donde **Sf** es la pendiente de fricción respectivamente en el tramo y **L** se determina con la ecuación (2.55).

$$Pf = Sf \times L \dots\dots\dots (2.59)$$

Expresión alternativa para Sf que se puede obtener en el HEC-RAS son las siguientes:

Ecuación del promedio de la pendiente de fricción

$$sf = \frac{(sf1 + sf2)}{2} \dots\dots\dots (2.60)$$

✓ Ecuación de la media geométrica de la pendiente de fricción

$$Sf = \sqrt{Sf1 \times Sf2} \dots\dots\dots (2.61)$$

✓ Ecuación de la media Armónica de la pendiente de fricción

$$Sf = \frac{2 \cdot Sf1 \times Sf2}{(Sf1 + Sf2)} \dots\dots\dots (2.62)$$

✓ Ecuación de transporte promedio

$$Sfo = \left(\frac{Q1 + Q2}{K1 + K2} \right) \dots\dots\dots (2.63)$$

La ecuación (2.63) es la ecuación por omisión empleado por el programa; es decir se emplea automáticamente a menos que se indique una ecuación diferente al introducir datos.

En resumen el resultado de la elevación del nivel del agua en la sección transversal dada se calcula utilizando el método Standard por etapas solucionando las ecuaciones de 2.53 hasta 2.61 a las que se resuelven simultáneamente por iteración obteniéndose como resultado la elevación del nivel del agua en las secciones transversal dada.

2.2.25.1.6 Calculo de perdidas por expansión y contracción.

Las pérdidas por contracción y expansión en HEC-RAS son calculadas por la siguiente ecuación:

$$h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \right| \dots\dots\dots (2.64)$$

Donde:

C = Coeficiente de contracción o expansión.

El programa asume que una contracción está ocurriendo cuando la velocidad aguas abajo es mayor que la velocidad aguas arriba; en cambio, cuando la velocidad aguas arriba es mayor que la velocidad aguas abajo el programa asume que existe una expansión.

2.2.25.1.7 Valores comunes del coeficiente C usado en HEC RAS.

Los coeficientes de contracción y expansión son la causa común de pérdida de energía entre las secciones transversales, cuando esto ocurre, la pérdida es calculada con los coeficientes de expansión y contracción especificados en la ventana de edición de la sección transversal.

2.2.25.1.7.1 Para flujo subcrítico

Cuando el cambio en la sección transversal es pequeño los valores típicos de contracción y expansión son 0.1 y 0.3 respectivamente.

Cuando el cambio en la sección transversal es mayor como por ejemplo en el caso de un puente, los coeficientes que se pueden usar son de 0.3 y 0.5 respectivamente.

En ocasiones estos coeficientes pueden llegar a ser del orden de 0.6 y 0.8 cuando se trate de algún tipo de alcantarilla o puente de geometría atípica donde el cambio de geometría es abrupto.

El máximo valor para los coeficientes de contracción y expansión es 1.0.

Cuadro N° 2.05: Valores usuales para coeficientes de contracción y expansión en flujo subcrítico.

TIPO DE TRANSICIÓN	VALOR COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN	VALOR COEFICIENTE DE EXPANSIÓN
--------------------	----------------------------------	--------------------------------

SIN PERDIDAS	0.0	0.0
TRANSICIÓN GRADUAL	0.1	0.3
SECCIONES DE PUENTES TÍPICOS	0.3	0.5
TRANSICIONES ABRUPTAS	0.6	0.8

Fuente: HEC-RAS Hidraulic reference manual versión 4.0, Marzo 2008.

2.2.25.1.7.2 Para flujo supercrítico

En canales rectangulares y trapecoidales diseñados para trabajar en flujo supercrítico sin cambio de sección se recomienda que los valores de los coeficientes de contracción y expansión sean 0.0 y en donde no exista un cambio en la sección transversal.

Los valores típicos para cambios graduales en la sección están alrededor de 0.01 para el coeficiente de contracción y 0.03 para el coeficiente de expansión.

Si los cambios son abruptos puede ser necesario el uso del coeficiente de contracción igual a 0.05 y el coeficiente de expansión 0.2.

Cuadro N° 2.06: Valores usuales para coeficientes de contracción y expansión en flujo supercrítico.

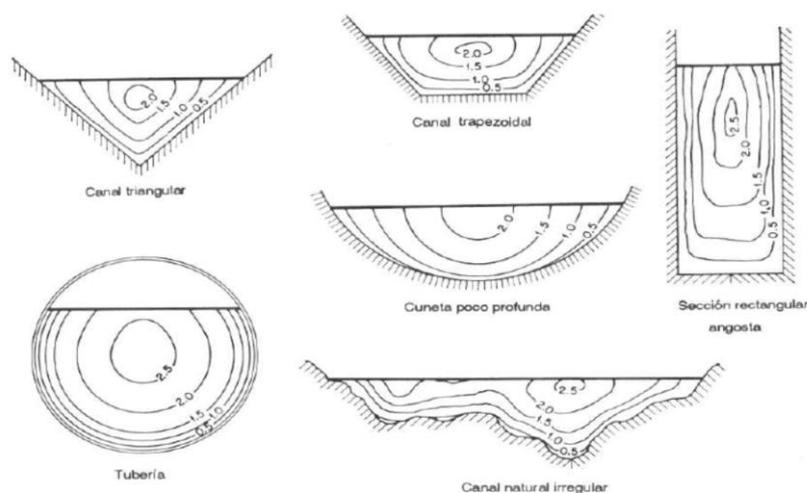
TIPO DE TRANSICIÓN	VALOR COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN	VALOR COEFICIENTE DE EXPANSIÓN
SIN PERDIDAS	0.00	0.00
TRANSICIÓN GRADUAL	0.01	0.03
TRANSICIONES ABRUPTAS	0.05	0.20

Fuente: HEC-RAS Hidraulic reference manual versión 4.0, Marzo 2008.

2.2.25.1.8 Distribución de velocidades.

Según **Chow V. T. (1986) Ref. (9)**, las formas de las secciones transversales y los modelos de distribución de velocidad se muestran

en la *Figura 2.31*. Esta distribución depende también de otros factores como, la rugosidad del canal, la presencia de curvas, y generalmente para secciones irregulares, cambia con las variaciones del tirante en la sección.



2.2.25.1.9 Requisitos básicos de datos

Una Parte sustancial de la programación del HEC-RAS esta dedicada a brindar una gran variedad de opciones para la entrada y el manejo de datos.

El objetivo del programa es bastante simple, calcular elevaciones de superficie de las aguas en todo punto de interés para valores dados de flujo. Los datos requeridos para efectuar estos cálculos incluye: el régimen de flujo, la elevación inicial, caudal, los coeficientes de pérdida, las características geométricas de la sección transversal y la longitud del tramo.

A) Capacidad opcional.- El HEC-RAS, tiene numerosas capacidades opcionales que permiten determinar áreas de inundación y aliviaderos de crecidas; para determinar pérdidas de energía en obstáculos como vertederos alcantarillas y puentes; y para analizar mejora en el sistema de drenaje. Otras opciones del programa incluye la capacidad de elegir entre una serie de ecuaciones de perdida por fricción; El cálculo del

tirante crítico; solución directa del coeficiente “n” de Manning; Insertar automáticamente secciones transversales generadas por el programa; especificar áreas de flujo no efectivas; analizar ríos tributarios; Efectuar análisis de perfiles múltiples es un solo proceso de programa; y analizar el flujo en ríos cubierto por hielo.

B) Opciones de flujo efectivo.- Existe una serie de capacidad del programa para restringir el flujo a las áreas de flujo efectivo de las secciones transversales. Entre estas capacidades existen opciones para simular el depósito de sedimentos, para confinar flujo a canales con diques de ribera, cubicar terraplenes y plataforma de puentes, y para analizar emplazamientos en las áreas de inundación

2.2.25.1.9.1 Rugosidad.

Según **Chow V. T. (1986) Ref. (9)**, aplicando la fórmula de Manning o la fórmula de Ganguillet y Kutter, la más grande dificultad reside en la determinación del coeficiente de rugosidad n pues no hay un método exacto de seleccionar un valor n . En el estado actual de conocimiento, el seleccionar un valor de n actualmente significa estimar la resistencia al escurrimiento en un canal dado, lo cual es realmente un asunto intangible.

Para una determinación apropiada del coeficiente de rugosidad n hay que tener en cuenta cuatro caminos generales.

- ✓ Comprender los factores que afectan a n .
- ✓ Consultar un cuadro de valores típicos de n para varios tipos de canales.
- ✓ Examinar y familiarizarse de algunos canales típicos cuyos coeficientes de rugosidad son conocidos.
- ✓ Determinar el valor de n a través de un procedimiento analítico basado sobre la distribución de velocidades o de rugosidad.

2.2.25.1.9.1.1 Factores que afectan el coeficiente de rugosidad de Manning.

Según **Chow V. T. (1986) Ref. (9)**, en realidad, el valor de n es muy variable y depende de una cantidad de factores, estos factores son en cierto modo interdependientes. A continuación se describen los factores a considerar:

2.2.25.1.9.1.2 Rugosidad de la superficie.

Se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forma el perímetro mojado y que producen un efecto retardante sobre el flujo. En general los granos finos resultan en un valor relativamente bajo de n y los granos gruesos dan lugar a un valor alto de n .

En corrientes aluviales en donde el material de los granos es fino, tal como la arena, arcilla y marga o cieno, el efecto retardante es mucho menor que donde el material es grueso, tal como cantos rodados o piedras; por lo tanto el valor de n es bajo cuando el material es fino y cuando el material es grueso consistente en cantos rodados y piedras el valor de n es generalmente alto.

2.2.25.1.9.1.3 Vegetación.

Es vista como una clase de rugosidad superficial, pues reduce en cierta forma la capacidad del canal y retarda el flujo. Este efecto depende principalmente de la altura, densidad, distribución y tipo de vegetación.

2.2.25.1.9.1.4 Irregularidad del cauce.

Comprende irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño y forma a lo largo de la longitud del canal. En los canales naturales, tales irregularidades son introducidas normalmente debido a la

presencia de barras de arena, ondas arenosas y depresiones, hoyos o relieves en el lecho del cauce. Estas irregularidades como cambios bruscos o alternos de secciones pequeñas y grandes definitivamente introducen rugosidades adicionales a las causadas por la rugosidad de la superficie y otros.

2.2.25.1.9.1.5 Alineamiento del cauce.

Curvaturas suaves con radios grandes darán un valor relativamente bajo de n , mientras que curvaturas agudas con meandros severos aumentarán n . los meandros en los cursos naturales, sin embargo, pueden aumentar el valor de n tanto como 30%.

2.2.25.1.9.1.6 Depósitos y socavaciones.

Los depósitos pueden cambiar un cauce muy irregular en uno comparativamente uniforme y disminuir n . mientras que la erosión puede hacer al revés y aumentar n .

2.2.25.1.9.1.7 Obstrucciones.

La presencia de troncos, pilares de puentes y semejantes tiene a aumentar n . el monto del aumento depende de la naturaleza de la obstrucción, su tamaño, forma, número y distribución.

2.2.25.1.9.1.8 Tamaño y forma del cauce.

No hay evidencia definitiva acerca de que el tamaño y forma del cauce sea un factor importante que afecta el valor de n . un aumento en el radio hidráulica puede aumentar o disminuir n .

2.2.25.1.9.1.9 Nivel y caudal.

El valor de n en gran parte de los ríos decrece con el

aumento en el nivel y en el caudal. Sin embargo, el valor de n puede ser grande para niveles altos si los bancos son rugosos y con mucha vegetación. Cuando el caudal es demasiado alto, la corriente puede desbordar sus bancos y una parte del flujo estará a lo largo de la planicie anegada. El valor de n de las crecidas en las planicies es más grande generalmente que el del propio cauce, y su magnitud depende de la condición de la superficie o vegetación.

2.2.25.1.9.2 Cambio estacional.

Debido al crecimiento estacional de las plantas acuáticas, pastos, hierbas, sauces, arbustos y árboles en el canal o en los bancos, el valor de n puede aumentar en la estación de crecimiento y disminuir en la estación estable.

2.2.25.1.9.3 Material suspendido y transporte de fondo

El material suspendido y el transporte de fondo, esté en movimiento o no, consumirá energía y ocasionaría pérdidas de altura o aumentaría la rugosidad aparentemente del canal.

Cowan W. (1956) Ref. (11), reconociendo varios factores primarios que afectan el coeficiente de rugosidad, desarrolló un procedimiento para estimar el valor de n , por este procedimiento, el valor de n se puede calcular por:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5 \dots\dots\dots (2.65)$$

Donde:

- n = Coeficiente de rugosidad a determinar.
- n_0 = Valor básico de "n" para un cauce recto, uniforme y liso en los materiales comprendidos.
- n_1 = Valor agregado para corregir el efecto de las irregularidades de superficie.

n_2 = Valor que depende de la variación de la forma y tamaño de la sección.

n_3 = Valor que depende de las obstrucciones.

n_4 = Valor que depende de la vegetación y condiciones del flujo.

m_5 = Factor de corrección por efecto de los meandros del canal.

Cuadro N° 2.07: Valores para el cálculo de n según la ecuación 2.65.

CONDICIONES DEL CANAL				VALORES	
1	Material involucrado	1.1	Tierra	n_0	0.02
		1.2	Corte en roca		0.025
		1.3	Grava fina		0.024
		1.4	Grava gruesa		0.028
2	Grado de irregularidad	2.1	Suave	n_3	0
		2.2	Menor		0.005
		2.3	Moderado		0.01
		2.4	Severo		0.02
3	Variaciones de la sección transversal	3.1	Gradual	n_2	0
		3.2	Ocasionalmente alterante		0.005
		3.3	Frecuentemente alterante		0.010 – 0.015
4	Efecto relativo de las obstrucciones	4.1	Insignificante	n_3	0
		4.2	Menor		0.010 – 0.015
		4.3	Apreciable		0.020 – 0.030
		4.4	Severo		0.040 – 0.060
5	Vegetación	5.1	Baja	n_4	0.005 – 0.010
		5.2	Media		0.010 – 0.025
		5.3	Alta		0.025 – 0.050
		5.4	Muy alta		0.050 – 0.100
6	Grado de los efectos por meandros	6.1	Menor	m_5	1
		6.2	Apreciable		1.15
		6.3	Severo		1.3

Cuadro N° 2.08: Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad de “ n ”

Tipo de Cauce y descripción	Minimo	Normal	Máximo
A. Cursos Naturales.			
A.1 Cursos menores (ancho superior al nivel de crecida < 30.48m = 100ft).			
a. Cursos en planicie.			
1. Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos.	0.25	0.030	0.033
2. Igual que arriba, pero más piedras y pastos.	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, curvado, algunos pozos y bancos.	0.033	0.040	0.045
4. Igual que arriba, pero algunos pastos y piedras.	0.035	0.045	0.050

5. Igual que arriba, nivel inferiores.	0.040	0.048	0.055
6. Igual que 4, pero mas piedras.	0.045	0.050	0.060
7. Tramos sucios, con pastos y pozos.	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con muchos pastos, pozos profundos o recorridos de la crecida con mucha madera y arbustos bajos.	0.075	0.100	0.150
b. Cursos en montaña, sin vegetación en el cauce, laderas con pendientes usualmente pronunciadas, arboles y arbustos a lo largo de las laderas sumergidas para niveles altos.			
1. Fondo: grava, canto rodado y algunas rocas.	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: cantos rodados con grandes rocas.	0.040	0.050	0.070
A.2 Planicie crecida.			
a. Pasturas sin arbustos.			
1. Pastos cortos.	0.025	0.030	0.035
2. Pastos altos.	0.030	0.035	0.050
b. Areas cultivadas.			
1. Sin cultivo.	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos maduros alineados.	0.025	0.035	0.045
3. Campo de cultivos maduros.	0.030	0.040	0.050
c. Arbustos.			
1. Arbustos escasos, muchos pastos.	0.035	0.050	0.070
2. Pequeños arbustos yarboles, en invierno.	0.035	0.050	0.060
3. Pequeños arbustos yarboles, en verano.	0.040	0.060	0.080
4. Arbustos medianos a densos, en invierno.	0.045	0.070	0.110
5. Arbustos medianos a densos, en verano.	0.070	0.100	0.160
d. Arboles.			
1. Saucos densos, en verano rectos.	0.110	0.150	0.200
2. Tierra clara con ramas, sin brotes.	0.030	0.040	0.200
3. Igual que arriba, pero con gran crecimiento de brotes.	0.050	0.060	0.080
4. Grupos grandes de madera, algunos arboles caidos, poco crecimiento inferior y nivel de inundación por debajo de las ramas.	0.080	0.100	0.120
5. Igual que arriba, pero con el nivel de inundación alcanzando las ramas.	0.100	0.120	0.160
A.3 Cursos de agua importante (ancho superior a nivel de inundación > 30.48m = 100ft). Los valores de n son menores que los cursos menores de descripción similar, ya que los bancos ofrecen menor resistencia efectiva.			
a. Sección regular sin rocas y arbustos.	0.025	0.060
b. Sección irregular y áspera.	0.035	0.100

Fuente: Ven Te Chow, "Hidráulica de Canales Abiertos" Editorial Mc Graw Hill, Colombia, 1995.

2.2.26 Amenazas.

Según, **INDECI (2006) Ref. (14)**, Es la probabilidad de ocurrencia de un evento (sismos, deslizamientos, inundaciones, huracanes, tsunamis, erupciones volcánicas, etc.) potencialmente dañino, caracterizado por una cierta intensidad, dentro de un periodo dado y en un área determinada.

2.2.27 Prevención.

Según, **INDECI (2006) Ref. (14)**, El conjunto de actividades y medidas diseñadas para proporcionar protección permanente contra los efectos de un desastre. Incluye entre otras, medidas de ingeniería (construcciones sismo resistentes, protección ribereña y otras) y de legislación (uso adecuado de tierras, del agua, sobre ordenamiento urbano y otras).

2.2.28 Inundación.

Según, **INETER/COSUDE (2005) Ref. (15)**, Las inundaciones se producen cuando lluvias intensas o continuas sobrepasan la capacidad de retención e infiltración del suelo, la capacidad máxima de transporte del río o arroyo es superada y el cauce principal se desborda e inunda los terrenos cercanos a los propios cursos de agua. Las inundaciones son un evento natural y recurrente para un río.

Las inundaciones pueden clasificarse según su: Duración y Mecanismo Degeneración.

2.2.28.1 Según Su Duracion

Inundaciones rápidas o dinámicas: Suele producirse en ríos de montaña o en ríos cuyas cuencas vertientes presentan fuertes pendientes, por efecto de lluvias intensas. Las crecidas son repentinas y de corta duración. Son éstas las que suelen producir los mayores estragos en la población, sobre todo porque el tiempo de reacción es prácticamente nulo.

Inundaciones lentas o estáticas: Se produce cuando lluvias persistentes y generalizadas, producen un aumento paulatino del caudal del río hasta superar su capacidad máxima de transporte.

Entonces el río se sale de su cauce, inundando áreas planas cercanas al mismo. Las zonas que periódicamente suelen quedar inundadas se denominan llanuras de inundación.

2.2.28.2 Según El Mecanismo de Generación

Inundaciones pluviales: Es la que se produce por la acumulación de agua de lluvia en un determinado lugar o área geográfica sin que ese fenómeno coincida necesariamente con el desbordamiento de un cauce fluvial. Este tipo de inundación se genera tras un régimen de precipitaciones intensas o persistentes, es decir, por la concentración de un elevado volumen de lluvia en un intervalo de tiempo muy breve o por la incidencia de una precipitación moderada y persistente durante un amplio período de tiempo sobre un suelo poco permeable.

Inundaciones fluviales: o por desbordamientos de los ríos, causadas por el desbordamiento de los ríos y los arroyos es atribuida al aumento brusco del volumen de agua más allá de lo que un lecho o cauce es capaz de transportar sin desbordarse, durante lo que se denomina como crecida. (Consecuencia de exceso de lluvias).

Inundaciones por rotura: u operación incorrecta de obras de infraestructura hidráulica: la rotura de una presa, por pequeña que ésta sea, puede llegar a causar una serie de estragos no sólo a la población si no también a sus bienes, a las infraestructuras y al medioambiente. La propagación de la onda de agua en ese caso resultará tanto más dañina cuanto mayor sea el caudal circulante, menor sea el tiempo de propagación y más importante sean los elementos existentes en la zona de afectación (infraestructuras de servicios esenciales para la comunidad, núcleos de población, espacios naturales protegidos, explotaciones agropecuarias, etc.).

2.2.29 Evaluación de la amenaza por inundaciones fluviales

Según, *INETER/COSUDE (2005) Ref. (15)*, La amenaza está en función de la probabilidad de ocurrencia del fenómeno y de su intensidad. La intensidad a su vez se puede definir en función de la profundidad y la velocidad del agua, así como de la duración de las inundaciones. Por tanto, la definición de amenaza por inundaciones (en función del daño potencial), debe tener en cuenta, tanto la probabilidad o frecuencia de

ocurrencia de la inundación, como los niveles o altura del agua.

Amenaza por inundación = f (Intensidad x Probabilidad de ocurrencia)

Donde:

Intensidad = f (profundidad de agua, duración, velocidad)

Probabilidad = f (precipitaciones, eventos desencadenantes (huracanes y tormentas), cambios climáticos).

2.2.30 Evaluación intensidad o magnitud de la inundación.

Según, **INETER/COSUDE (2005) Ref. (15)**, La intensidad y los efectos potenciales de las inundaciones dependen de varios aspectos, no sólo de aspectos meteorológicos, sino también de las características propias del terreno, como son los tipos y usos del suelo, el tipo y la distribución de la vegetación, la litología, las características de la red de drenaje, magnitud de las pendientes de la cuenca, obras realizadas en los cauces etc. Otros aspectos importantes a considerar son los meandros y las zonas en los que los ríos se estrechan o pierden profundidad por falta de dragado, especialmente en las desembocaduras donde se acumula el limo y la tierra arrastrada por la corriente.

Los umbrales entre los niveles de intensidad alta, media y baja, han sido definidos considerando la peligrosidad que una determinada columna de agua puede significar para la infraestructura o las viviendas y la vida de los pobladores. En el siguiente cuadro 2.09, se presentan los rangos definidos para cada nivel de intensidad para inundaciones

Cuadro N° 2.09 : Rangos definidos para cada nivel de intensidad para inundaciones

Niveles de intensidad	Profundidad del flujo (H) (m) (inundaciones estáticas)	Profundidad x velocidad del flujo (m ² /s) (inundaciones dinámicas)
Alto	H > 1.0	H*V > 1.5

Medio	$0.5 < H < 1.0$	$0.5 < H*V < 1.5$
Bajo	$0.25 < H < 0.5$	$H*V < 0.5$ y $H > 0.25$ m

Inundaciones Estáticas	
Profundidad	> 1.00 m
	0.5 - 1.00 m
	0.25 - 0.50 m

Leyenda de Colores

- Intensidad Alta
- Intensidad Media
- Intensidad Baja

Inundaciones Dinámicas				
Profundidad	1.50m	0.75	1.50	2.25
	1.00m	0.50	1.00	1.50
	0.50m	0.25	0.50	0.75
		0.50	1.00	1.50
		Velocidad(m/s)		

Las inundaciones de alta intensidad corresponden a aquellas que presentan profundidades de flujo mayores a 1m o el producto resultante de la velocidad por altura ($V*H$) es mayor a 1.5 m²/s. Los daños causados por una inundación de alta intensidad generalmente son altos en pérdidas de vidas y para la economía.

Las inundaciones de media intensidad son aquellas con altura (H) de agua entre 0.5 y 1m o el producto resultante de la velocidad por altura ($V*H$) entre 0.5 y 1.5m²/s. Los daños económicos y a la población son menores que en el caso de la inundación intensa, pero no despreciables.

Las inundaciones de baja intensidad corresponden a aquellas con profundidad del flujo superiores a 0.25m pero inferiores a los 0.5m, o $V*H$ menor a 0.5 m²/s. Los daños asociados son generalmente leves, no se esperan pérdidas en vidas humanas, aunque sí pueden darse pérdidas en áreas de cultivo y animales.

2.2.31 Evaluación de la frecuencia, recurrencia o período de retorno de la inundación

Según, **INETER/COSUDE (2005) Ref. (15)**, La frecuencia o recurrencia de inundaciones o cada cuanto se inunda una determinada zona dependerá esencialmente de la frecuencia de precipitaciones excepcionalmente fuertes. Los períodos de retorno se establecieron en tres categorías que son:

Cuadro N° 2.10 : Frecuencia y periodos de retorno.

Frecuencia	Período de retorno en años (Tr)
Alta	$T < 10$ años
Media	$10 < T < 50$ años
Baja	$50 < T < 200$ años

2.2.32 Determinación de los niveles de amenaza por inundaciones.

Según, **INETER/COSUDE (2005) Ref. (15)**, Los niveles de amenaza por inundación de un área dada, resultan de la relación entre frecuencia de las inundaciones y su intensidad (es decir su profundidad, o el producto de la profundidad por la velocidad). Esta forma de evaluar la amenaza es comúnmente usada en países como Australia, Estados Unidos, Suiza, etc.

Lo anterior se representa gráficamente en la siguiente matriz (los valores numéricos de intensidad son para inundaciones estáticas):

Cuadro N° 2.11: Relacion Frecuencia de las inundaciones y su intensidad

Intensidad	Alta $\geq 1.00m$	Alta	Alta	Alta
	Media $0.50 \leq H < 1.00m$	Alta	Media	Baja
	Baja $0.25m \leq H < 0.5$	Media	Baja	Baja
		Alta $Tr \leq 10$	Media $10 < Tr \leq 50$	Baja $50 < Tr \leq 200$
		Frecuencia		

2.2.33 Desastres

Según, **INDECI (2006) Ref. (14)**, es una interrupción severa del funcionamiento de una comunidad causada por un peligro, de origen natural o inducido por la actividad del hombre, ocasionando pérdidas de vidas humanas, considerables pérdidas de bienes materiales, daños a los medios de producción, al ambiente y a los bienes culturales. La comunidad afectada no puede dar una respuesta adecuada con sus propios medios a los efectos del desastre, siendo necesaria la ayuda externa ya sea a nivel nacional y/o internacional.

Un peligro natural, es generado por un fenómeno natural, como terremoto, maremoto, inundación, deslizamiento, aluviones y sequía entre otros: mientras que un peligro tecnológico es generado por la actividad humana, tales como incendios urbanos o forestales, explosión y contaminación ambiental, entre otros.

2.2.33.1 Estimación del riesgo.

Según, **INDECI (2006) Ref. (14)**, es el conjunto de acciones y procedimientos que se realizan en un determinado centro poblado o área geográfica, a fin de levantar información sobre la identificación de los peligros naturales y/o tecnológicos y el análisis de las condiciones de vulnerabilidad, para determinar o calcular el riesgo esperado (probabilidades de daños: pérdidas de vida e infraestructura).

Se estima el riesgo antes de que ocurra el desastre. En este caso se plantea un peligro hipotético basado principalmente, en su periodo de recurrencia.

2.2.33.2 Peligro.

2.2.33.2.1 Definición de peligro.

Según, **INDECI (2006) Ref. (14)**, es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno natural o inducido por la actividad del hombre, potencialmente dañino, de una magnitud dada, en una zona o localidad conocida, que puede afectar un área poblada,

infraestructura física y/o el medio ambiente.

2.2.33.2.2 Clasificación.

Según, **INDECI (2006) Ref. (14)**, según su origen, puede ser de dos clases: por un lado, de carácter natural; y, por otro de carácter tecnológico o generado por la acción del hombre.

Figura 2.31 : Clasificación de los principales peligros.



Fuente: INDECI “Manual básico para la estimación del riesgo”, Perú, 2006.

2.2.33.2.3 Definición de los principales peligros.

2.2.33.2.3.1 Peligros de origen natural.

A.- hidrológico, meteorológico y oceanográfico

Inundación.

Es el desborde lateral del agua de los ríos, lagos, mares y/o represas, cubriendo temporalmente los terrenos bajos, adyacentes a sus riberas, llamadas zonas inundables. Suelen ocurrir en épocas de grandes precipitaciones, marejadas y maremotos (tsunami).

2.2.33.2.4 Estratificación.

Para fines de Estimación del Riesgo, las zonas de peligro pueden estratificarse en cuatro niveles: bajo, medio, alto y muy alto, cuyas características y su valor correspondiente se detallan en el cuadro de la página siguiente.

Cuadro N° 2.12: Estrato, descripción y valor de las zonas de peligro.

ESTRATO/NIVEL	DESCRIPCION O CARACTERISTICAS	VALOR
PB (Peligro Bajo)	Terrenos planos o con poca pendiente, roca y suelo compacto y seco, con alta capacidad portante. Terrenos altos no inundables, alejados de barrancos o cerros deleznales. No amenazados por peligros, como actividad volcánica, maremotos, etc. Distancia mayor a 500 m. desde el lugar del peligro tecnológico.	1 < de 25%
PM (Peligro Medio)	Suelo de calidad intermedia, con aceleraciones sísmicas moderadas. Inundaciones muy esporádicas, con bajo tirante y velocidad. De 300 a 500 m. desde el lugar del peligro tecnológico.	2 De 26% a 50%
PA (Peligro Alto)	Sectores donde se esperan altas aceleraciones sísmicas por sus características geotécnicas. Sectores que son inundados a baja velocidad y permanecen bajo agua por varios días. Ocurrencia parcial de la licuación y suelos expansivos. De 150 a 300 m. desde el lugar del peligro tecnológico	3 De 51% a 75%
PMA (Peligro Muy Alto)	Sectores amenazados por alud- avalanchas y flujos repentinos de piedra y lodo ("lloclla"). Áreas amenazadas por flujos piroclásticos o lava. Fondos de quebrada que nacen de la cumbre de volcanes activos y sus zonas de deposición afectables por flujos de lodo. Sectores amenazados por deslizamientos o inundaciones a gran velocidad, con gran fuerza hidrodinámica y poder erosivo. Sectores amenazados por otros peligros: maremoto, heladas, etc. Suelos con alta probabilidad de ocurrencia de licuación generalizada o suelos colapsables en grandes proporciones. Menor de 150 m. desde el lugar del peligro tecnológico.	4 De 76% a 100%

Fuente: INDECI "Manual básico para la estimación del riesgo", Perú, 2006.

Cuando el peligro es muy alto, nos encontramos ante un peligro que puede ser catalogado como "peligro inminente", es decir a la situación creada por un fenómeno de origen natural u ocasionado por la acción del hombre, que haya generado, en un lugar determinado, un nivel de deterioro acumulativo debido a su desarrollo y evolución, o cuya potencial ocurrencia es altamente probable en el corto plazo, desencadenando un impacto de consecuencias significativas en la población y su entorno socio-económico.

2.2.34 Vulnerabilidad

2.2.34.1 Concepto.

Según, **INDECI (2006) Ref. (14)**, la vulnerabilidad es el grado de debilidad o exposición de un elemento o conjunto de elementos frente a la ocurrencia de un peligro natural o antrópico de una magnitud dada. Es la facilidad como un elemento (infraestructura, vivienda, actividades productivas, grado de organización, sistemas de alerta y desarrollo políticoinstitucional, entre otros), pueda sufrir daños humanos y materiales. Se expresa en términos de probabilidad, en porcentaje de 0 a 100.

La vulnerabilidad, es entonces una condición previa que se manifiesta durante el desastre, cuando no se ha invertido lo suficiente en obras o acciones de prevención y mitigación y se ha aceptado un nivel de riesgo demasiado alto.

Para su análisis, la vulnerabilidad debe promover la identificación y caracterización de los elementos que se encuentran expuestos, en una determinada área geográfica, a los efectos desfavorables de un peligro adverso.

La vulnerabilidad de un centro poblado, es el reflejo del estado individual y colectivo de sus elementos o tipos de orden ambiental y ecológico, físico, económico, social, y científico y tecnológico, entre otros; los mismos que son dinámicos, es decir cambian continuamente con el tiempo, según su nivel de preparación, actitud, comportamiento, normas, condiciones socio-económicas y políticas en los individuos, familias, comunidades, instituciones y países.

2.2.34.2 Tipos.

El INDECI (2006) Ref. (14), ha establecido los siguientes tipos de vulnerabilidad: ambiental y ecológica, física, económica, social,

educativa, cultural e ideológica, política e institucional, y, científica y tecnológica.

2.2.34.3 *Estratificación.*

Para fines de estimación del Riesgo, la vulnerabilidad puede estratificarse en cuatro niveles: bajo, medio, alto y muy alto, cuyas características y su valor correspondiente se detallan en el *cuadro N° 2.13.*

2.2.34.4 *Cálculo del riesgo*

Según, INDECI (2006) Ref. (14), una vez identificado los peligros (**P**) a la que está expuesta el centro poblado y realizado el análisis de vulnerabilidad (**V**), se procede a una evaluación conjunta, para calcular el riesgo (**R**), es decir estimar la probabilidad de pérdidas y daños esperados (personas, bienes materiales, recursos económicos) ante la ocurrencia de un fenómeno de origen natural o tecnológico.

El cálculo del riesgo corresponde a un análisis y una combinación de datos teóricos y empíricos con respecto a la probabilidad del peligro identificado, es decir la fuerza e intensidad de ocurrencia; así como el análisis de vulnerabilidad o la capacidad de resistencia de los elementos expuestos al peligro (población, viviendas, infraestructura, etc.), dentro de una determinada área geográfica.

Existen diversos criterios o métodos para el cálculo del riesgo, por un lado, el analítico o matemático; y por otro, el descriptivo. El criterio analítico, llamado también matemático, se basa fundamentalmente en la aplicación o el uso de la ecuación siguiente:

$$R = P \times V \dots\dots\dots(2.66)$$

Dicha ecuación es la referencia básica para la estimación del riesgo, donde cada una de las variables: Peligro (**P**), vulnerabilidad (**V**)

y, consecuentemente, Riesgo (**R**), se expresan en términos de probabilidad.

El criterio descriptivo, se basa en el uso de una matriz de doble entrada: “Matriz de Peligro y Vulnerabilidad” (*cuadro N° 2.14*). Para tal efecto, se requiere que previamente se hayan determinado los niveles de probabilidad (porcentaje) de ocurrencia del peligro identificado y del análisis de vulnerabilidad, respectivamente.

En la intersección de ambos valores se podrá estimar el nivel de riesgo esperado.

Cuadro N° 2.13: Estrato, descripción y valor de la vulnerabilidad.

ESTRATO/NIVEL	DESCRIPCION O CARACTERISTICAS	VALOR
VB (Vulnerabilidad Baja)	Viviendas asentadas en terrenos seguros, con material noble o sismo resistente, en buen estado de conservación, población con un nivel de ingreso medio y alto, con estudios y cultura de prevención, con cobertura de los servicios básicos, con buen nivel de organización, participación total-y articulación entre las instituciones y organizaciones existentes.	1 < de 25%
VM (Vulnerabilidad Media)	Viviendas asentadas en suelo de calidad intermedia, con aceleraciones sísmicas moderadas. Inundaciones muy esporádicas, con bajo tirante y velocidad. Con material noble, en regular y buen estado de conservación, población con un nivel de ingreso económico medio, cultura de prevención en desarrollo, con cobertura parcial de los servicios básicos, con facilidades de acceso para atención de emergencia. Población organizada, con participación de la mayoría, medianamente relacionados e integración parcial entre las instituciones y organizaciones existentes.	2 De 26% a 50%
VA (Vulnerabilidad Alta)	Viviendas asentadas en zonas donde se esperan altas aceleraciones sísmicas por sus características geotécnicas, con material precario, en mal y regular estado de construcción, con procesos de hacinamiento y tugurización en marcha. Población con escasos recursos económicos, sin conocimientos y cultura de prevención, cobertura parcial de servicios básicos, accesibilidad limitada para atención de emergencia; así como con una escasa organización, mínima participación, débil relación y una baja integración entre las instituciones y organizaciones existentes.	3 De 51% a 75%
VMA (Vulnera Muy Alta)	Viviendas asentadas en zonas de suelos con alta probabilidad de ocurrencia de licuación generalizada o suelos colapsables en grandes proporciones, de materiales precarios en mal estado de construcción, con procesos acelerados de hacinamiento y tugurización. Población de escasos recursos económicos, sin cultura de prevención, inexistencia de servicios básicos y accesibilidad limitada para atención de emergencias; así como una nula organización, participación y relación entre las instituciones y organizaciones existentes.	4 De 76% a 100%

Fuente: INDECI "Manual básico para la estimación del riesgo", Perú, 2006.

Cuadro N° 2.14: Matriz de peligro y vulnerabilidad.

Peligro Muy Alto	Riesgo Alto	Riesgo Alto	Riesgo Muy Alto	Riesgo Muy Alto
Peligro Alto	Riesgo Medio	Riesgo Medio	Riesgo Alto	Riesgo Muy Alto
Peligro Medio	Riesgo Bajo	Riesgo Medio	Riesgo Medio	Riesgo Alto
Peligro Bajo	Riesgo Bajo	Riesgo Bajo	Riesgo Medio	Riesgo Alto
	Vulnerabilidad Baja	Vulnerabilidad Media	Vulnerabilidad Alta	Vulnerabilidad Muy Alta

LEYENDA:

- Riesgo Bajo (< de 25%)
- Riesgo Medio (26% al 50%)
- Riesgo Alto (51% al 75%)
- Riesgo Muy Alto (76% al 100%)

Fuente: INDECI "Manual básico para la estimación del riesgo", Perú, 2006.

CAPITULO III.

MATERIALES Y MÉTODOS PARA EL MODELAMIENTO DE MAXIMAS AVINIDAS QUE GENERAN RIESGO DE INUNDACION EN LA CIUDAD DE AYAVIRI - PUNO.

3.1 DESCRIPCIÓN DEL ÁMBITO DE ESTUDIO.

El ámbito de estudio del presente trabajo está ubicado en el distrito de Ayaviri, comprendido desde la confluencia del río Puncu Puncu y el Río Ayaviri pasando por la estación hidrométrica del puente Ayaviri, hasta límites finales de la ciudad de Ayaviri así como se aprecia en los planos.

La zona de estudio se encuentra ubicado al Sur de la ciudad de Ayaviri, específicamente a la Salida Juliaca, Capital de la Provincia de Melgar, Departamento de Puno, Se puede tener acceso a la zona de estudio por las carreteras asfaltadas Puno – Juliaca - Ayaviri y Cuzco - Ayaviri.

3.1.1 Ubicación de la zona de estudio.

✓ **Ubicación política:**

Políticamente se ubica:

Departamento : Puno

Provincia : Melgar

Distrito : Ayaviri

✓ **Ubicación Hidrografica:**

Unidad hidrográfica: Ayaviri

Cuenca : Río Ramis

✓ **Ubicación geográfica**

Latitud Sur : 14°52'21.6"

Longitud Oeste : 70°35'34.4"

Altitud : 3928 m.s.n.m.

✓ **Vías de acceso.**

DESTINO		TIPO	Km.	TIEMPO
Puno	Juliaca	Asfaltada	43	0h 45min
Juliaca	Ayaviri	Asfaltada	94	1h 20min
TOTAL			137	2h 05min



Figura 3.01 : Imagen satelital 3D Google Earth Ikonos 2012.

3.1.2 Descripción del medio ambiente y social.

El diagnóstico consta de factores abióticos, bióticos, sociales y económicos.

a) Factores Abióticos.

En el segmento tomado para el estudio del río Ayaviri, se ha podido observar en el trayecto la presencia de tres puentes, uno de estructura metálica de 55.00 m. aproximadamente y a pocos metro y aguas arriba de este un puente antiguo con apoyos metálicos (Rieles) de longitud aproximadamente a 54.00 Km. Además de encontrarse en este la estación hidrométrica, y un puente tipo alcantarilla con tubería TMC, de longitud aproximada de 120.00 m. a la ribera de este se encuentra ubicado el Barrio Pueblo Libre y Ccahuasiri Mashí, quienes vienen soportando el desborde de éste; teniendo problemas de inundaciones que van en contra de su seguridad.

La zona de estudio está a 3902 m.s.n.m. de altitud correspondiendo a la región Suni del altiplano. Según HOLDRIDGE, se halla en la zona de vida Bosque húmedo Montano Subtropical (bh-MS) y de acuerdo a la influencia termoreguladora del lago Titicaca, determinada por ONERN, se halla dentro del sub tipo climático "C" con una precipitación pluvial que varía de 3.7 a 2.1 mm en los meses de junio a julio prácticamente la precipitación en estos meses es casi nula, mientras que en enero y febrero la precipitación varía de 144.3 a 122.6 mm haciendo una precipitación promedio anual de 662 mm, la temperatura media mensual varía de 4.5 a 4.2 °C en los meses de junio a julio a 9.7°C en los meses de noviembre a enero, Humedad Relativa que fluctúa entre 43% en el mes de julio a 66 % en el mes de febrero, la velocidad del viento oscila entre 2.0 Km./hr en los meses enero a marzo a 6.6 Km./hr en los meses julio a agosto.

El caudal máximo registrado por el SENAMHI en la estación de aforo del río Ayaviri, es de 180 m³/s, el mismo que provoca el desborde del río Ayaviri.

b) Factores Bióticos.

Este factor comprende principalmente la flora y fauna. El recurso flora constituye un valioso recurso natural que cumple un rol importante en los ecosistemas terrestres y acuáticos. La flora acuática está representado principalmente por “Ilacho” *Potamogeton strictus*, *Elodea pota*, ogetun principalmente de acuerdo a la predominancia. La flora terrestre está representada predominantemente por “ichu” *Stipa Ichu* “chilligua” *Festuca dolichophylla* que se encuentran en las riberas de este río.

El recurso fauna consta de fauna silvestre así como “pato puna” *Anas versicolor* “lekécho” *Vanellus resplendens*, “Gabiota” principalmente, y “Huallatas” o ganso andino; y fauna doméstica el cual está representado por “Alpaca” *Lama pacus*, “Llama” *Lama glama*, “Ovinos” *Ovis aries* y vacunos *Boss taurus*.

c) Factores Sociales.

Los pobladores de esta localidad cuentan con Centros Educativos, Posta Médica, Club de Madres, Comedores Polulares, etc. Se hace de necesidad mencionar que parte de las casas de los habitantes de esta zona se encuentran en las riberas del río Ayaviri (a unos 10 y 50 mts.), los que a su vez sufren las consecuencias de los desbordes de este río, de esta manera este fenómeno trae consecuencias que van en contra de la salud y seguridad ciudadana.

d) Factores Económicos

La actividad principal y predominante es la pecuaria, tiene alta producción de ganado vacuno, ovino y de camélidos sudamericanos, la agricultura de la papa y cereales se da con mucha dificultad, debido a lo difícil

de las condiciones climáticas del lugar. La industria de transformación es casi inexistente y es representada por molinos artesanales.

3.1.3 Descripción geomorfológica del río Ayaviri.

El río Ayaviri es parte de la cuenca del río Ramis, dicha cuenca es parte del sistema TDPS. La mayor parte de sus ríos son de origen glacial, esto por el deshielo de sus nevados y cuyas aguas aumentan considerablemente por acción de las lluvias de octubre a marzo. Del macizo del Vilcanota nace el río Santa Rosa, que unido al Llallimayo, forman el río Ayaviri. El río principal es el río de Ayaviri, que tiene su nacimiento en la Cordillera de la Raya, el mismo que al unirse al río Azángaro forman el río Ramis, que desemboca al lago Titicaca.

El ámbito de estudio del presente trabajo está ubicado en el distrito de Ayaviri, comprendido, hasta límites finales de la ciudad de Ayaviri. El sector analizado en el presente estudio, corresponde desde la confluencia del riachuelo Puncu Puncu y el Río Ayaviri pasando por la estación hidrométrica del puente Ayaviri hasta los límites finales de la ciudad de Ayaviri, así como se aprecia en los planos adjuntos, el cual se caracteriza por presentar una baja pendiente longitudinal, y con un cauce que adopta formas meándricas.

El nivel de referencia para el desarrollo del río está dado por el Lago Titicaca, y se considera inestable por estar influenciado por los cambios de los niveles de agua, que son marcados entre los períodos de sequía y grandes precipitaciones, esto ha originado acumulaciones de los depósitos aluviales. De acuerdo a la evaluación geomorfológica del río Ayaviri, los materiales predominantes son los suelos de granulometría fina a media o sea entre arcillas limosas, limos arenosos y arenas finas con gravas pequeñas.

Con relación a la dinámica fluvial tenemos que en los períodos de grandes avenidas se producen las inundaciones siendo la acción erosiva restringida a las zonas meándricas.

El río Ayaviri en época de lluvias genera un alto riesgo de inundación en su margen derecha donde se encuentra la población de Pueblo Libre y en margen izquierda afectando al barrio Ccahuasi Mashí.

3.2 MATERIALES Y EQUIPOS UTILIZADOS

3.2.1 Material cartográfico.

Para el presente proyecto de tesis se han utilizado los mapas cartográficos desarrollados por el Instituto Geofísico Militar a escala 1:100,000.

- ✓ Cartas nacionales: Puno, Ayaviri.
- ✓ Mapa de delimitación política del departamento de Puno.
- ✓ Mapa hidrográfico del ámbito de estudio (en SIG).
- ✓ Mapa de delimitación de Unidades Hidrográficas (en SIG).

3.2.2 Información pluviométrica.

La información pluviométrica se ha tomado de las estaciones meteorológicas existentes dentro de la cuenca Ayaviri y alrededores del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI.

La información recopilada para el presente trabajo son registros históricos de 31 a 51 años de precipitación máxima en 24 horas de las estaciones hidrometeorológica de Santa Rosa, Chuquibambilla, LLalli, Pampahuta, Ayaviri.

a) Materiales y equipos de campo.

- ✓ Teodolito topográfico electrónico y trípode.
- ✓ Nivel topográfico.
- ✓ 02 miras topográficas.

- ✓ G.P.S Garmín.
- ✓ Cámara fotográfica.
- ✓ Wincha de 50 ml.
- ✓ Flexómetro de 5 ml.
- ✓ Libretas topográficas.
- ✓ Portaminas, bolígrafos y otros.

b) Materiales y equipos de gabinete.

- ✓ Computadora Core i7.
- ✓ Impresora a color HP.
- ✓ Impresora Lasser KYOCERA.
- ✓ Impresora de Formato A1.
- ✓ Memora USB de 4Gb.
- ✓ Papel bond A4, A3, A2.
- ✓ Tinta de impresora.
- ✓ Útiles de escritorio.
- ✓ Carta nacional.
- ✓ Bibliografía necesaria.

c) Software.

- ✓ Autocad 2014
- ✓ Autocad Civil3D 2011, para procesar datos topográficos.
- ✓ Hec-Ras 4.1, para modelamiento de sistemas hidráulicos.
- ✓ Hec-Hms 3.5, para modelamiento de sistemas hidrológicos.
- ✓ Hec-GeoRas 4.9.3, para la interacción del ArcGis con Hec-Ras.
- ✓ ArcGis 9.3, para elaboración de mapas de riesgo.
- ✓ Microsoft Office.

3.3 METODOLOGÍA APLICADA.

Se propone la zonificación del territorio sobre la base de los caudales de inundación calculados para diferentes tormentas de diseño; en concreto se opta por tormentas de 24 horas de duración y períodos de retorno de 5, 50 y 100 años. Se calcula la escorrentía superficial generada en cada unidad

hidrográfica en las tormentas de diseño y se modela hidrológicamente la cuenca para obtener los caudales máximos instantáneos en diferentes puntos de la red de drenaje. Posteriormente se realiza el modelado hidráulico del sistema fluvial, con el fin de obtener la altura de la lámina de inundación en diferentes secciones del cauce. Finalmente, tras realizar una interpolación, se representan las zonas inundadas en formato *raster*. La *figura 3.02*, muestra el esquema metodológico seguido.

La metodología propuesta requiere el uso combinado de diferentes herramientas: SIG vectorial y *raster*, modelos hidrológicos e hidráulicos, hojas de cálculo y bases de datos.

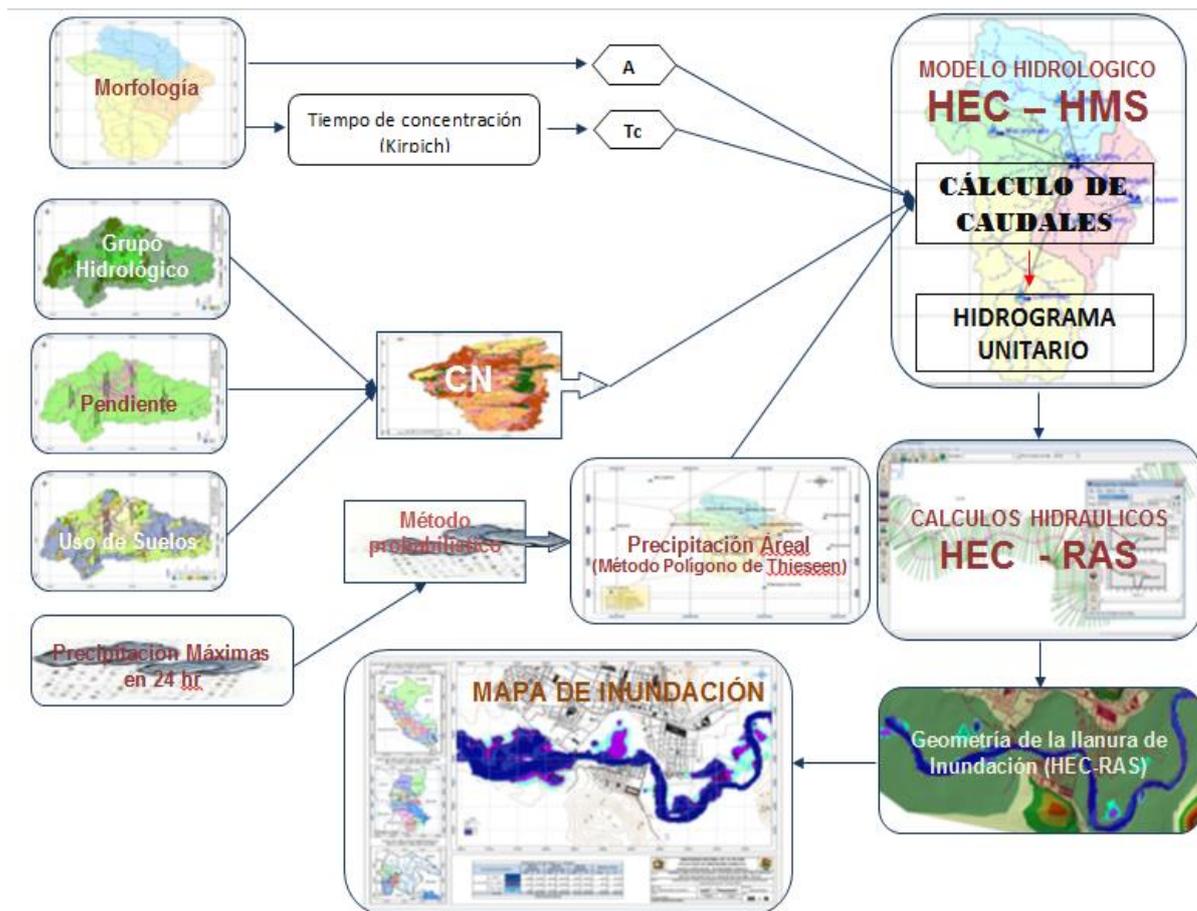


Figura 3.02 : Esquema de la metodología a seguir.

3.4 CALCULO Y MODELACION HIDROLOGICA

3.4.1 Precipitación máxima en 24 horas

Para el análisis de la precipitación máxima en 24 horas, se realizó el descarte de datos de precipitaciones que no cuentan con datos completos por tratarse de eventos extremos de todas las estaciones que involucran la zona de estudio. Seguidamente se seleccionaron el número de observaciones de cada una de las estaciones para realizar el análisis probabilístico, periodo de retorno; Asimismo, paralelamente se realizó la distribución de probabilidad (Distribución Normal, Distribución Log-Normal de 2 parámetros, Distribución Log-Normal de 3 parámetros, Distribución Gumbel, Distribución Pearson Tipo III, Distribución Log-Pearson Tipo III), seguidamente se realizaron las pruebas de bondad y ajuste (Análisis gráfico, Prueba de Chi-cuadrado, Prueba de Smirnov - Kolmogorov), y por

último se determinó sus valores de precipitación máxima anual de cada una de las estaciones, que se muestra en la cuadro N° 3.01.

Cuadro N° 3.01: Precipitación máxima en 24 horas por estaciones.

Estaciones Pluviométricas									
Año	Ayaviri	Año	Chuquibambilla	Año	Llalli	Año	Pampahuta	Año	Santa Rosa
1961	*	1961	36.50	1961	*	1961	33.90	1961	*
1962	*	1962	36.30	1962	*	1962	31.80	1962	*
1963	*	1963	33.20	1963	*	1963	40.10	1963	*
1964	*	1964	*	1964	16.60	1964	24.90	1964	*
1965	38.50	1965	43.30	1965	17.40	1965	35.20	1965	*
1966	25.50	1966	17.50	1966	19.40	1966	22.50	1966	*
1967	27.00	1967	30.80	1967	18.50	1967	28.20	1967	24.00
1968	23.50	1968	39.50	1968	18.40	1968	32.50	1968	32.80
1969	19.00	1969	23.00	1969	17.80	1969	45.70	1969	38.20
1970	23.00	1970	74.20	1970	18.80	1970	33.30	1970	60.50
1971	29.20	1971	24.10	1971	16.90	1971	33.60	1971	37.30
1972	26.20	1972	27.10	1972	17.90	1972	35.40	1972	43.80
1973	22.90	1973	37.10	1973	17.20	1973	31.40	1973	37.10
1974	22.80	1974	57.60	1974	17.50	1974	33.10	1974	33.00
1975	31.30	1975	27.40	1975	17.60	1975	26.20	1975	36.80
1976	25.90	1976	24.70	1976	18.80	1976	35.20	1976	30.90
1977	16.00	1977	25.30	1977	18.10	1977	27.00	1977	47.20
1978	25.60	1978	43.70	1978	16.30	1978	34.00	1978	39.10
1979	26.50	1979	29.70	1979	17.40	1979	31.80	1979	42.80
1980	*	1980	26.90	1980	16.80	1980	36.50	1980	*
1981	*	1981	46.60	1981	*	1981	45.30	1981	*
1982	42.70	1982	26.00	1982	*	1982	22.90	1982	*
1983	33.50	1983	15.60	1983	*	1983	30.40	1983	*
1984	33.60	1984	41.60	1984	*	1984	31.40	1984	*
1985	29.00	1985	25.50	1985	*	1985	32.60	1985	*
1986	30.50	1986	19.50	1986	*	1986	35.70	1986	*
1987	33.40	1987	30.50	1987	*	1987	25.20	1987	*
1988	36.20	1988	31.30	1988	*	1988	32.40	1988	*
1989	26.00	1989	27.00	1989	*	1989	34.30	1989	32.61
1990	40.20	1990	27.40	1990	*	1990	27.10	1990	27.80
1991	52.20	1991	42.20	1991	*	1991	32.10	1991	31.90
1992	21.00	1992	35.70	1992	*	1992	36.60	1992	14.50
1993	92.00	1993	38.30	1993	16.50	1993	36.30	1993	22.50
1994	35.50	1994	35.00	1994	17.80	1994	37.30	1994	24.50
1995	26.00	1995	24.40	1995	18.20	1995	25.40	1995	42.10

1996	31.60	1996	24.20	1996	18.20	1996	39.80	1996	29.00
1997	45.90	1997	36.20	1997	18.40	1997	42.30	1997	35.10
1998	43.20	1998	28.00	1998	18.20	1998	38.00	1998	36.80
1999	34.70	1999	26.50	1999	17.60	1999	38.60	1999	35.00
2000	43.40	2000	22.30	2000	18.40	2000	34.40	2000	30.30
2001	25.80	2001	52.70	2001	22.00	2001	49.90	2001	34.50
2002	32.00	2002	25.30	2002	17.00	2002	47.90	2002	24.50
2003	41.70	2003	47.80	2003	18.70	2003	36.40	2003	31.90
2004	36.70	2004	41.60	2004	18.80	2004	40.00	2004	25.70
2005	34.50	2005	34.10	2005	17.40	2005	43.30	2005	29.40
2006	38.50	2006	38.80	2006	18.40	2006	33.10	2006	43.50
2007	32.90	2007	27.90	2007	18.50	2007	33.00	2007	26.70
2008	*	2008	36.20	2008	19.20	2008	38.60	2008	25.00
2009	39.50	2009	26.60	2009	19.50	2009	26.30	2009	22.80
2010	*	2010	59.20	2010	19.80	2010	32.70	2010	41.00
2011	29.00	2011	24.60	2011	16.80	2011	28.30	2011	18.90

3.4.2 Análisis estadístico de datos meteorológicos.

3.4.2.1 Modelos de distribución

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones 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; las distribuciones de probabilidad aplicadas en el presente estudio son las siguientes:

- ✓ Distribución Normal o Gaussiana
- ✓ Distribución Log-Normal de 2 parámetros
- ✓ Distribución Log-Normal de 3 parámetros
- ✓ Distribución Gumbel
- ✓ Distribución Pearson Tipo III
- ✓ Distribución Log-Pearson Tipo III

3.4.2.1.1 Distribución Normal o Gaussiana

La función de densidad de probabilidad normal se define como:

$$f(X) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{X-\mu}{\sigma}\right]^2} \dots\dots\dots(3.01)$$

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \dots\dots\dots(3.02)$$

$$\sigma = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \mu)^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots(3.03)$$

Donde

f(x) = Función densidad.

μ = Media de los datos observados.

σ = Desviación estándar de los datos observados.

X = Variable hidrológica en estudio.

X_i = i - esima variable hidrológica.

e = Base de los logaritmos neperianos (Ln).

3.4.2.1.2 Distribución Log-Normal de 2 parámetros

Las variables de interés son generalmente positivas, por lo que es usual que presenten distribuciones de frecuencia asimétricas, por lo que se propone aplicar una transformación logarítmica a la variable de interés y luego utilizar el modelo de distribución normal para la variable transformada, Si la variable y = Ln (x), esta normalmente distribuida, se dice que X está distribuida en forma Log normal. La función de densidad de esta distribución está dada como la siguiente expresión:

$$f(X) = \frac{1}{X \cdot \sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{\text{Ln}(X)-\mu_y}{\sigma_y}\right]^2} \dots\dots\dots(3.04)$$

Donde:

f(X) = Función de densidad.

μ_y = Media de los Ln (X).

μ = Media de los datos observados.

σ_y = Desviación estándar de los Ln (X).

- X = Variable hidrológica en estudio.
- e = Base de los logaritmos neperianos (Ln).
- F(X) = Función de distribución acumulada.
- Ln(Xi) = Logaritmo neperiano de la i-ésima variable hidrológica.

La función de distribución acumulada de la distribución log-normal se muestra a continuación:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_0^x \frac{1}{x\sigma_y} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(x) - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dx \dots\dots\dots(3.05)$$

O su equivalente.

$$F(y) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{y - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} dy \dots\dots\dots (3.06)$$

Si:

$$z = \frac{y - \mu_y}{\sigma_y} = \frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y} = \dots\dots\dots (3.07)$$

Se obtiene la distribución normal estandar:

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{1}{2} z^2} dz \dots\dots\dots (3.08)$$

Para la estimación de los parámetros de distribución de probabilidades, hay dos métodos como son:

a) Método de los Momentos

Este método, para la estimación de los parámetros de distribución hace uso de las siguientes relaciones.

$$\mu_y = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{\mu^2}{C_v^2 + 1} \right) \dots\dots\dots (3.09)$$

$$\sigma_y = [\text{Ln}(C_v^2 + 1)]^{1/2} \dots\dots\dots (3.10)$$

Donde:

- μ_y = Media de los Ln (X).
- σ_y = Desviación estándar de los Ln (X).
- μ = Media de los datos observados.
- C_v = Coeficiente de variación de los datos observados.

b) Método de Máxima Verosimilitud

Este método, para la estimación de los parámetros de distribución hace uso de las siguientes relaciones.

$$\mu_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \text{Ln}(x_i) \dots\dots\dots (3.11)$$

$$\sigma_y = \left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\text{Ln}(x_i) - \mu_y)^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots (3.12)$$

Donde:

- μ_y = Media de los Ln (X).
- σ_y = Desviación estándar de los Ln (X).
- X_i = i-esima variable hidrológica.
- n = Número de datos de la serie.

3.4.2.1.3 Distribución Log – Normal 3 Parámetros

Esta difiere de la distribución log-normal 3 parámetros por la introducción de un límite inferior x_0 , tal que

$$y = \ln(x - x_0) \Rightarrow y \approx N(\mu_y, \sigma_y^2) \dots\dots\dots (3.13)$$

La función densidad, es:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0)\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left[\frac{\ln(x-x_0) - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \dots\dots\dots (3.14)$$

Para : $x_0 \leq x \leq \infty$

Donde:

x_0 = Parámetro de posición en el dominio x.

μ_y = Parámetro de escala en el dominio x.

σ_y^2 = Parámetro de forma en el dominio x.

Estimación de Parámetros, Método de Momentos

Utilizando el método de los momentos, las relaciones entre la media, la varianza y el coeficiente de sesgo, de la variable x y los parámetros x_0 , μ_y y σ_y^2 , que se obtienen son:

Media: $\mu_x = E(x) = x_0 + e^{\mu_y + \frac{\sigma_y^2}{2}}$ (3.15)

Varianza: $\sigma_x^2 = E[x - E(x)]^2 = e^{2\mu_y + \sigma_y^2} (e^{\sigma_y^2} - 1)$ (3.16)

Coficiente de sesgo:

$$C_s = g = \frac{\mu_3}{\mu_2^{3/2}} = \left[e^{\sigma_y^2} - 1 \right]^{1/2} \left[e^{\sigma_y^2} + 2 \right] \dots\dots\dots (3.17)$$

Ó

$$C_s = g = 0.52 + 4.85\sigma_y^2 \dots\dots\dots (3.18)$$

Para datos muestrales el coeficiente de sesgo es:

$$C_s = g = \frac{N^2 M_3}{(N-1)(N-2)S^3} \dots\dots\dots (3.19)$$

Donde:

$$M_3 = \frac{\sum (x_i - \bar{X})^3}{N} \dots\dots\dots (3.20)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{X})^2}{N-1}} \dots\dots\dots (3.21)$$

$$\bar{X} = \frac{\sum x_i}{N} \dots\dots\dots (3.22)$$

Luego:

De (2.18): $\sigma_y = \sqrt{\frac{C_s - 0.52}{4.85}}$ (3.23)

$$\text{De (2.16): } \mu_y = \frac{1}{2} \left[\ln \left(\frac{\sigma_x^2}{e^{\sigma_y^2} - 1} \right) - \sigma_y^2 \right] \dots\dots\dots (3.24)$$

$$\text{De (2.15): } x_0 = \mu_x - e^{\mu_y + \frac{\sigma_y^2}{2}} \dots\dots\dots (3.25)$$

Los parámetros de la distribución log-normal III parámetros, obtenidos por el método de momentos se calculan con las ecuaciones (3.23), (3.24) y (3.25), respectivamente.

Estimación de Parámetros, Método de Máxima Verosimilitud.

Los parámetros de la distribución log-normal de 3 parámetros, estimados por el método de máxima verosimilitud son:

$$\mu_y = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \ln(x_i - x_0) \dots\dots\dots (3.26)$$

$$\sigma_y = \left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N [\ln(x_i - x_0) - \mu_y]^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots (3.27)$$

Donde:

x_0 = Parámetro de posición.

μ_y = Parámetro de escala, igual al promedio de los $\ln(x-x_0)$.

σ_y = Parámetro de forma, igual a la desviación estándar de los $\ln(x-x_0)$

El parámetro de posición se calcula, mediante un proceso iterativo como solución de la siguiente expresión resumida:

$$\sum_{i=1}^N \frac{1}{x_i - x_0} (\sigma_y^2 - \mu_y) + \sum_{i=1}^N \frac{\ln(x_i - x_0)}{x_i - x_0} = 0 \dots\dots\dots (3.28)$$

Función de Distribución Acumulada

La función de distribución acumulada, se calcula haciendo la transformación, a una distribución normal estándar, siendo su ecuación:

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{z^2}{2}} dz \dots\dots\dots (3.29)$$

Donde:

$$z = \frac{\ln(x - x_0) - \mu_y}{\sigma_y} \dots\dots\dots (3.30)$$

y: μ_y , σ_y , x_0 son los parámetros de la distribución log-normal de 3 parámetros

3.4.2.1.4 Distribución Gumbel

La distribución Gumbel, es una de las distribuciones de valor extremo, es llamada también Valor Extremo Tipo I, Fisher – Tippett Tipo I ó Distribución Doble Exponencial.

Función Acumulada

La Función de distribución acumulada, tiene la forma:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \dots\dots\dots(3.31)$$

Para : $-\infty < x < \infty$

Donde:

$0 < \alpha < \infty$, es el parámetro de escala.
 $-\infty < \beta < \infty$, es el parámetro de posición, llamado también valor central o moda

Función Densidad

Derivando la función distribución acumulada, ecuación (3.31), con respecto a x, se obtiene la función densidad de probabilidad, es decir:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} \dots\dots\dots(3.32)$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\alpha(x-\beta)} - e^{-\alpha(x-\beta)} \dots\dots\dots(3.33)$$

Para : $-\infty < x < \infty$

La variable aleatoria reducida Gumbel, se define como:

$$y = \alpha(x - \beta) \dots\dots\dots(3.34)$$

Con lo cual, la función densidad reducida Gumbel es:

$$g(y) = e^{-y-e^{-y}} \dots\dots\dots(3.35)$$

Y la función acumulada reducida Gumbel es:

$$G(y) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(3.36)$$

Los valores correspondientes x e y, están relacionados por:

$$F(x) = G(y)$$

y la relación:

$$y = \alpha(x - \beta) \quad \text{ó} \quad x = \beta + \frac{y}{\alpha}$$

Estimación de Parámetros, Método de Momentos

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

Media: $E(x) = \bar{X} = \beta + \frac{c}{\alpha} \dots\dots\dots (3.37)$

Donde C, es la constante de Euler, cuyo valor es:

$$c = \lim_{n \rightarrow \infty} \left[1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \dots\dots\dots + \frac{1}{n} - \ln n \right]$$

$$c = 0.5772156649$$

Por lo tanto, de la ecuación (3.37), se tiene.

$$\bar{X} = \beta + \frac{0.5772156649}{\alpha} \dots\dots\dots (3.38)$$

Varianza: $E[(x - E(x))^2] = S^2 = \frac{\pi^2}{\alpha^2 * 6} \dots\dots\dots (3.39)$

De donde se obtiene:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S} \dots\dots\dots(3.40)$$

$$\beta = \bar{X} - \frac{0.57721}{S} = \bar{X} - 0.45S \dots\dots\dots(3.41)$$

Estimación de Parámetros, Método de Máxima Verosimilitud.

Utilizando el método de máxima verosimilitud, se obtiene las siguientes relaciones:

$$\beta = \frac{1}{\alpha} \ln \left[\frac{n}{\sum_{i=1}^n e^{(-\alpha x_i)}} \right] \dots\dots\dots(3.42)$$

$$\frac{1}{\alpha} + \frac{\sum_{i=1}^n [e^{(-\alpha x_i)} * x_i]}{\sum_{i=1}^n e^{(-\alpha x_i)}} - \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} = 0 \dots\dots\dots(3.43)$$

Donde:

- α y β son los parámetros
- n = Número de datos.
- x_i = iésimo dato
- α Se calcula con iteraciones o aproximaciones de la ecuación (3.43) y se reemplaza en la ecuación (3.42).

3.4.2.1.5 Distribución Pearson Tipo III.

Función Densidad

Se dice que una variable aleatoria, tiene una distribución gamma de 3 parámetros o distribución Pearson Tipo III, si su función densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta_1)} \left(\frac{x - \delta}{\alpha} \right)^{\beta_1 - 1} e^{-\frac{(x - \delta)}{\alpha}} \dots\dots\dots(3.44)$$

Para:

- δ ≤ x < ∞
- ∞ < δ < ∞
- 0 < α < ∞
- 0 < β₁ < ∞

Función Acumulada

La función de distribución acumulada de la distribución Pearson tipo III o gamma de 3 parámetros es:

$$F(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta_1)} \int_0^x e^{-\frac{(x - \delta)}{\alpha}} * \left(\frac{x - \delta}{\alpha} \right)^{\beta_1 - 1} dx \dots\dots\dots(3.45)$$

En la cual:

- x = Variable aleatoria Pearson tipo III.
- δ = Origen de la variable x, parámetro de posición.

- α = Parámetro de escala
- β_1 = Parámetro de forma
- $\Gamma(\beta_1)$ = Función gamma completa

La variable reducida y Pearson Tipo III, es:

$$y = \frac{x - \delta}{\alpha} \dots\dots\dots (3.46)$$

La función acumulada Pearson Tipo III reducida es:

$$F(y) = \int_0^y \frac{y^{\beta_1-1} e^{-y}}{\Gamma(\beta_1)} dy \dots\dots\dots (3.47)$$

La cual tiene como parámetro β_1 , y cuya variable aleatoria tienen origen en $y = 0$ ó $x = \delta$.

Estimación de Parámetros, Método de Momentos

Aplicando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones

Media: $\bar{X} = \delta + \alpha * \beta_1 \dots\dots\dots (3.48)$

Varianza: $S^2 = \alpha^2 * \beta_1 \dots\dots\dots (3.49)$

Sesgo: $C_s = g = \frac{2}{\sqrt{\beta_1}} \dots\dots\dots (3.50)$

Resolviendo las ecuaciones (3.48), (3.49) y (3.50), se obtiene:

$$\beta_1 = \frac{4}{C_s^2} \dots\dots\dots (3.51)$$

$$\alpha = C_s S / 2 \dots\dots\dots (3.52)$$

$$\delta = \bar{X} - \frac{2S}{C_s} \dots\dots\dots (3.53)$$

Para el cálculo de C_s , para los datos muestrales, usar las ecuaciones:

$$C_s = g = \frac{N^2 M_3}{(N-1)(N-2)S^3}$$

Dónde.

$$M_3 = \frac{\sum (x_i - \bar{X})^3}{N}$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{X})^2}{N - 1}}$$

$$\bar{X} = \frac{\sum x_i}{N}$$

Nota limitante: Si $C_s < 0$, de la ecuación (3.52), β sería negativo, por lo que no cumple con la condición que $\beta > 0$.

3.4.2.1.6 Distribución Log-Pearson Tipo III.

Función Densidad

Se dice que una variable aleatoria X, tiene una distribución log-pearson tipo III, si su función densidad de probabilidad es.

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta_1)} \left(\frac{\log x - x_0}{\alpha} \right)^{\beta_1 - 1} * e^{-(\log x - x_0)/\alpha} \dots\dots\dots(3.54)$$

Donde:

- x_0 = Parámetro de posición.
- α = Parámetro de escala
- β_1 = Parámetro de forma

Estimación de Parámetros, Método de Momentos

Para el cálculo de los parámetros de la serie de datos:

$$x_1, x_2, x_3, \dots, x_N$$

Se convierte a sus logaritmos, luego se calcula la media, desviación estándar y coeficiente de sesgo, con las siguientes ecuaciones:

Media: $\overline{Logx} = \frac{\sum \log x}{n} \dots\dots\dots(3.55)$

Desviación estándar: $\sigma_{Logx} = \sqrt{\frac{\sum (Logx - \overline{Logx})^2}{n - 1}} \dots\dots\dots(3.56)$

Sesgo: $C_{s_{Logx}} = \frac{n \sum (Logx - \overline{Logx})^3}{(n - 1)(n - 2)(\sigma_{Logx})^3} \dots\dots\dots(3.57)$

El valor de X; para cualquier nivel de probabilidad se puede calcular a partir de la siguiente ecuación:

$$Logx = \overline{Logx} + K \sigma_{Logx} \dots\dots\dots(3.58)$$

Función Acumulada

La función de distribución acumulada de la distribución log-Pearson tipo III es:

$$F(x) = \int_{x_0}^x \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x - x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} * e^{-\frac{(x-x_0)}{\alpha}} dx \dots\dots\dots(3.60)$$

La variable reducida y Log-Pearson tipo III: $X = 10^z$ es: |||

$$y = \frac{z - z_0}{\alpha} \dots\dots\dots(3.61)$$

Siendo la función acumulada Log-Pearson Tipo III reducida:

$$F(y) = \int_0^y \frac{y^{\beta-1} e^{-y}}{\Gamma(\beta)} dy \dots\dots\dots(3.62)$$

Estos modelos permiten calcular a través de registro de precipitaciones máximas en 24 horas, para estimar la precipitación máxima de diseño y su probable distribución en diversos periodos de retorno. Por otro lado se utilizara XLSTAT, HyfranPlus, etc. Estos permiten estimar los valores precipitaciones máximos y caudales maximos para diferentes periodos de retorno en base a la información de valores históricos de precipitación máxima en 24 horas y/o caudales máximos, usa y ajusta a los modelos probabilísticos como la distribución Normal, Log-Normal, Log-Normal de 2 parametros, Log-Normal 3 parámetros, Gumbel, Pearson Tipo III y Log-Pearson Tipo III, según los métodos de momentos y máxima verosimilitud.

3.4.3 Pruebas de bondad de ajuste.

Para un mejor análisis de los datos hidrológicos de precipitaciones fue necesario conocer el tipo o forma de distribución teórica que puede representar aproximadamente a la distribución empírica (método estadístico) de estos datos. Para averiguar que tan aproximada es esta distribución empírica a la teórica es necesario realizar algunas pruebas estadísticas comúnmente conocidas como pruebas de ajuste.

Una vez desarrollado cada una de las funciones de distribución de

probabilidades, se procede a ajustar la frecuencia empírica con cada una de las funciones teóricas, y a partir de ésta se debe seleccionar la función de distribución de probabilidad representativa de la serie analizada.

Las pruebas de bondad de ajuste consisten en comprobar gráfica y estadísticamente, si la frecuencia empírica de la serie analizada se ajusta o no, a una determinada función de probabilidades teórica seleccionada a priori, con los parámetros estimados en base a los valores muestrales.

Las pruebas de bondad de ajuste permiten evaluar cuan bien (mejor dicho cuan mal) una variable aleatoria se ajusta a una distribución de probabilidades teórica. Mientras que la prueba Chi cuadrado se basa en la comparación de las frecuencias observadas con las frecuencias esperadas bajo el supuesto de que la hipótesis nula es verdadera, la prueba de smirnov kolmogorov se basa en la comparación de la distribución de probabilidades acumuladas empírica (resultado de la muestra) con la distribución de probabilidades acumuladas teórica (según H_0).

Las Pruebas de bondad de Ajuste consisten en chequear si el modelo estimado es adecuado o inadecuado, las más utilizadas son:

- ✓ Ajuste Gráfico.
- ✓ Método del Error cuadrático mínimo.
- ✓ Pruebas de la bondad de Ajuste.
 - Chi - Cuadrado.
 - Smirnov-Kolmogorov.

3.4.3.1 Ajuste Grafico

Para verificar el modelo propuesto, se recurre usualmente a comparaciones graficas entre el modelo y los datos, ya sea utilizando la función densidad de probabilidad, o bien, la distribución acumulada. En ambos casos, la comparación grafica permite una visualización rápida del ajuste del modelo e indica las zonas en las cuales el ajuste es

deficiente.

Antes de realizar un ajuste estadístico, es recomendable analizar y comparar gráficamente mediante un gráfico donde se plotea cada una de las diferentes funciones teóricas con los puntos medidos. El ploteo de una función de distribución de probabilidad se realiza en papel probabilístico para cada función. La función de distribución seleccionada será aquel que se apegue visualmente mejor a los datos medidos. La apreciación visual de estos gráficos permite observar e indica la primera aproximación de ajuste de una distribución con respecto a los valores de la variable hidrológica de la serie observada.

3.4.3.2 Método del Error Cuadrático Mínimo

Se calculo para cada función de distribución (método estadístico), el error cuadrático, la función de distribución seleccionada será aquel que presente el error cuadrático más pequeño en comparación con las otras funciones, el cual será la distribución adecuada para estimar la precipitación de diseño para un periodo de retorno determinado para cada serie:

$$C = \left[\sum_{i=1}^n (X_{ei} - X_{oi})^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots (3.63)$$

Donde:

C = Error cuadrático.

X_{ei} = i-ésimo dato estimado.

X_{oi} = i-ésimo dato estimado de la frecuencia empírica. (Datos Observados)

3.4.3.3 Prueba de la Bondad de Ajuste: Chi-cuadrado(X²)

Se realizo La prueba de Chi-cuadrado (X²), para cada serie de datos, se basa en el cálculo de frecuencias, tanto de valores observados, como valores esperados, para un número determinado de intervalos. Esta prueba es comúnmente usada para verificar la bondad de ajuste de la distribución empírica a una distribución teórica conocida.

La expresión general de Chi-cuadrado X² esta dada por:

$$X_c^2 = \sum_{i=1}^{NC} \frac{(\theta_i - e_i)^2}{e_i} \dots\dots\dots (3.64)$$

Donde:

- X_c² = Valor calculado de Chi-cuadrado, a partir de los datos.
- Θ_i = Número de valores observados en el intervalo de clase i.
- e_i = Número de valores esperados en el intervalo de clase i.
- NC = Número de intervalos de clase.

Asignando probabilidades a la ecuación (3.64), vale decir, asignando igual probabilidad de ocurrencia a cada intervalo de clase, se tiene:

$$X_c^2 = \sum_{i=1}^{NC} \frac{(N_i - N \cdot P_i)^2}{N \cdot P_i} \dots\dots\dots (3.65)$$

Donde:

- X_c² = Valor calculado de Chi-cuadrado, a partir de los datos.
- N_i = Número de observaciones que caen dentro de los límites de clases ajustadas del intervalo i.
- P_i = Probabilidad igual para todos los intervalos de clases.
- N = Numero total de observaciones de la muestra.
- NC = Número de intervalos de clase.

$$P_i = \frac{1}{NC} \quad e_i = P_i \cdot N \dots\dots\dots (3.66)$$

Simplificando la ecuación (3.66), se obtiene la formula computacional desarrollada por Markovic:

$$X_c^2 = \frac{NC}{N} \left(\sum_{i=1}^{NC} N_i^2 \right) - N \dots\dots\dots (3.67)$$

Donde:

- X_c² = Valor calculado de Chi-cuadrado, a partir de los datos.
- N_i = Número de observaciones que caen dentro de los límites de clases ajustadas del intervalo i.
- N = Numero total de observaciones de la muestra.
- NC = Número de intervalos de clase.

El valor de Chi-cuadrado calculado (X_c^2) obtenido por la ecuación (3.67) se compara con el Chi-cuadrado tabular (X_t^2) el cual se obtiene de tablas, cuyo valor se determina con:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.05 \\ \text{G.L.} &= \text{NC}-1-h \end{aligned} \dots\dots\dots (3.68)$$

Donde:

- α = Nivel de significancia.
- G.L. = Grados de libertad.
- h = Número de parámetros a estimarse, así: (h = 2 para la distribución Log-normal 2 parámetros, etc.; h = 3 para la distribución Log-pearson tipo III, etc.).

El Criterio de decisión se fundamenta en la comparación del valor calculado (X_c^2) con el valor tabular (X_t^2) encontrado, esto es:

- ✓ Si X_c^2 es \leq que el X_t^2 , entonces el ajuste es bueno al nivel de significancia seleccionado.
- ✓ Si X_c^2 es $>$ que el X_t^2 , entonces el ajuste es malo al nivel de significancia seleccionada, siendo necesario probar con otra función de distribución teórica.

El procedimiento a seguir para probar si la distribución empírica se ajusta a una distribución teórica, usando la prueba de Chi-cuadrado X^2 es:

- ✓ El primer paso es fijar el número de intervalos de clase que depende del tamaño de la muestra y del rango muestral:

$$NC = 1 + 1.33Ln(n) \dots\dots\dots (3.69)$$

Donde:

- NC = Número de intervalos de clase.
- n = Número de datos de la serie.
- Ln(n) = Logaritmo natural del tamaño muestral.

Sugiere para seleccionar NC en función del tamaño muestral:

- Si $n < 30$ entonces el NC < 5
- Si $30 < n < 75$ entonces el $8 \leq NC \leq 10$
- Si $n > 75$ entonces el $10 \leq NC \leq 30$

- ✓ Determinar la probabilidad de cada intervalo de clase NC, tal que cada intervalo tenga el mismo valor de probabilidad P_i .

$$P_i = \frac{1}{NC} \dots\dots\dots (3.70)$$

- ✓ Determinar la probabilidad acumulada para cada intervalo de clase NC.
- ✓ Con la probabilidad acumulada, se determina los valores normalizados correspondiente a los límites de clase de cada función, utilizando las tablas estadísticas para determinar los valores estandarizados de “z”, “ Y_m ” ó “ X^2 ”, según la distribución teórica.
- ✓ Cálculo de los límites de clase LC para cada intervalo de la muestra ajustada, mediante las siguientes ecuaciones para cada distribución teórica (ver cuadro N° 3.02):
- ✓ Para cada intervalo, por conteo, se determina el número de valores que caen dentro de los límites de clase ajustadas, es decir N_i , para el cual es necesario ordenar la serie de orden ascendente o descendente.

Cuadro N° 3.02 : Ecuaciones a usar para el ajuste por el método de Chi Cuadrado X^2 .

DISTRIBUCION TEORICA	ECUACION	DONDE
Distribución Log-normal de 2 parámetros.	$LC = \exp (\mu_y + Z \sigma_y)$	Z = Variable normal estándar. μ_y, σ_y = Parámetros de la Distribución
Distribución Gumbel.	$LC = (\alpha + (Y_m / \beta))$	Y_m = Variable normal estándar. α, β = Parámetros de la Distribución
Distribución Log Pearson tipo III.	$LC = \exp(\gamma + (X^2/2) * \alpha)$	X^2 = Variable normal estándar. α, γ = Parámetros de la Distribución

- ✓ Para cada intervalo de clase elevar al cuadrado las frecuencias observadas (N_i^2).
- ✓ Calcular el valor de Chi-cuadrado X_c^2 con la ecuación (3.02), el cual se compara con el valor de Chi-cuadrado tabular X_t^2 encontrado de las tablas estadísticas, con los valores de:

Nivel de Significación $\alpha = 0.05$

Grados de Libertad G.L. = NC - 1 - h.

✓ Finalmente se comparan los valores de X_c^2 con X_t^2 , de la siguiente forma:

Si $X_c^2 \leq X_t^2$ entonces la serie analizada se ajusta a la distribución teórica.

Si $X_c^2 > X_t^2$ entonces la serie analizada no se ajusta a la distribución teórica.

3.4.3.4 Prueba de la Bondad de Ajuste: Smirnov – Kolmogorov

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia existente que hay entre la función de distribución observada $F(x)$ y la estimada $P(x)$. Esta prueba es aplicable a cualquiera de las distribuciones teóricas de datos agrupados y no agrupados, y se aplica en la función de distribución acumulada y no en la función de densidad.

Para el análisis de máximas avenidas esta prueba tiene la ventaja sobre la X^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos.

$$\Delta = \text{máx} |F_{(x)} - P_{(x)}| \dots\dots\dots (3.71)$$

Donde:

Δ = Estadístico de Smirnov-Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(x)$ = Probabilidad de la distribución de ajuste.

$P(x)$ = Probabilidad de los datos no agrupados, denominado también frecuencia acumulada.

El procedimiento para efectuar el ajuste, usando el estadístico de Smirnov - Kolmogorov, es:

✓ Calcular la probabilidad empírica o experimental $P(x)$ de los datos observados, para esto usar la formula de Weibull:

$$P_{(x)} = 1 - \frac{m}{n + 1} \dots\dots\dots (3.72)$$

Donde:

$P(x)$ = Probabilidad empírica o experimental.

m = Número de orden del dato x , en una lista de mayor a menor.

n = Número total de datos.

✓ Calcular la variable estandarizada “ z ” Log Normal de II parámetros.

✓ Calcular la distribución teórica $F(x)$ y la distribución empírica $P(x)$.

$F(X)$ para las Distribuciones Log Normal de II parámetros depende de la siguiente condición:

✓ Si “ z ” < 0, entonces:

$$F_{(x)} = \left[\frac{1}{2} \left[1 + 0.196854|z| + 0.115194|z|^2 + 0.000344|z|^3 + 0.019527|z|^4 \right]^4 \right] \dots (3.73)$$

✓ Si “ z ” > 0, entonces:

$$F_{(x)} = 1 - \left[\frac{1}{2} \left[1 + 0.196854|z| + 0.115194|z|^2 + 0.000344|z|^3 + 0.019527|z|^4 \right]^4 \right] (3.73)$$

$F(x)$ para la *Distribucion Gumbel* viene dada por la funcion de distribución acumulada, viene dada por:

$$F(x) = e^{-e^{-\beta(x-\alpha)}} \dots (3.74)$$

$F(x)$ para la *Distribución Log Pearson Tipo III* viene dada por la función de distribución acumulada, depende de la siguiente condición:

✓ Si el parámetro de escala “ α ” es positivo, entonces:

$$F_{(x)} = [1 - \text{DISTR.CHI}(2 \cdot y; 2 \cdot \beta)] \dots (3.75)$$

✓ Si el parámetro de escala “ α ” es negativo, entonces:

$$F_{(x)} = [\text{DISTR.CHI}(2 \cdot y; 2 \cdot \beta)] \dots (3.76)$$

✓ Luego calcular las diferencias absolutas $|F(x) - P(x)|$, para todos los valores de x de los cuales se debe de seleccionar la máxima diferencia:

$$\Delta = \max |F_{(x)} - P_{(x)}| \dots (3.75)$$

✓ Calcular el valor crítico del estadístico Δ_0 , cuyos valores se muestran en la tabla para:

$$\text{Nivel de Significación } \alpha = 0.05$$

N = Número total de datos.

✓ Finalmente comparar el valor del estadístico Δ con el valor crítico Δ_0 de las tablas, con los siguientes criterios de decisión:

Si $\Delta' < \Delta_0$ el ajuste es bueno, al nivel de significación seleccionado.

Si $\Delta' \geq \Delta_0$ el ajuste no es bueno, al nivel de significación seleccionado, siendo necesario probar con otra distribución.

3.4.4 Determinación de la precipitación areal.

La precipitación areal es aquella precipitación hidrológica que cae sobre una area (cuenca) determinada. Esta precipitación se puede calcular mediante los métodos de polígono de Thiessen, las Isoyetas y el aritmético, los más usados en hidrología.

En este caso la precipitación areal mensual de las unidades hidrograficas que conforman la cuenca del rio Ayaviri se han determina por el método de Thiessen, por polígonos de influencia de las estaciones meteorológicas dentro y alrededor de las unidades hidrograficas, teniendo en cuenta la gradiente de la lluviosidad calculada a partir de datos de las mismas estaciones.

$$P_m = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i P_i \quad \dots\dots\dots (3.76)$$

Donde:

P_m = Precipitación areal de la cuenca.

P_i = Precipitación registrada en la estación i.

A_i = Área de influencia de la estación i.

A_T = Área total de la cuenca.

n = Número de estaciones de análisis.

En la figura N° 3.03, se ubican las estaciones meteorológicas, con los que se ha elaborado los polígonos de Thiessen, aplicando el software ArcGis. A continuación se tiene los porcentajes de área de influencia de cada estación en las unidades hidrograficas.

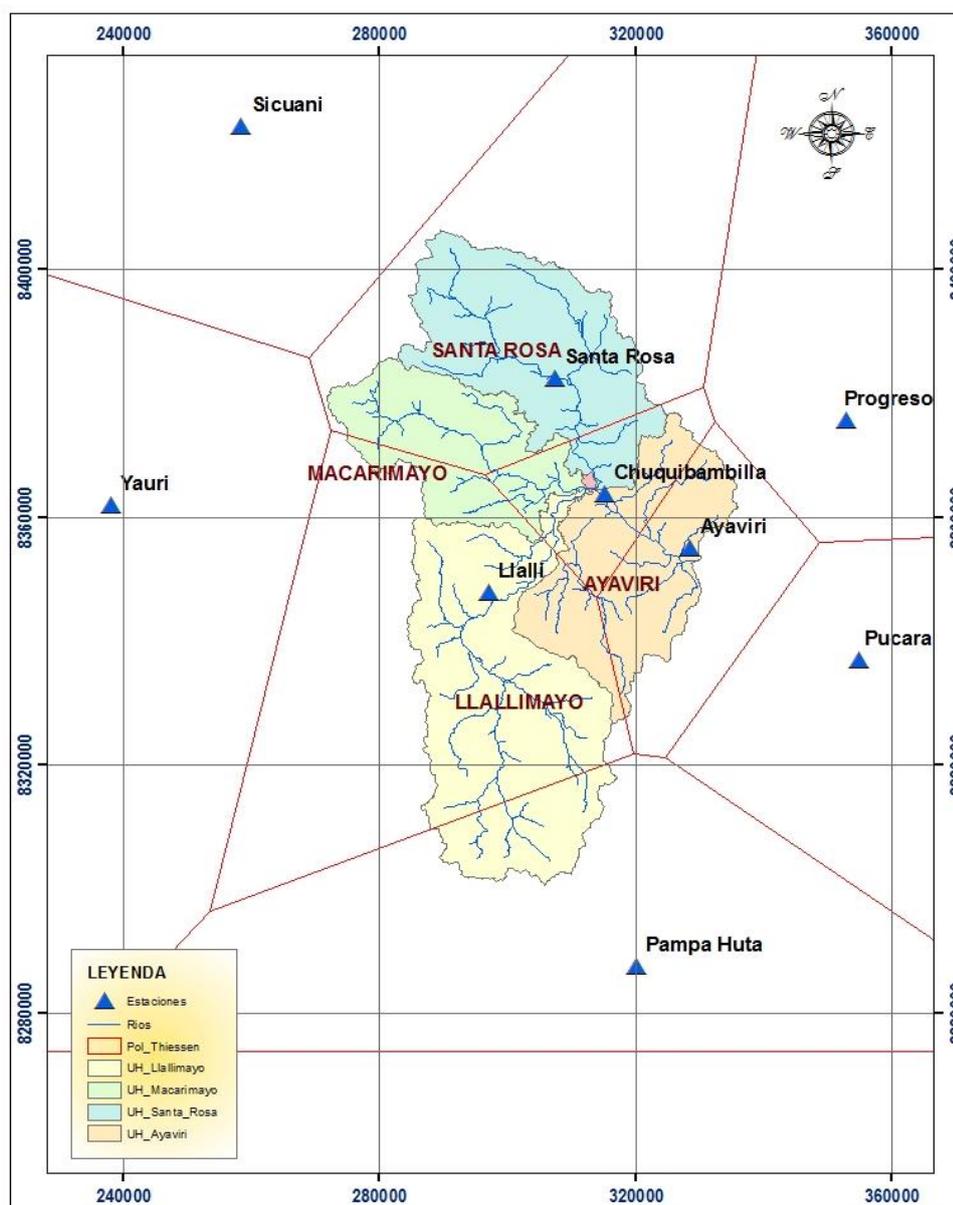


Figura 3.03 : Polígono de Thiessen de la cuenca del río Ayaviri

De acuerdo a la figura anterior, se ha obtenido las áreas de los polígonos de influencia de las estaciones meteorológicas, información básica para determinación de la precipitación areal por unidades hidrográficas.

Según la Figura N° 3.03, el resultado de las áreas de los polígonos de influencia de las estaciones meteorológicas, en las unidades hidrográficas de Llallimayo, Macariyo, Santa Rosa, Ayaviri y Intercuencia Llallimayo y Macarimayo, es como se muestra, en el siguiente Cuadro N°

3.03.

Cuadro N° 3.03 : Áreas de Influencia de las Estaciones Meteorológicas por unidades hidrográficas

Unidad Hidrografica	Area y Factor	Estaciones					Total
		Ayaviri	Chuquibambilla	Llalli	Pampahuta	Santa Rosa	
Llallimayo	Area (Km2)	0.00	32.93	1024.55	291.75	0.00	1349.23
	Factor (%)	0.00	2.44	75.94	21.62	0.00	100.00
Macarimayo	Area (Km2)	0.00	102.28	156.39	0.00	374.17	632.84
	Factor (%)	0.00	16.16	24.71	0.00	59.13	100.00
Intercuenca Llallimayo y Macarimayo	Area (Km2)	0.00	4.65	0.00	0.00	0.00	4.65
	Factor (%)	0.00	100.00	0.00	0.00	0.00	100.00
Santa Rosa	Area (Km2)	0.00	104.43	0.00	0.00	801.70	906.13
	Factor (%)	0.00	11.52	0.00	0.00	88.48	100.00
Ayaviri	Area (Km2)	393.18	246.56	184.65	0.00	0.00	824.39
	Factor (%)	47.69	29.91	22.40	0.00	0.00	100.00

Unidad Hidrografica	Area (Km2)	Factor (%)	Precipitación Ponderada por Periodos de Retorno (Años)					
			5	10	20	50	75	100
Santa Rosa	906.13	100.00%	40.45	45.81	50.78	57.11	59.83	61.71
Llallimayo	1,349.23	100.00%	23.79	25.12	26.37	27.84	28.49	28.88
Ayaviri	824.39	100.00%	35.70	40.13	44.30	49.54	51.79	53.38
Macarimayo	632.84	100.00%	34.57	38.65	42.42	47.19	49.24	50.64
Intercuenca Llallimayo y Macarimayo	4.65	100.00%	40.30	45.50	50.30	56.40	59.00	60.80

3.4.5 Calculo del tiempo de concentración.

El tiempo de concentración se determino con la formula de Kirpich.

La formula de Kirpich está dada por la siguiente expresión:

$$t_c = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \dots\dots\dots (3.77)$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración (min).

L = Longitud del cauce principal (m).

H = Diferencia de altitud del cauce (m).

3.4.6 Cálculo del tiempo de retardo.

El tiempo de retardo se calcula mediante en tiempo de concentración, con la siguiente relación:

$$LagTime = 0.6t_c \quad \dots\dots\dots (3.78)$$

Donde:

Lag Time = Tiempo de retardo (min).

t_c = Tiempo de concentración.

3.4.7 Metodología para determinar el CN de la zona de estudio.

Para la obtención del número de curva se realiza una caracterización hidrológica del área de estudio mediante las tablas propuestas por Temez (1978), es la característica hidrológica. Dicho autor la hace equivalente a la forma de cultivar la tierra. Se divide en dos grupos: N, el cultivo sigue las curvas de nivel, y R, el cultivo sigue la línea de máxima pendiente. Los valores del número de curva asociados a cada tipo no se diferencian mucho, por lo que en muchos casos se considera que toda el área de estudio tiende a cultivarse de una misma manera, a no ser que se tengan datos específicos situación que no es el caso del estudio. Dichas características se describen a continuación:

3.4.7.1 Mapa de grupo hidrológico de suelos

La variable necesaria para determinar el número de curva es el mapa de tipos de suelo. Este mapa debe estar clasificado en los cuatro grupos que establece el SCS:

A. En ellos el agua se infiltra rápidamente, aun cuando estén muy húmedos. Profundos y de texturas gruesas (arenosas o areno-limosas), están excesivamente drenados.

B. Cuando están muy húmedos tienen una capacidad de infiltración moderada. La profundidad de suelo es de media a profunda y su textura es franco-arenosa, franca, franco-arcillosa o franco-limosa. Están bien o moderadamente drenados.

C. Cuando están muy húmedos la infiltración es lenta. La profundidad de

suelo es inferior a la media y su textura es franco-arcillosa, franco-arcillo-limosa o arcillo-arenosa. Son suelos imperfectamente drenados.

D. Cuando están muy húmedos la infiltración es muy lenta. Tienen horizontes de arcilla en la superficie o próximos a ella y están pobremente o muy pobremente drenados. También se incluyen aquí los terrenos con nivel freático permanentemente alto y suelos de poco espesor (litosuelos). Para el mejor análisis se procedió a la recopilación de clasificación realizada por varios autores, esto a fin de facilitar la identificación de los grupos hidrológicos de suelos, Ver Cuadro N° 3.04.

Esta capa de información se puede generar, básicamente, de dos formas: digitalizando el mapa de acuerdo a las unidades A, B, C y D, o, si ya se dispone de un mapa general de tipos de suelo en el SIG, en la segunda opción se reclasifica el mapa mediante el Cuadro N° 3.04

Cuadro N° 3.04 : Grupos Hidrológicos de suelos según varias fuentes bibliograficas

EQUIVALENCIAS SEGÚN FUENTES DE GRUPOS HIDROLOGICOS DE SUELOS								
GRUPO	VILLON	Ven Te Chow	USDA-SCS, 1964		Cayo Leonidas	USDA, Diagrama triangular	TR - 55 (1999)	
	CARACTERISTICAS	DESCRIPCION DE LAS CARACTERISTICAS	Potencial de escorrenfia	Infiltración cuando la tierra está húmeda	Suelos típicos	Infiltración sup. (mm/h)	Clases Texturales	Textura de Suelos
A	Suelos que poseen altas tasas de infiltración (Bajo potencial de escorrenfia); aún cuando están enteramente mojados y están constituidos mayormente por arenas y gravas profundas, bien y hasta excesivamente drenadas. Estos suelos tienen una alta tasa de transmisión de agua.	Arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.	Escaso	Alta	Arenas y grava excesivamente drenadas	7.6 - 11.4	- Arenosa - Arenoso - franca - Franco - arenosa	- Arena - Arena arcillosa o franco arenosa
B	Son suelos que tienen tasas de infiltración moderadas cuando están cuidadosamente mojados y están constituidos mayormente de suelos profundos de texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas. Estos suelos tienen una tasa moderada de transmisión de agua.	Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.	Moderado	Moderada	Texturas medias	3.8 - 7.6	- Franco - limosa - Franca - Limosa	- Franco limoso o franco
C	Son suelos que tienen bajas tasas de infiltración cuando están completamente mojados y están constituidos mayormente por suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo, o suelos con una textura que va de moderadamente fina a fina. Estos suelos tienen una baja tasa de transmisión del agua.	Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido organico y suelos con altos contenidos de arcilla.	Medio	Lenta	Textura fina o suelos con una capa que impide el drenaje hacia abajo	1.3 - 3.8	- Franco - arcillo - arenosa - Franco - arcillo - limosa - Franco - arcillosa	- Arena arcillosa
D	Son suelos de alto potencial de escurrimiento, de tasas de infiltración muy bajas cuando están completamente mojados y están formados mayormente por suelos arcillosos con un alto potencial de esponjamiento, suelos con índice de agua permanentemente alto, suelos con arcilla o capa de arcilla en la superficie o cerca de ella y suelos superficiales sobre material casi impermeable. Estos suelos tienen una tasa muy baja de transmisión del agua.	Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.	Elevado	Muy lenta	Suelos de arcillas hinchadas o compactas o suelos poco profundos sobre capas impermeables	0.0 - 1.3	- Arcillo - arenosa - Arcillo - limosa - Limosa	- Franco arcilloso - Franco arcillo limoso - Arcilla arenosa - Arcilla limosa o arcilla
FUENTE:	Hidrología, Máximo Villon pag.271	Ven Te Chow Hidrología Aplicada, pag. 153.	Grupos hidrológico de suelo (de USDA-SCS, 1964)			Según Skeggs y Khateel	Pequeños embalses de uso agrícola de Rañael Dal-Ré Tenreiro	Technical Release 55, United States Department of Agriculture. 1999. Exhibit A: Hydrologic Soil Groups
			http://www.fao.org/docrep/T08485/t0848509.htm			Mencionado por Cayo L.		

Fuente: Elaboración Propia.

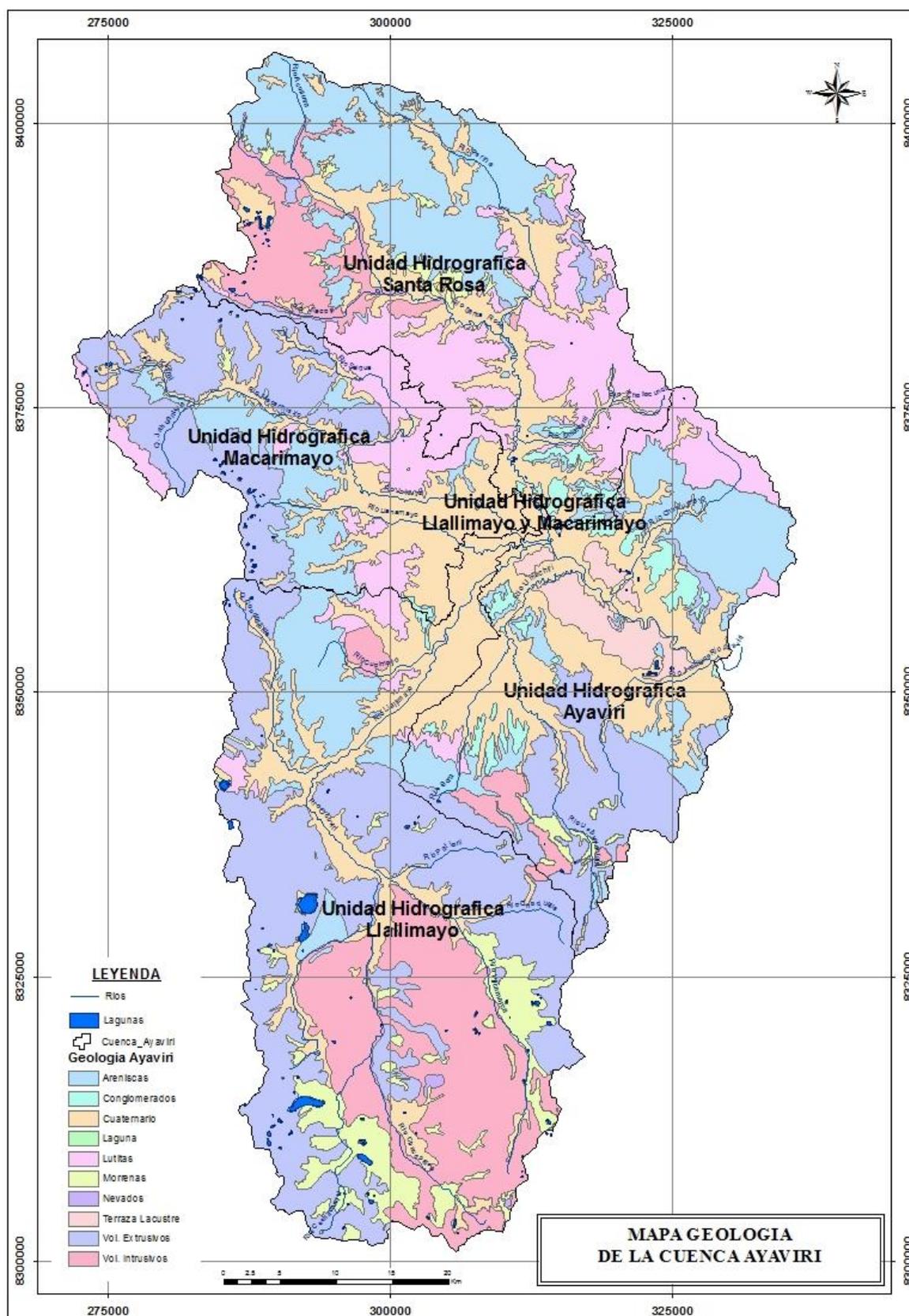


Figura 3.04 : Mapa geológico de la cuenca del río Ayaviri

Para la definición de los grupos hidrológicos de suelos se tomaron las siguientes consideraciones, de la Figura 3.05, tenemos la siguiente conclusión:

- a. Areniscas:** conformada por rocas sedimentarias, constituida por clastos de tamaño de arena (2-0,02mm) y una matriz (o cemento) que los engloba, teniendo como principal texturas entre franco y franco arenoso y con una buena tasa de infiltración, que se define como tipo hidrológico de suelo A.
- b. Calizas:** La caliza es una roca sedimentaria porosa formada por carbonatos, que permite el paso del agua, es decir es una roca permeable, tiene una textura granular fina a gruesa, es un poco rasposa, consistente en granos minerales que se entrelazan, desarrollados durante la cristalización de sustancias que se desprenden de la solución considerados como franco arenoso, con una buena infiltración, que es considerada dentro del grupo hidrológico de suelos A.
- c. Conglomerados:** Es una roca sedimentaria constituida por clastos de gran tamaño (grava mayor de 2mm) y una matriz (o cemento) que los engloba. Estas constituyen de una cantidad mayor de 50% de componentes de un diámetro mayor de 2mm, son redondeados. Los tipos de los fragmentos pueden variar mucho según cual fuese la composición de la zona de erosión suministradora, con presencia de roca arenisca, con un sistema angular de hojuelas, definido texturalmente como arenoso que es considerada dentro del grupo hidrológico de suelos A.
- d. Cuaternario:** Estas formaciones geológicas están ubicados principalmente en los bancos de los ríos, teniendo como textura a suelos franco y franco limoso con un valor de infiltración moderado, que se considera dentro del grupo hidrológico de suelos D.
- e. Cuerpos de Agua:** Dentro de estos se consideran todos los cuerpos de agua que en el caso de la cuenca del río Ayaviri son pequeñas lagunas ubicadas en las partes altas de las unidades hidrograficas,

los cuales no se consideran al momento del cálculo del valor de número curva.

- f. **Llanura Lacustre:** Es considerada como la porción de terreno que es considerada como llanura que varía según los niveles de las lagunas que generalmente tienen una textura franco limoso, considerando una infiltración moderado imperfecto, agrupándolos dentro del grupo hidrológico de suelos C.
- g. **Lutitas:** La lutita es una roca sedimentaria compuesta por partículas del tamaño de la arcilla y del limo. Conforme se acumula el limo y la arcilla, tienden a formar capas delgadas, a las que se suele hacer referencia como Láminas. Inicialmente las partículas de las láminas se orientan al azar. Esta disposición desordenada deja un elevado porcentaje de espacio vacío (denominado espacio de poros), que se llena con agua. Sin embargo, esta situación cambia normalmente con el tiempo conforme nuevas capas de sedimento se apilan y compactan el sedimento situado debajo, considerado como una textura de tipo franco, con una buena infiltración, clasificándola como grupo hidrológico de suelo B.
- h. **Metamórficas:** Ubicadas en zonas altas de la cuenca, la pizarra es una roca metamórfica homogénea formada por la compactación de arcillas. Algunas de ellas son la pizarra (al romperse se obtienen láminas), el esquisto (se rompe con facilidad) y el gneis (formado por minerales claros y oscuros), definidas en el grupo textural de las arcillas, consideradas dentro del grupo hidrológico de suelos D.
- i. **Morrenas:** El material de morrena es generalmente una masa no gradada de sedimentos, cuyo tamaño varía desde el grado de arcilla al de cantos rodados, y está sujeta a modificaciones y destrucciones posteriores por la acción de las aguas originarias de la fusión de hielo. Tiene una acumulación de fragmentos de roca (bloques, cantos y gravillas) y arcilla transportados y depositados por un glaciar. La deposición de esos materiales da lugar a la aparición de formas de relieve concretas, conocidas como morrena lateral, mediana, de

avance, de retroceso y terminal, Estas rocas también están ubicadas en las partes altas de la cuenca, consideradas dentro del grupo hidrológico de suelos D.

- j. Terraza Lacustre:** Tienen una textura de franco arenoso ubicadas en la parte media de la cuenca, con una tasa de infiltración Moderado a bueno, consideradas dentro del grupo hidrológico de suelos B.
- k. Volcánicos Extrusivos:** Se forman cuando el magma fluye hacia la superficie de la Tierra y hace erupción o fluye sobre la superficie de la Tierra en forma de lava; y luego se enfría y forma las rocas, los cuales están consideradas con una textura de franco arenoso, con una infiltración moderado imperfecto, dentro del grupo hidrológico de suelos B.
- l. Volcánicos Intrusivos:** Los cuerpos de magma que se solidifican subterráneamente antes de que emerjan a la superficie se llaman plutones, nombrados así por Plutón, el dios romano del inframundo, con una textura franco están dentro del grupo hidrológico B.

Con la ayuda de información de coberturas de Geología, y la identificación y definición de las mismas, se ha obtenido el mapa de grupos hidrológicos de suelos, tal y como se muestra en la Figura 3.05.

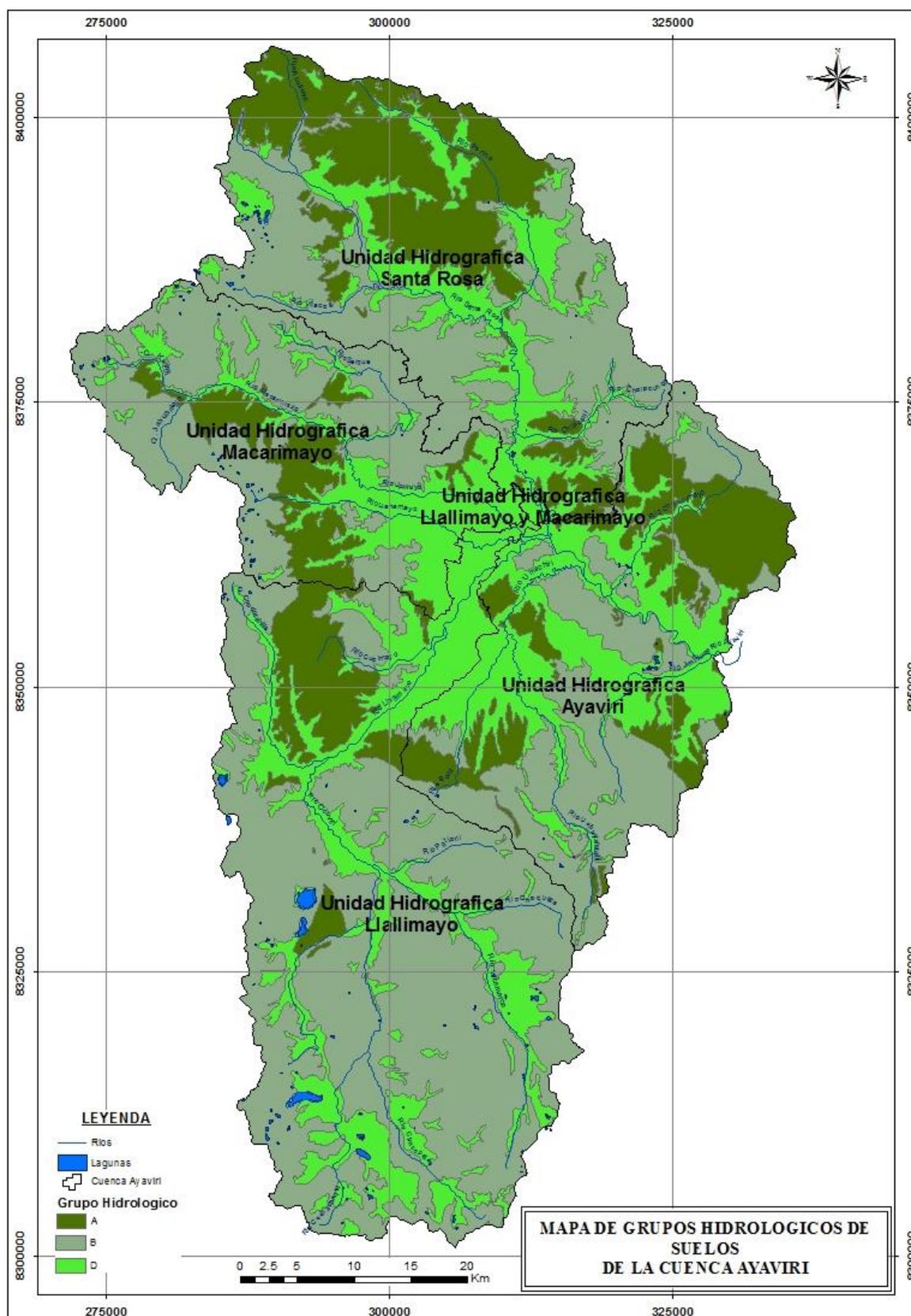


Figura 3.05 : Mapa de grupos hidrológicos de suelos.

3.4.7.2 Mapa de pendientes

Una de las variables necesarias para definir el número de curva es la pendiente, clasificada en dos grupos: menor del 3%, o mayor o igual al 3%. Por tal razón, para obtener el mapa de pendientes, se necesita un Modelo de Elevación Digital, que se puede definir como una matriz de números ordenados que representa la distribución espacial de las elevaciones sobre algún dato arbitrario del territorio (Moore et al., 1993), que en nuestro caso es representado por el DEM del satélite ASTER GDEM con una resolución de 30 x 30 m. Prácticamente en todos los SIG existe la función automática de obtención de pendientes derivada del Modelo de Elevación Digital, es el caso del software ARCMAP.

El mapa de pendientes resultante puede obtenerse tanto en forma de porcentaje como en grados. En este último caso deberá reconvertirse a porcentajes. Una vez obtenido este mapa, se ha de reclasificar en dos grupos: celdas con pendiente menor del 3 % y mayor o igual al 3 %.

En la ARCGIS esta operación puede hacerse fácilmente a través de las tablas de reclasificación. La estructura de dichas tablas varía según el formato tal como el que se muestra a continuación:

0 hasta 3	1	Pendientes menores de 3%
3 hasta 1000	2	Pendientes iguales o mayores del 3%

Aplicando esta tabla se genera un nuevo mapa que tiene las siguientes categorías: 1 en todas aquellas celdas del mapa de pendientes inicial en las que la pendiente era menor del 3% ; 2 para aquellas celdas que tenían una pendiente igual o mayor al 3%; y 0 , que significa que está fuera del área de análisis. Ver Figura 3.06

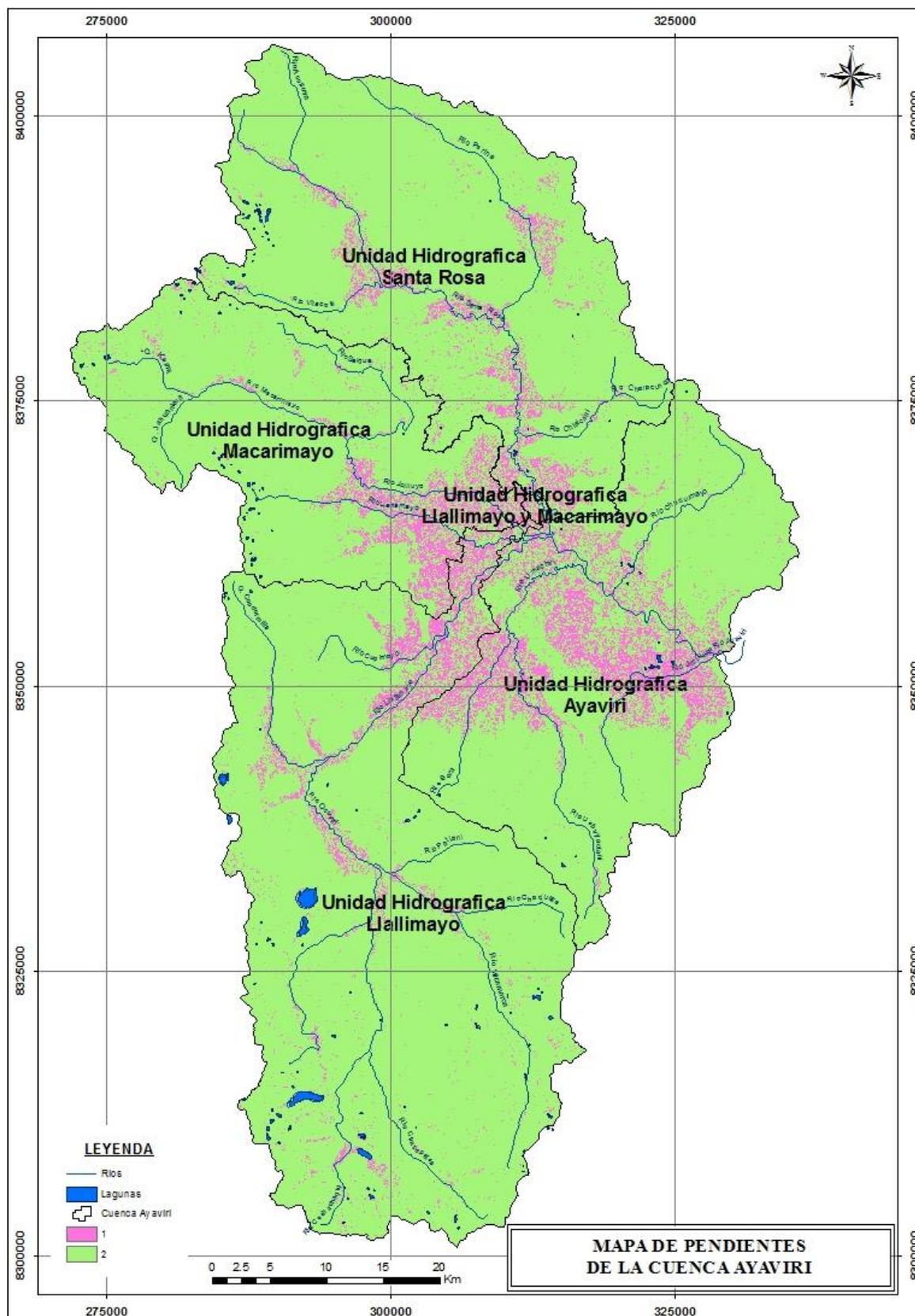
3.4.7.3 Mapa de usos de suelos

La fuente de información de esta variable sigue siendo el mapa de cultivos y aprovechamientos del área. Dada la escasa información sobre

esta cobertura, se cuenta con una cobertura de ecología y con la ayuda de imágenes satelitales proporcionadas por el Google Earth, se generara un mapa de uso de suelo con la ayuda de una tabla de equivalencia entre los usos del suelo que aparecen en la leyenda de dicho mapa y los usos del suelo propuestos por el SCS para determinar el número de curva. Para introducir la información final en el SIG, al igual que con los tipos de suelo, o bien se digitaliza directamente el mapa con los usos del suelo del SCS, o bien se reclasifica el mapa de cultivos y aprovechamientos ya introducido en el SIG.

Para realizar los cálculos espaciales mediante tecnología SIG se realiza una codificación de información tal y como se muestra en el Cuadro 3.07, con la ayuda de los números primos estos se multiplicaran y como resultado de esas multiplicaciones se reclasificaran al número de curva codificado. Los valores de 3, 5, 7 y 11 corresponden al grupo hidrológico de suelos, los valores de 1 y 2 corresponden al porcentaje de pendiente ya sea menor de 3 % o mayor o igual que 3 %, y los valores del 13 al 109 corresponden al aprovechamiento del suelo propuesto por Temez.

Figura 3.06 : Mapa de pendientes.



Cuadro N° 3.05: Parametros para la determinacion de Numero de Curva

Aprovechamiento del suelo			Pendiente		Grupos hidrológicos del suelo							
Uso del Suelo	Características Hidrológicas	Primo	(%)	Primo	A		B		C		D	
					3		5		7		11	
					NC	Primo	NC	Primo	NC	Primo	NC	Primo
Barbecho (Descuidado en descanso sin cultivos)	R	13	>=3	2	77	78	86	130	89	182	93	286
	N	97	>=3	2	74	582	82	970	86	1358	89	2134
	R	13	<3	1	71	39	78	65	82	91	86	143
	N	97	<3	1	71	291	78	485	82	679	86	1067
Cultivos en hilera	R	17	>=3	2	68	102	79	170	86	238	89	374
	N	101	>=3	2	67	606	76	1010	82	1414	86	2222
	R	17	<3	1	64	51	72	85	78	119	82	187
	N	101	<3	1	64	303	72	505	78	707	82	1111
Cereales de Invierno	R	19	>=3	2	63	114	75	190	83	266	86	418
	N	103	>=3	2	61	618	72	1030	81	1442	83	2266
	R	19	<3	1	60	57	70	95	78	133	81	209
	N	103	<3	1	60	309	70	515	78	721	61	1133
Rotación de cultivos pobres	R	23	>=3	2	66	138	77	230	85	322	89	506
	N	107	>=3	2	64	642	75	1070	82	1498	86	2354
	R	23	<3	1	63	69	72	115	79	161	83	253
	N	107	<3	1	63	321	72	535	79	749	83	1177
Rotación de cultivos densos	R	29	>=3	2	57	174	71	290	81	406	85	638
	N	109	>=3	2	54	654	68	1090	78	1526	82	2398
	R	29	<3	1	52	87	67	145	76	203	79	319
	N	109	<3	1	52	327	67	545	76	763	79	1199
Pradera (Pastizales o similares)	Pobre	31	>=3	2	68	186	78	310	86	434	89	682
	Media	37	>=3	2	49	222	68	370	78	518	85	814
	Buena	41	>=3	2	42	246	60	410	74	574	79	902
	Muy Buena	43	>=3	2	38	258	55	430	69	602	77	946
	Pobre	31	<3	1	46	93	67	155	81	217	88	341
	Media	37	<3	1	38	111	59	185	75	259	83	407
	Buena	41	<3	1	29	123	48	205	69	287	78	451
	Muy Buena	43	<3	1	17	129	33	215	67	301	76	473
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal	Pobre	47	>=3	2	45	282	64	470	77	658	83	1034
	Medio	53	>=3	2	38	318	60	530	72	742	78	1166
	Buena	59	>=3	2	33	354	54	590	69	826	77	1298
	Pobre	47	<3	1	40	141	60	235	72	329	78	517
	Medio	53	<3	1	34	159	54	265	69	371	77	583
	Buena	59	<3	1	25	177	38	295	67	413	76	649
Masa forestal (bosques, monte bajo, ...)	Muy Clara	61			56	183	75	305	86	427	91	671
	Clara	67			45	201	68	335	78	469	83	737
	Media	71			40	213	60	355	69	497	76	781
	Espesa	73			36	219	52	365	62	511	68	803
	Buena	79			29	237	43	395	54	553	60	869
Rocas permeables		83	>=3	2	94	498	94	830	94	1162	94	1826
		83	<3	1	91	249	91	415	91	581	81	913
Rocas impermeables		89	>=3	2	96	534	96	890	96	1246	96	1958
		89	<3	1	93	267	93	445	93	623	93	979

Fuente: Pequeños embalses de Uso Agrícola. p. 108

R: Surcos rectos

N: Curvas de nivel

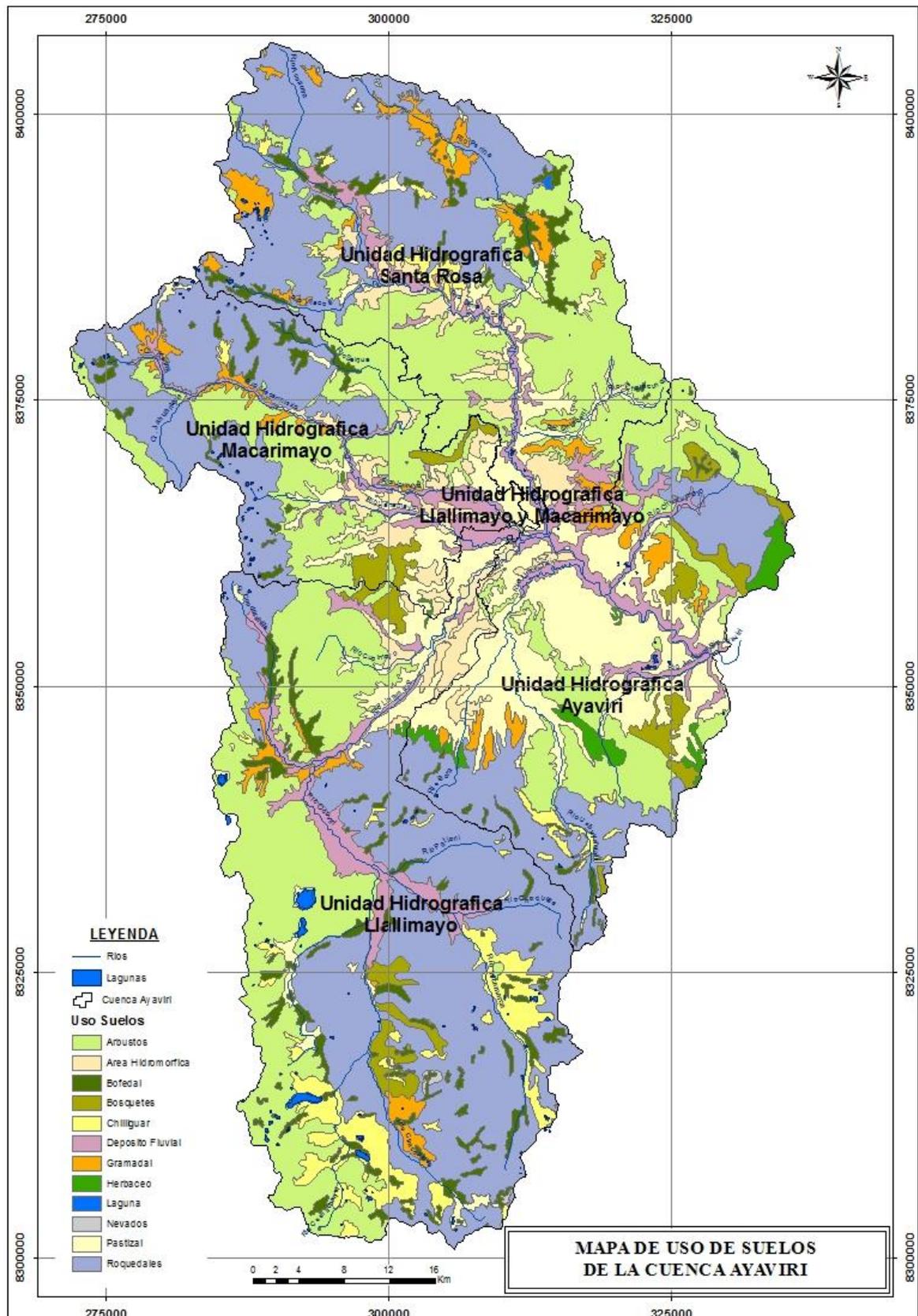


Figura 3.07 : Mapa de usos de suelos.

3.4.7.4 Mapa de número Curva

La metodología seguida para combinar las capas de información y obtener el número de curva se presentó en un informe del CEDEX (1994) realizado con la colaboración del Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente de la UPV. A cada una de las variables que interviene en la obtención del número de curva se le asignó un número primo, considerando que la característica hidrológica era única Cuadro N° 3.05. Los mapas de entrada se reclasificaron con estos nuevos valores, excepto el de pendientes, ya que sus valores ya coincidían con los correspondientes números primos (1 y 2).

Dada la singularidad de los números primos, el producto de ellos siempre dará un número diferente. Así pues, si se multiplican los mapas de usos de suelo, pendiente y tipos de suelo, dará un resultado diferente por cada combinación de tres números primos Cuadro N° 3.05 De esta manera, conociendo el resultado del producto se puede saber de qué características de uso, tipo del suelo y de pendiente se tratan y se podrá encontrar su número de curva en la Cuadro N° 3.05, para obtenerlo con el SIG de una manera automática, se ha creado un archivo de reclasificación con todos los valores posibles, el cual se utiliza para reclasificar el mapa que contiene el producto de los tres mapas de entrada. Estos valores del número curva pueden verse modificados según sean las condiciones de humedad del suelo anteriores al evento estudiado.

Con la premisa de la descripción anterior se elabora el mapa de número curva conforme al siguiente esquema, ver figura 3.08.

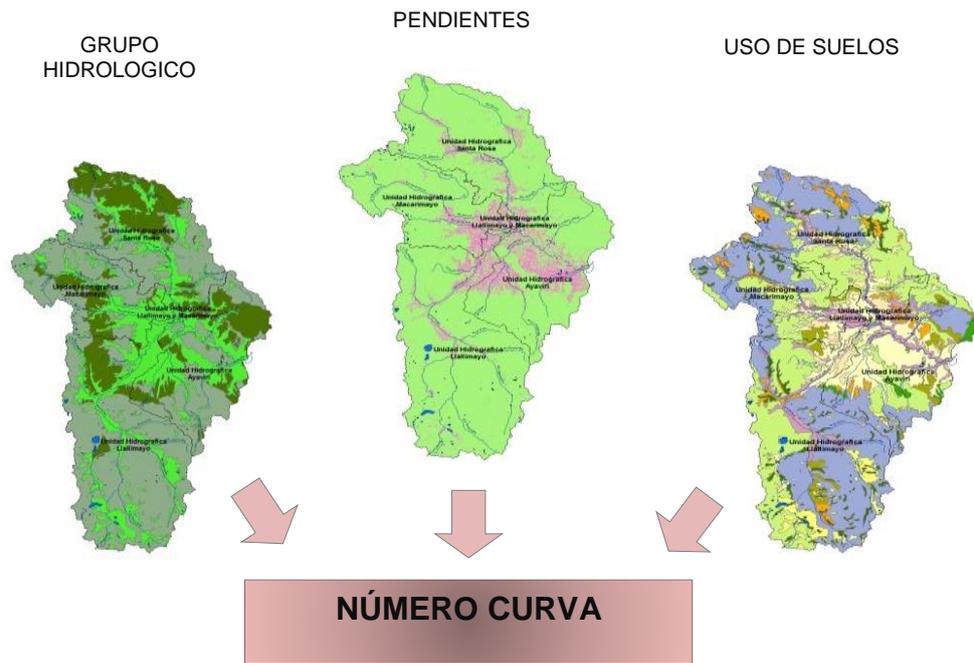


Figura 3.08 : Esquema para la obtención del número curva.

3.4.8 Método SCS para abstracciones para determinar la lluvia efectiva

La hipótesis de este método de SCS consiste en que las relaciones de las dos cantidades reales y las dos cantidades potenciales son iguales, es decir.

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{P - Ia} \dots\dots\dots (3.79)$$

Donde:

- Pe = Exceso de precipitación o escorrentía directa.
- P = Profundidad de precipitación.
- Fa = Profundidad adicional del agua retenida en la cuenca.
- S = Retención potencial máxima.
- Ia = Abstracción inicial antes del encharcamiento.

Del principio de continuidad

$$P = Pe + Ia + Fa \dots\dots\dots (3.80)$$

Combinando las ecuaciones anteriores y resolviendo para Pe se encuentra.

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S} \dots\dots\dots (3.81)$$

La cual es la ecuación básica para el calculo de la profundidad de de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS.

Al estudiar los resultados obtenidos para muchas cuencas experimentales pequeñas, se desarrollo una relación empírica.

$$Ia = 0.2S \dots\dots\dots (3.82)$$

Con base en esto:

$$Pe = \frac{(P - 0.2S)^2}{P - 0.8S} \dots\dots\dots (3.83)$$

Al representar en graficas la información de *P* y *Pe* para muchas cuencas, el SCS encontró curvas. Para estandarizar estas curvas, se define un numero adimensional de curva CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables y superficies de agua CN=100; para superficies naturales $CN < 100$.

El número de curva y el S se relacionan por:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \dots\dots\dots (3.84)$$

Donde S esta en pulgadas. Los números de curva se aplican a condiciones de antecedentes de humedad (AMC, por sus siglas en Ingles), normales (AMC II), para condiciones secas (AMC I) y condiciones húmedas (AMC III), los números de curvas equivalentes se pueden calcularse por:

$$CN(I) = \frac{2.4CN(II)}{10 - 0.058CN(II)} \dots\dots\dots (3.85)$$

$$CN(III) = \frac{2.3CN(II)}{10 + 0.13CN(II)} \dots\dots\dots (3.86)$$

Los valores de CN para varios tipos de uso de tierra en estos tipos de suelos se dan en tablas, para la cuenca de varios tipos de suelo y con diferentes usos de tierra, se calcula un CN compuesto

3.4.9 Transformación precipitación – escorrentía con el HEC HMS.

Utilizando el software HEC – HMS versión 3.5 se determino el hidrograma de caudales máximos para cada tiempo de retorno, no se considera el caudal base por ser de poca magnitud. El proceso de transformación de precipitación escorrentía se realizo para toda la zona de estudio.

En el HEC HMS versión 3.5., en el modelo de la cuenca se eligió el método del SCS para el cálculo de la precipitación efectiva, para ello se ingreso el CN numero de curva. Para la transformación de precipitación efectiva en caudal, se eligió el método del hidrograma unitario sintético SCS ingresando el tiempo de retardo sin flujo base. Para el transito de avenida se eligió el método de muskingum para lo cual se tuvo que ingresar lo valores de los parámetros K que representa el tiempo de transito de la onda de avenida a través del tramo y X parámetro que depende del almacenamiento en cuña esta varia 0 hasta 0.5. En el modelo meteorológico se eligió la tormenta hipotética del SCS Tipo II y se ingreso la precipitación areal para toda el área de influencia del trabajo de investigación. Las especificaciones de control para todos los casos son día de inicio 17 de marzo del 2011 a las 00:00 a.m. y el día de termino 19 de marzo 2011 a las 00:00 a.m., este intervalo de tiempo de simulación se debe a que la tormenta dura 24 horas. Así se obtiene los hidrogramas de caudal máximo para los tiempos de retorno de 5, 50 y 100 años, para cada unidad hidrografica.

3.4.10 Modelo matemático de precipitación - escorrentía.

El modelamiento hidrológico, se ha realizado con el apoyo del Software HEC HMS, es un programa computacional del Sistema de

Modelamiento Hidrológico del cuerpo de ingenieros de la armada de los Estados Unidos de Norteamérica.

El HEC HMS es una versión mejorada para el entorno Windows del HEC 1 con un avance significativo en términos computación e ingeniería hidrológica. Este programa simula los procesos de precipitación – escurrimiento y procesos de transito de avenidas. Los modelos utilizados en este trabajo en particular fueron los siguientes:

- ✓ Modelo de la Cuenca
- ✓ Modelo Meteorológico
- ✓ Control de Especificaciones

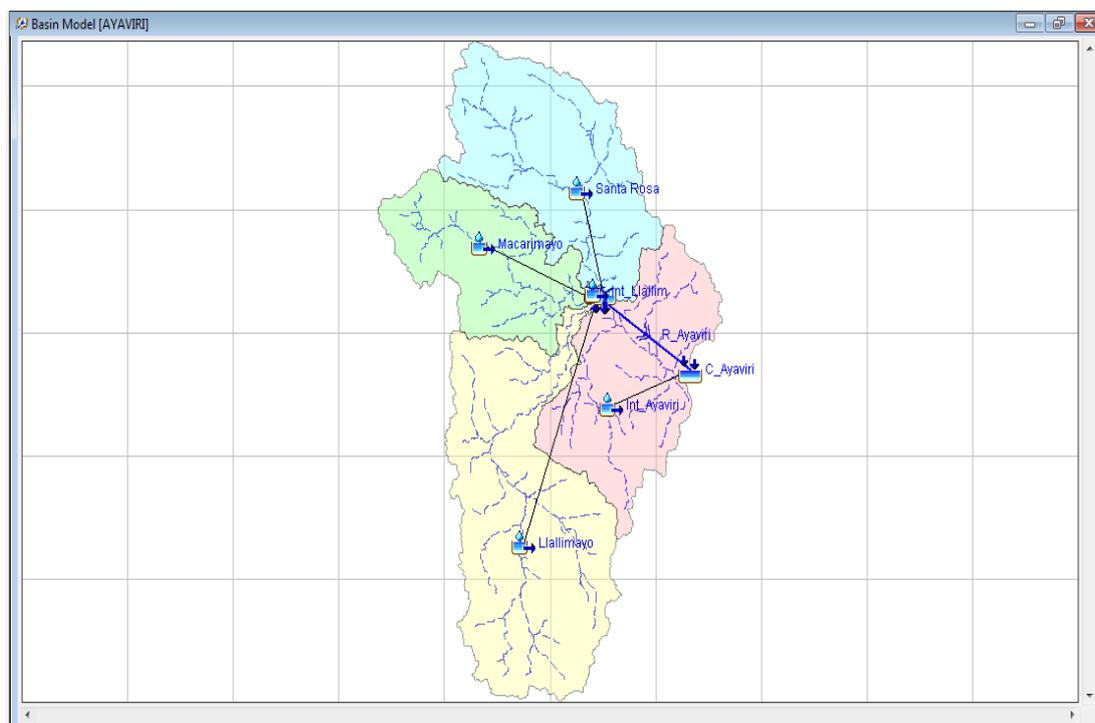


Figura 3.09 : Modelo de la Cuenca del rio Ayaviri HEC - HMS

3.4.10.1 Modelo de la Cuenca

A. Modelos Perdida de Agua

Para este caso se ha utilizado el modelo SCS o numero de curva, lo que se necesita conocer básicamente el tipo de cobertura que tiene la cuenca y el tipo de suelo relacionado al grado de infiltración. Para lo que

se requiere necesariamente el respectivo reconocimiento de campo y apoyarse en los mapas temáticos de cobertura y suelo que se pueda disponer.

De acuerdo al US Soil Conservation Service, el escurrimiento superficial acumulado Q en mm. (Equivalente a la lluvia en exceso P_{ex}), tiene la siguiente expresión:

$$Q = P_{ex} = \frac{Pe^2}{Pe + S} \dots\dots\dots (3.87)$$

Siendo “S” la infiltración potencial (mm) estimada en función al denominado número de curva CN.

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \dots\dots\dots (3.88)$$

“Pe” es la denominada precipitación en exceso acumulada.

$$Pe = P - I_a \dots\dots\dots (3.89)$$

Donde “P” es la lluvia acumulada y “Ia” es la abstracción inicial (Ia = 0.20 S). Sustituyendo las ecuaciones (3.88) y (3.89) en (3.87), tenemos.

$$Q = P_{ex} = \frac{\left(P - \frac{5080}{CN} + 50.8 \right)^2}{\left(P + \frac{20320}{CN} - 203.2 \right)} \dots\dots\dots (3.90)$$

B. Modelo de Transformación Precipitación Escorrentía.

En el presente trabajo se ha utilizado los hidrograma unitario sintético que se describen a continuación y que es la secuencia del procedimiento que se realizara en la simulación hidrológica del software HEC HMS.

B.1 Hidrograma Unitario Adimensional SCS.

Este método fue desarrollado inicialmente para estimar avenidas de hidrogramas de cuencas pequeñas, sin embargo, desarrollos posteriores permiten aplicarlo a cuencas mayores.

Se utilizo el hidrograma sintético en el cual el caudal se expresa por la relación de caudal (q) con respecto al caudal pico (qp) y el tiempo por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario, Tp. Los valores de qp y Tp pueden estimarse utilizando un modelo simplificado de un hidrograma unitario triangular.

Se considero que el tiempo de recesión pueda aproximarse como 1.67 Tp. Como el área bajo el hidrograma unitario debería ser igual a la escorrentía directa de 1 cm. (o 1 pulg.), puede demostrarse que:

$$Q_p = \frac{CA}{T_p} \dots\dots\dots (3.91)$$

Donde C = 2.08 y A es el área de drenaje en Km².

El tiempo de retardo se calculo mediante la relación Tp = 0.6 Tc, donde Tc es el tiempo de concentración de la cuenca, el tiempo de ocurrencia del pico Tp se expreso en términos de tiempo de retardo Tp y de la duración de la lluvia efectiva Tr.

$$T_p = \frac{t_r}{2} t_p \dots\dots\dots (3.92)$$

B.2 Transito de Avenidas o Propagación de Caudales.

Se denomina transito de avenidas, transito de hidrograma, propagación de caudales al procedimiento a través del cual se puede determinar el hidrograma del caudal, de un punto de un curso agua utilizando hidrogramas conocidos en uno o mas puntos aguas arriba.

Para el presente trabajo de investigación el método para determinar el transito de avenida fue: el método de Muskingum.

Método de Muskingum.

Entre los métodos hidrológicos, probablemente el mas utilizados por su sencillez es el de muskingum, este método maneja relaciones caudal almacenamiento variables. Este método modela el almacenamiento en cause mediante la combinación de dos tipos de

almacenamiento.

Un Almacenamiento Prismático: formado por un volumen de sección transversal constante a lo largo del cause prismático.

Un Almacenamiento en Cuña: formado por la diferencia entre los caudales de entrada y de salida, o bien, por la pendiente de la lámina de agua en el tramo considerado.

Durante el avance de la avenida, el caudal de entrada es mayor que el caudal de salida y se forma lo que se denomina cuña positiva y durante la recesion, el caudal de entrada es menor al caudal de salida, formándose una cuña negativa.

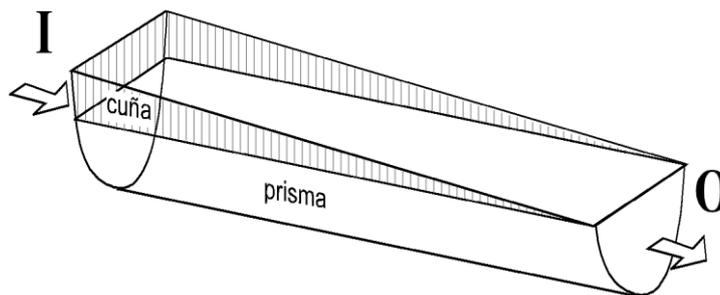


Figura 3.10 : Almacenamiento por prisma y por cuña.

El volumen de almacenamiento prismático es proporcional al caudal de salida, ya que se supone que el caudal de salida es proporcional al área de la sección del cause.

$$S^{\text{prisma}} = S_p = K O \dots\dots\dots (3.93)$$

El volumen de almacenamiento por cuña es proporcional a la diferencia entre las entradas y salidas.

$$S^{\text{cuña}} = S_c = K X (I - O) \dots\dots\dots (3.94)$$

Sumando las ecuaciones (3.93) y (3.94), se obtiene.

$$S = KO + KX(I - O) \dots\dots\dots (3.95)$$

$$S = K[O + X(I - O)] \dots\dots\dots (3.96)$$

$$S = K[O + XI - XO] \dots\dots\dots (3.97)$$

$$S = K[XI + (1 - X)O] \dots\dots\dots (3.98)$$

Donde:

- S : Almacenamiento en el tramo considerado de un cause.
- I : Caudal de entrada en ese tramo.
- O : Caudal de salida en ese tramo
- K : Parámetro que representa el tiempo de transito de la onda de avenida a través del tramos.
- X : Parámetro que depende del almacenamiento en cuña, de manera que un valor X=0 esta asociado con un almacenamiento tipo embalse, mientras que un valor X=0.5, corresponde a una cuña totalmente desarrollada, valores prácticos de X pueden tomarse entre 0.2 y 0.35.

La ecuación (3.98), representa un modelo lineal de almacenamiento para la propagación de avenidas en causes, por lo método de Muskingum. Aplicando el volumen de almacenamiento en dos instantes, 1 y 2, al comienzo y al final de un intervalo de tiempo (Δt), estos pueden determinarse como:

$$S1 = K[XI1 + (1 - X)O1] \dots\dots\dots (3.99)$$

$$S2 = K[XI2 + (1 - X)O2] \dots\dots\dots (3.100)$$

La variación en el almacenamiento a través del tramo, seria la diferencia entre ambos almacenamientos:

$$S2 - S1 = K\{[XI2 + (1 - X)O2] - [XI1 + (1 - X)O1]\}$$

$$\dots\dots\dots (3.101)$$

$$S_2 - S_1 = K[X(I_2 - I_1) + (1 - X)(O_2 - O_1)] \dots\dots\dots (3.102)$$

De otro lado, utilizando la ecuación de continuidad, la variación de almacenamiento es igual a:

$$S_2 - S_1 = \frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t - \frac{O_1 + O_2}{2} \Delta t \dots\dots\dots (3.103)$$

Igualando las ecuaciones (3.102) y (3.103), se tiene:

$$K[X(I_2 - I_1) + (1 - X)(O_2 - O_1)] = \frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t - \frac{O_1 + O_2}{2} \Delta t \dots\dots\dots (3.104)$$

Obtención de K y X para Zona de Estudio

Si se encuentran disponibles los hidrogramas de entrada y salida observados para un tramo de un río, se pueden determinar los valores de K y X, utilizando la siguiente metodología.

- ✓ Se asumen los valores de X.
- ✓ Utilizando la información de los caudales de entrada y salida, se calculan para diferentes valores de X, los valores del numerador y del denominador, para la expresión de K, la cual se determina con la siguiente ecuación.

$$K = \frac{\frac{\Delta t}{2} [(I_1 + I_2) - (O_1 + O_2)]}{X(I_2 - I_1) + (1 - X)(O_2 - O_1)} \dots\dots\dots (3.105)$$

- ✓ Los valores calculados del numerador y denominador de la ecuación (3.105), se coloca en un grafico como ordenadas y ábsidas, respectivamente, lo que producirá una curva en forma de lazo. El valor de X que produzca un lazo, lo mas parece sido posible a una recta única, se utilizara para calcular el valor de K, que es la pendiente de dicha recta. En la figura 3.12, la que tiene una mejor forma de una línea es la que corresponde a X = 0.2.

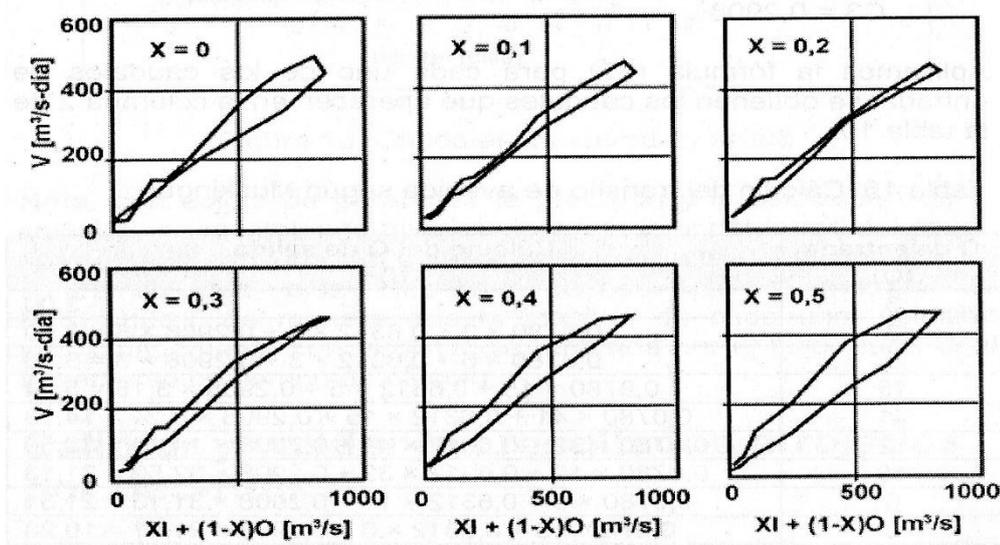


Figura 3.11 : Obtención de los parámetros K y X de Muskigum.

3.4.10.2 Modelo Meteorológico.

El modelo meteorológico consiste en definir la tormenta de diseño que será utilizada en la simulación de la relación de precipitación escorrentía para toda la área de influencia del trabajo de investigación. Para esto se a determinado la tormenta de diseño con la distribuciones teóricas Log Normal de 2 Parámetros, Gumbel y Log Pearson Tipo III, antes se ha analizado sus respectivas consistencias y sus ajuste de dichas distribuciones, por los que se ha tomado el criterio de escoger las tormentas de diseño que mayor se ajusta a nuestros datos y se adecua a la zona de ubicación de nuestro estudio, para lo cual se ha usado aplicando el modelo meteorológico de SCS Store.

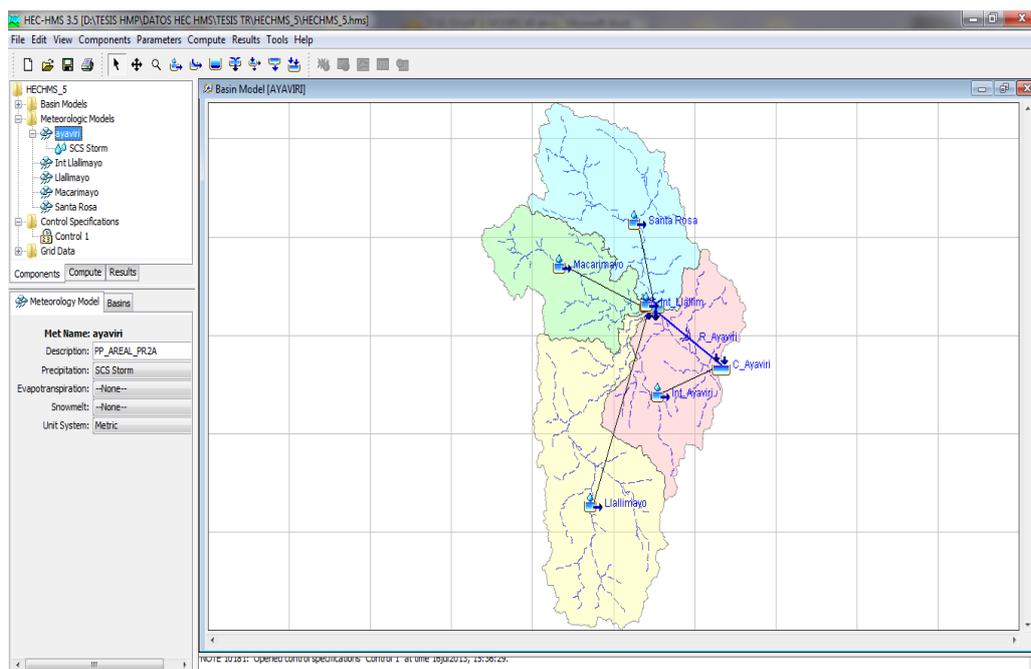


Figura 3.12 : Modelo meteorológico de la cuenca en estudio.

3.4.10.3 Especificaciones de Control.

En estos ítems consiste en definir el día y hora de inicio y final de la simulación, así como el intervalo de tiempo a ser considerado en la simulación. La combinación de los modelos descritos anteriormente es:

- ✓ Modelo de la Cuenca
- ✓ Modelo Meteorológico
- ✓ Control de Especificaciones

Estos determinan las respectivas corridas (runs), mediante las opciones run configuration y run manager del menú simulación (simúlate) del HEC HMS.

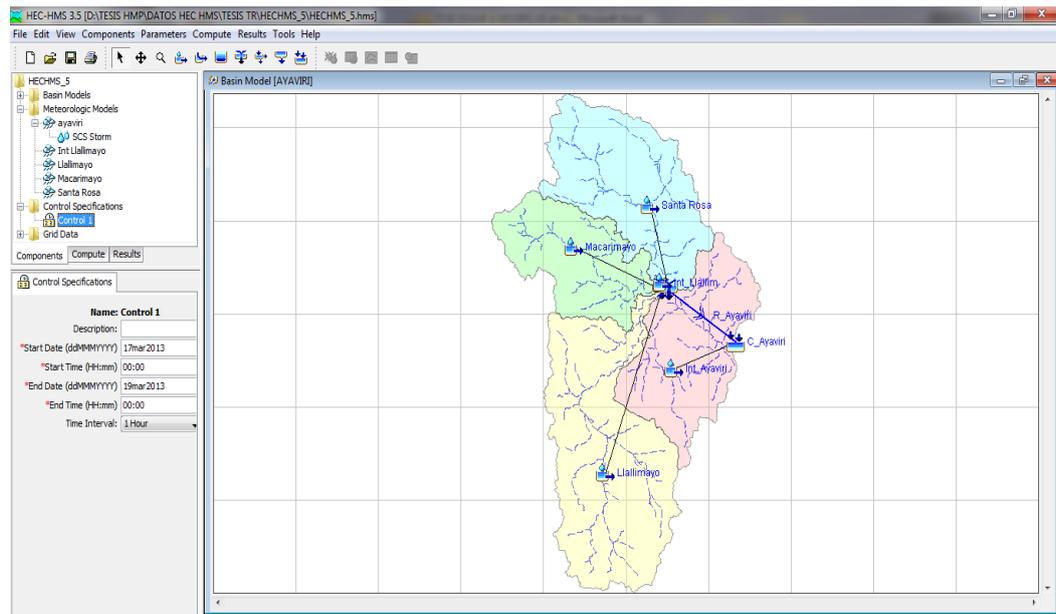


Figura 3.13 : Especificaciones de control.

3.4.10.4 Caudal Máximo de Diseño.

Puesto que es el parámetro de mayor importancia el caudal máximo de avenida, se vio por conveniente realizar varias corridas en el programa hasta determinar un caudal pico que se ajuste para las condiciones de la zona de estudio. Esto a partir de los datos de precipitación máxima en 24 horas y los parámetros que ya se determinaron con la metodología anteriormente descrita.

Finalmente se ha generado el caudal de diseño para diferentes periodos de retorno, los cuales se ha redondeado aun valor entero de los resultados obtenidos en la corrida del programa precipitación – escorrentía (HEC – HMS).

3.5 CÁLCULO Y MODELACION HIDRAULICA.

3.5.1 Metodología a seguir para realizar la simulación utilizando HEC-GeoRAS.

Para el modelamiento de máximas avenidas del rio Ayaviri, se desarrolla los pasos a seguir para realizar la simulación hidráulica con el objeto de que el presente documento sirva como guía a cualquiera que

este interesado en realizar este tipo de trabajos, como se manifestó anteriormente.

3.5.1.1 Creación de un archivo en ArcGis.

Al abrir el programa ArcGis automáticamente se abre la ventana de ArcMap, donde podemos elegir entre abrir un archivo existente y/o abrir un archivo nuevo.

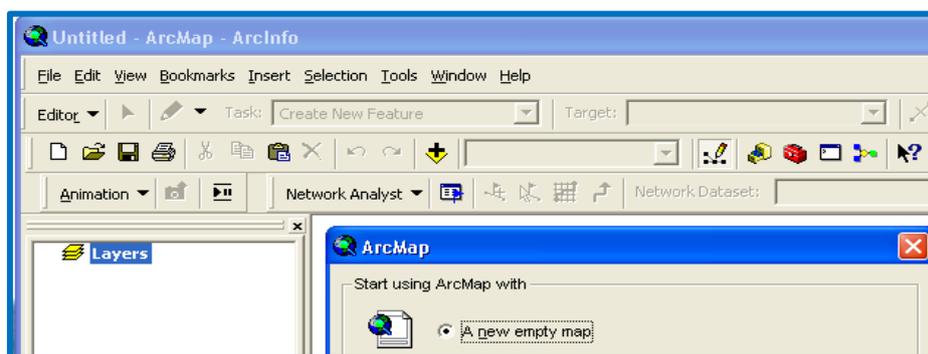


Figura 3.14 : Creación de archivo ArcMap.

Para empezar a trabajar con ArcMap, es importante asegurarnos que las extensiones estén activadas: La activación de las extensiones se realiza desde el desplegable *Tools/Extensions* y activamos las herramientas requeridas y finalmente pulsaremos Close para cerrar la ventana.

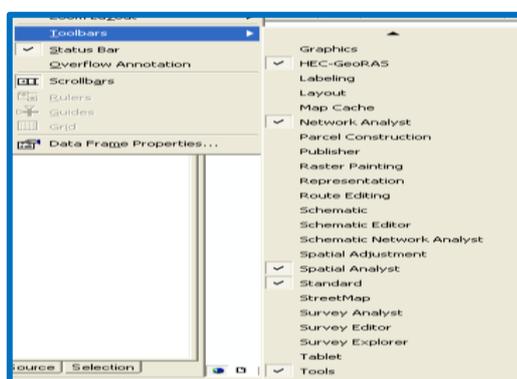


Figura 3.15 : Activación de extensiones ArcMap.

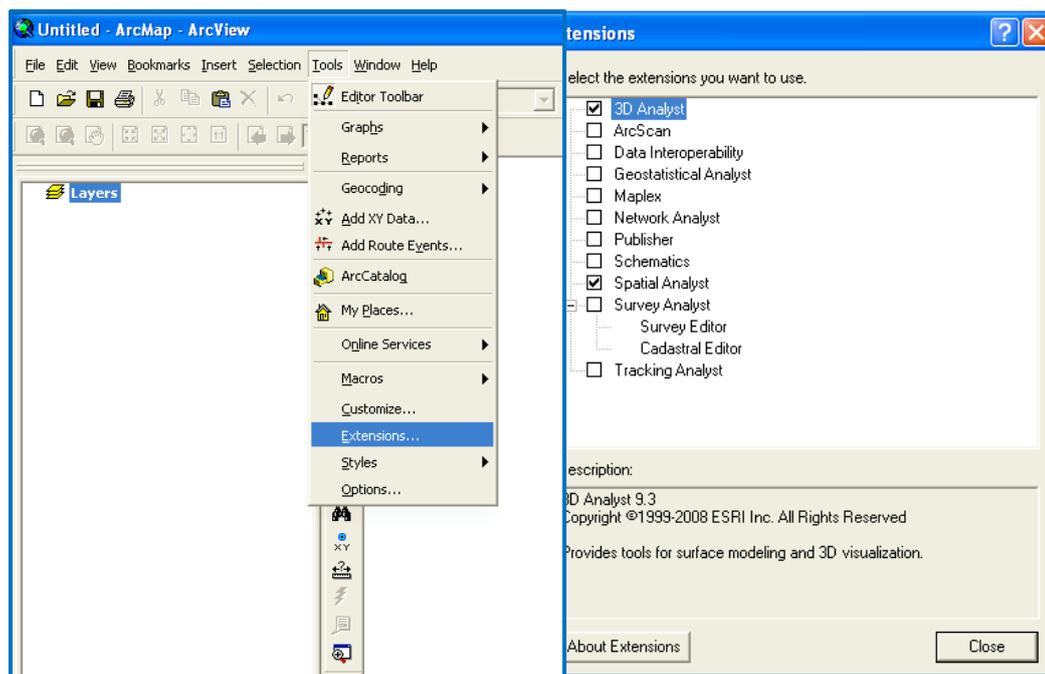


Figura 3.16 : Activación de las extensiones 3D Analyst y Spatial Analyst

3.5.1.2 Cartografía necesaria

Es necesario un MDT (modelo digital del terreno) en formato vectorial TIN (Trianguled Irregular Network) lo más detallado posible. Este modelo puede generarse con la extensión *3D Analyst* a partir de un fichero .DBF (dbase) de puntos acotados o a partir de un fichero de CAD de curvas de nivel en cualquier formato (DXF o DWG). De este TIN se extraerán los datos geométricos de las secciones transversales.

En caso de disponer directamente de una TIN pueden obviarse los pasos previos para su obtención que aquí se recogen.

1. Procesar la información del levantamiento topográfico del cauce, planicies de inundación existentes con el apoyo del software AutoCAD Civil3D 2011.
2. Exportar la información topográfica del AutoCAD Civil3D al Autocad en formato DWG o DXF. En este paso tener un cuidado especial y perder un tiempo si es necesario en dejar el dibujo lo más "limpio" posible: lo ideal es dejar el dibujo solo con curvas de nivel en una sola capa, sin números ni textos, ya que estos elementos dificultan la creación de un buen TIN.

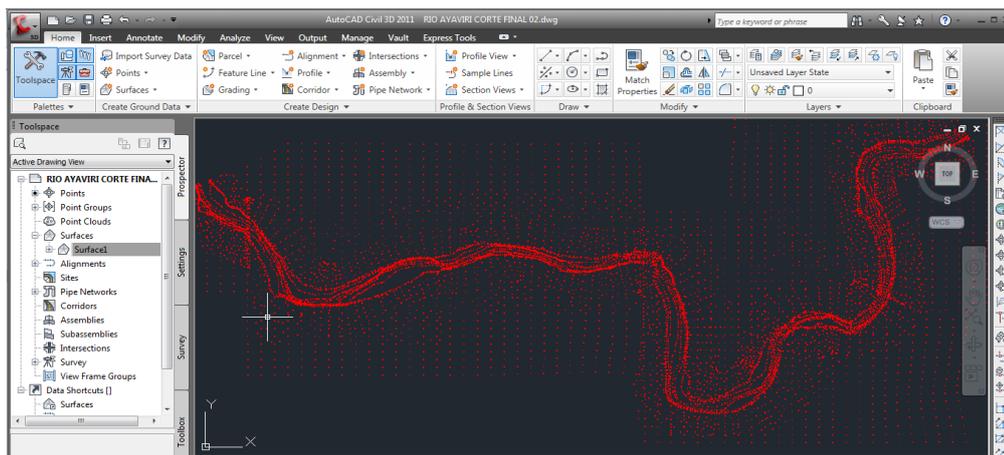


Figura 3.17 : Importación de puntos topográficos del rio Ayaviri.

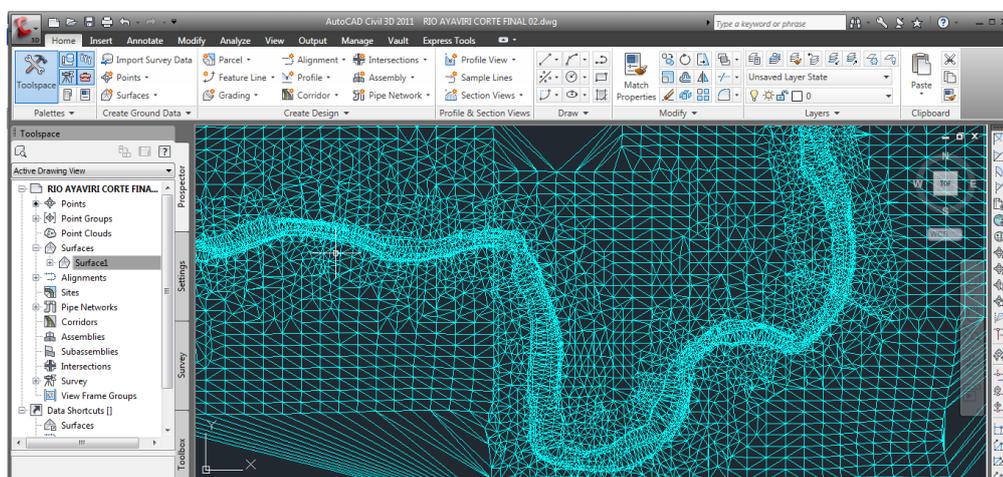


Figura 3.18 : Generación de líneas TIN en AutoCAD Civil3D.

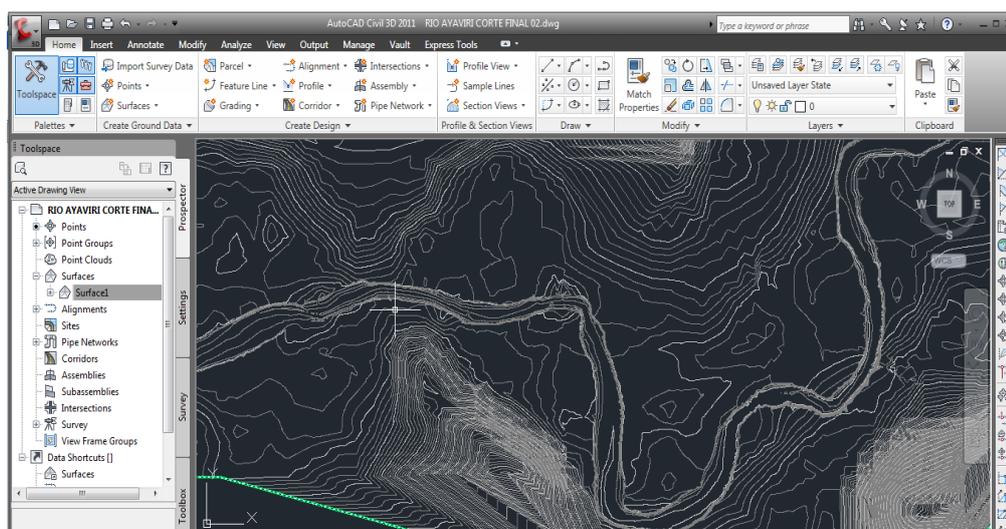


Figura 3.19 : Curvas de nivel en AutoCAD Civil3D.

3. Luego importamos desde ArcMap el archivo DWG y generamos el MDT. Para realizar esta operación es imprescindible disponer de la extensión *3D Analyst*. Debemos importar solo las líneas del dibujo DWG. Con las nuevas curvas de nivel y los puntos acotados, desde la barra de herramientas del *3D Analyst* y mediante la herramienta *Create/Modify/Create TIN from Features...*, y seleccionamos las capas para generar el TIN.

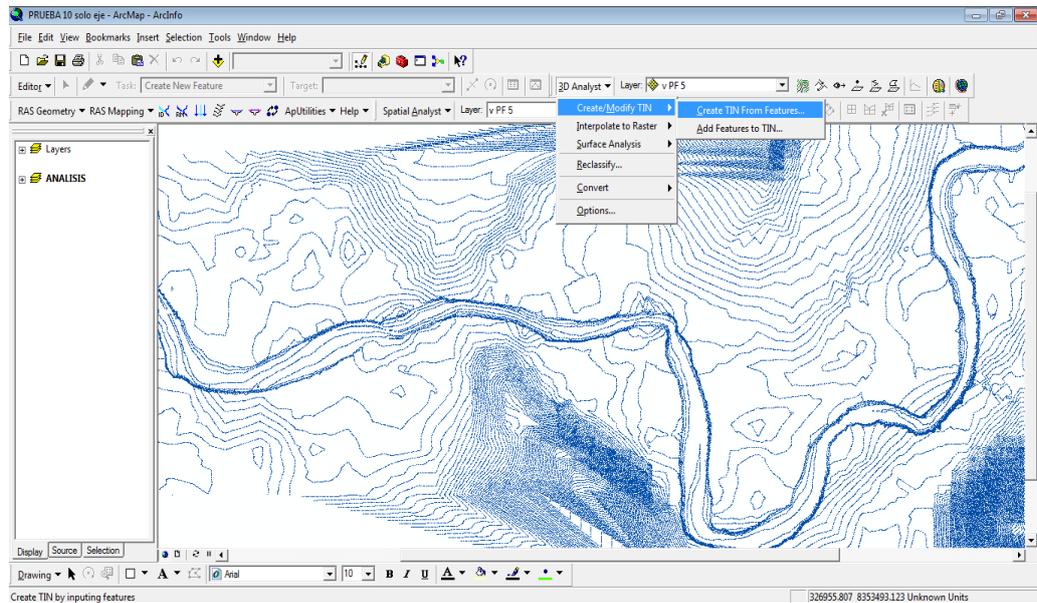


Figura 3.20 : Añadir archivo dwg a la vista de ArcMap.

4. Una vez creada la TIN tendrá un aspecto similar a la siguiente figura:

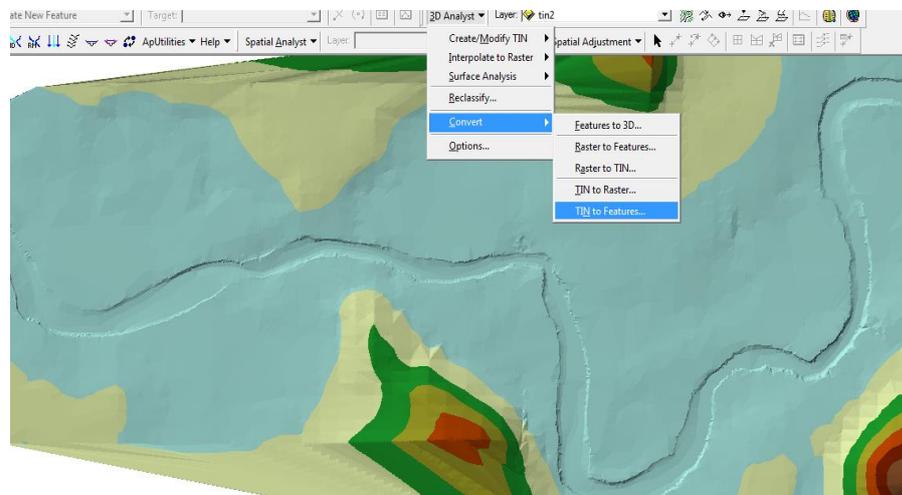


Figura 3.21 : Creación de MDT a partir de DWG.

3.5.1.3 Creación de archivo de intercambio para importar a HEC-RAS.

El uso de SIG para el modelamiento hidráulico por lo general consta de tres pasos:

1. Pre-tratamiento de los datos,
2. La ejecución del modelo, y
3. Post-procesamiento/visualización de los resultados.

3.5.1.3.1 Creación de un nuevo proyecto en HEC-GeoRAS.

Para añadir un nuevo proyecto en barra de herramientas HEC-GeoRAS, haga clic en *ApUtilities* → *Add NewMap*.

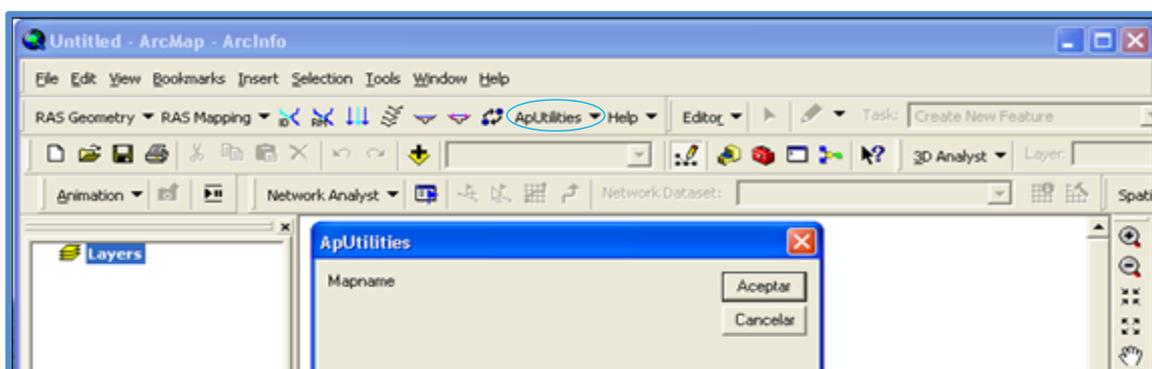


Figura 3.22 : Creación de un nuevo proyecto en HEC-GeoRAS.

Para crear un archivo de la geometría del río, haga clic en el botón Añadir *Add data*  en ArcMap, y luego vaya a MDT para añadir el terreno en estudio, los mismos que deben estar en el mismo sistema de coordenadas de todos los datos.

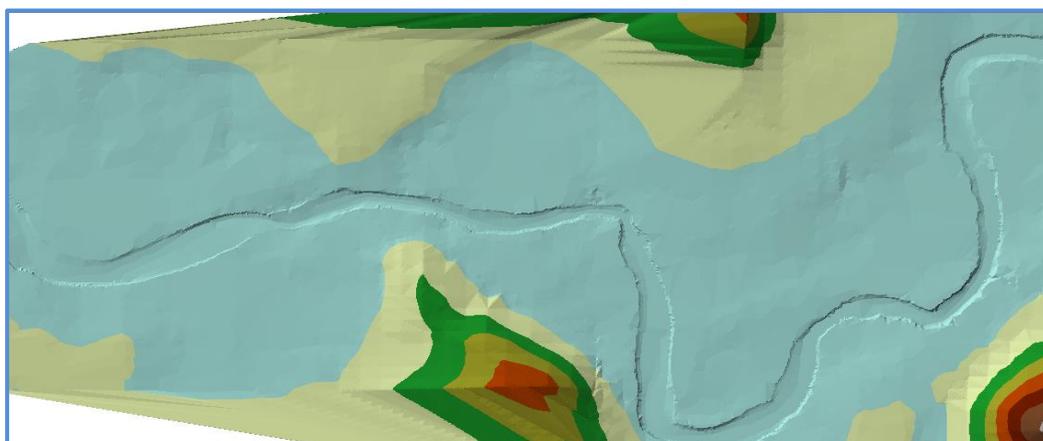


Figura 3.23 : Modelo Digital de Terreno en HEC-GeoRAS.

3.5.1.3.2 Creación de capas RAS.

El menú desplegable RasGeometry: Las herramientas contenidas en este menú se muestran en el orden en el que se deben utilizar. El archivo de la geometría de HEC-RAS contiene información sobre las secciones transversales, estructuras hidráulicas, márgenes de ríos y otros atributos físicos de los cauces de los ríos. El tratamiento previo con HEC-GeoRAS implica la creación de estos atributos en el SIG, y luego exportarlos al archivo de la geometría HEC-RAS. En HEC-GeoRAS, cada atributo se almacena en una clase de entidad separada llamada RAS como capa. Así que antes de crear los atributos del río en SIG, debemos primero crear capas vacías en SIG usando el menú *RAS Geometry/Create RAS Layers*. Verá una lista de todos los atributos posibles que puede tener en el archivo de la geometría HEC-RAS. Si lo desea, puede hacer clic en el atributo individual para crear una sola capa a la vez, o puede hacer clic en *All* para crear todas las capas.

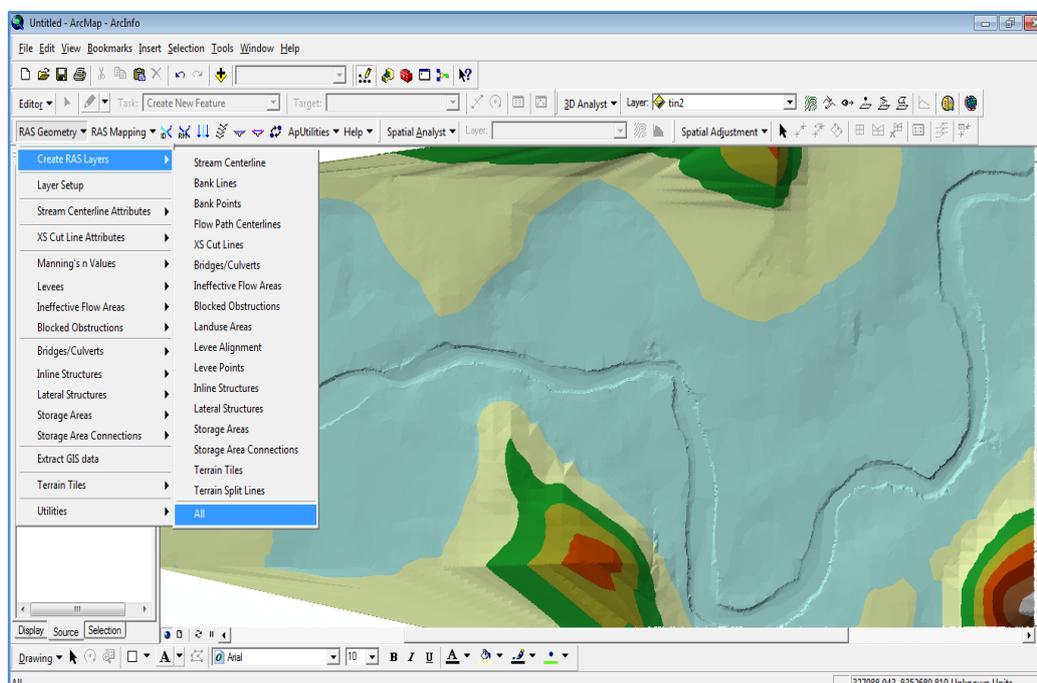


Figura 3.24 : Creación de capas RAS.

En la ventana *Create All Layers*, aceptar los nombres predeterminados y haga clic en *OK*. HEC-GeoRAS crea una base de datos geográficos en la misma carpeta donde se guarda el documento de mapa.



Figura 3.25 : Creación de capas.

3.5.1.3.3 Creación de la línea central del río.

La línea central del río se utiliza para establecer el alcance de la red fluvial de HEC-RAS. Vamos a crear o digitalizar una característica del tramo de aproximadamente el centro del río, y se alinea en la dirección del flujo.

Para crear la línea central del río, hacer clic en *Editor/Start Editing*, y seleccionando *Create New Feature*.



Figura 3.26 : Creación de línea central de río

Dibujar el cauce (river.shp), editando el tema vacío:

RasGeometry/Create Ras Layer/ Stream Centerline: introducimos el nombre o dejamos el que sale por defecto (river). Con esto se crea un fichero vectorial (de líneas) en una geodatabase en el que vamos a digitalizar el eje del río.

Consideraciones importantes a tomar en cuenta:

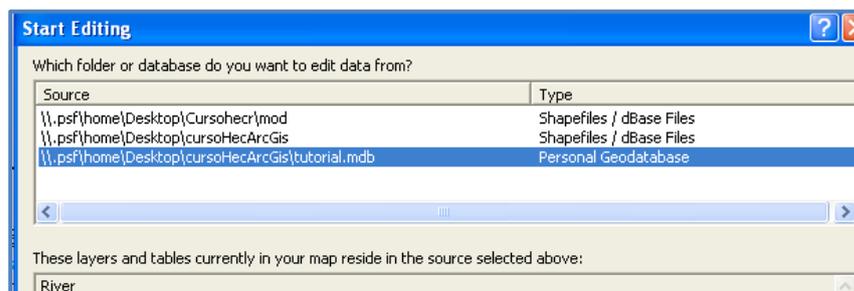
1. Las uniones entre tramos tienen que ser perfectas, es decir ningún hueco entre ellas.
2. Se digitaliza de aguas arriba a aguas abajo.

Para digitalizar y dar nombre a los tramos creados utilizaremos la barra

de Edición: 



En la barra de herramientas desplegar el Editor, elegimos la opción *Start Editing* y buscamos el directorio de nuestra geodatabase (tutorial.mbd). Pulsamos OK.



 Dibuja segmentos con sucesivos click del botón izquierdo del ratón que no son más que puntos de una polilínea, para cerrar la polilínea hacemos doble click sobre el botón izquierdo. Según se va digitalizando si damos al botón derecho aparecen unas opciones muy útiles para la digitalización. Además podemos salir de la pantalla gráfica para hacer zoom o activar alguna capa y volver a digitalizar sin perder la digitalización. Una vez terminada la edición volvemos al desplegable Editor y seleccionamos Stop Editing.

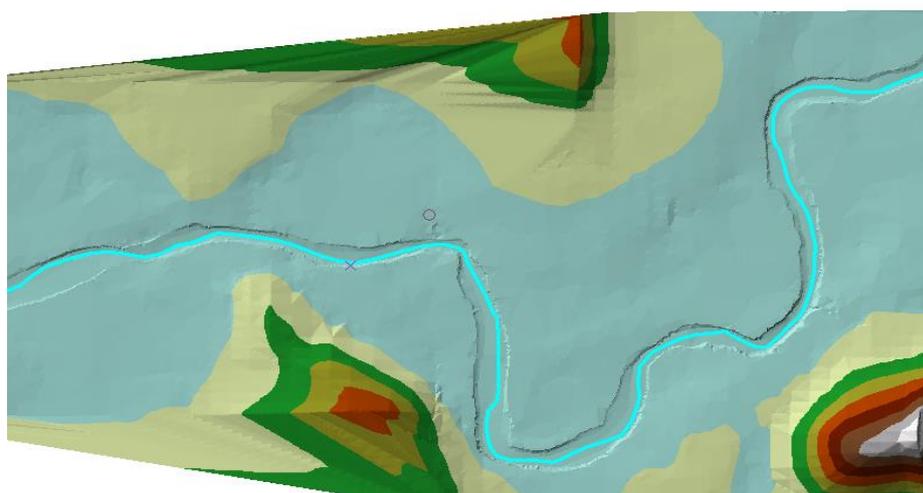


Figura 3.27 : Digitalización de eje del cauce.

Después de digitalizar el cauce, presionamos el icono . Cuando se han digitalizado todos los tramos hay que nombrarlos indicando el nombre del río y del tramo. Pulsando este botón, se va marcando tramo a tramo y en cada tramo se introduce el nombre del río y el del tramo. A nuestro río le damos el nombre Río Ayaviri y al tramo el valor 1. Pulsamos OK

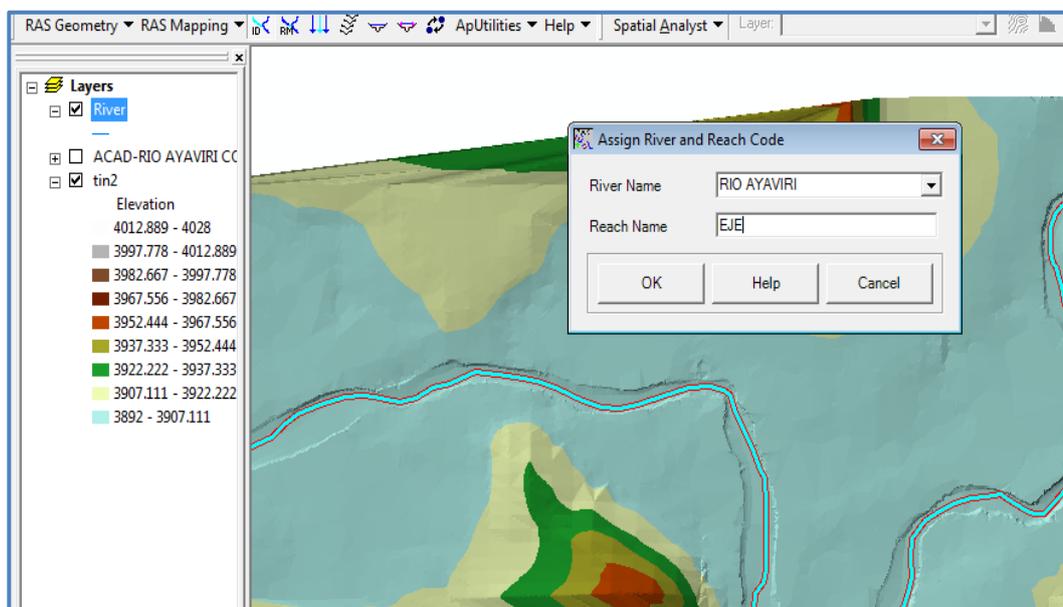


Figura 3.28 : Asignación de nombres del cauce.

Antes de seguir adelante vamos a asegurarnos de que el curso que se acaba de crear está conectado, y rellenar el resto de los atributos de la clase de elemento río (*River*) haciendo clic en *RASGeometry/Stream CenterlineAttributes/Topology*.



Figura 3.29 : Asignación de atributos a elementos río.

Confirmar Río de la corriente de la línea central y MDT, y haga clic en Aceptar. Esta función rellenará el fromnode y ToNode atributo de la clase de elemento río (*River*).

A continuación, hacemos clic en *RAS Geometry/Stream Centerline Attributes/Lengths/Stations* Esto llenará el resto de los atributos.

3.5.1.3.4 Creación de líneas que definen los bancos del río “Banks”.

Para la creación de bancos del río, se utilizan para distinguir el cauce principal de las áreas de llanura de inundación o de desbordamiento, en comparación con el canal principal, las zonas de desbordamiento se asignan los valores más altos de n de Manning para dar cuenta de más rugosidad causada por la vegetación. La creación de bancos es similar a la creación de la línea central del cauce, que pueden ser digitalizados o bien a lo largo de la dirección del flujo o en contra de la dirección del flujo, o puede ser continuado o interrumpido.

Desde el desplegable *RASGeometry/Create RAS Layer/Banks Lines*, generamos la capa vacía y procederemos a digitalizarla de la misma forma que previamente hicimos con el eje del río. En este caso debemos comprobar que en la casilla *Target* se encuentra el nombre de la capa que queremos editar, en nuestro caso Banks.

Para crear la línea central del cauce (en la clase de elemento

Bancos), edición de inicio *start editing*, y elegimos Crear una Nueva Entidad *Create New Feature* en *Task*, y los bancos como el destino.

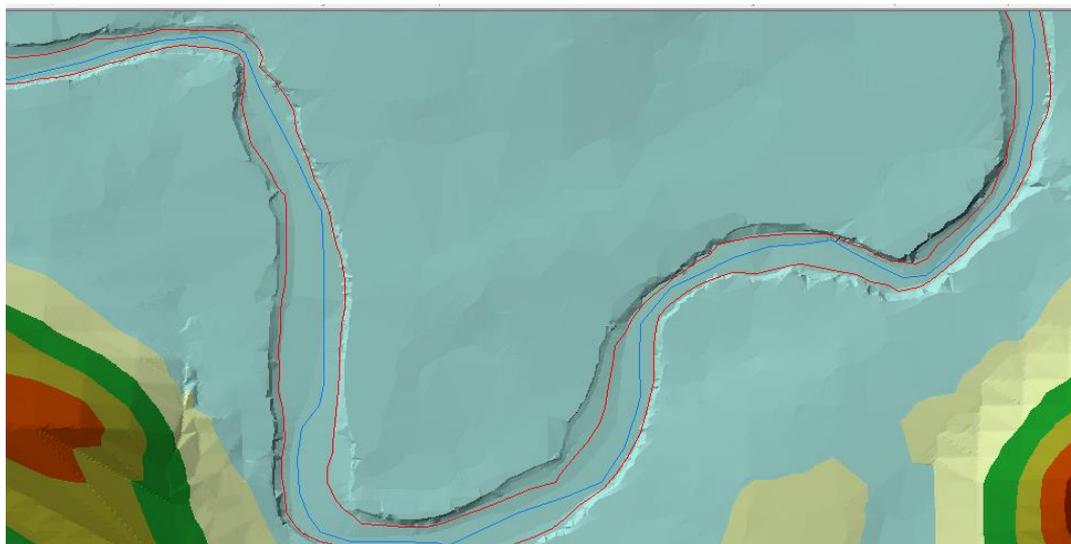


Figura 3.30 : Bancos del cauce.

3.5.1.3.5 La creación de trayectorias de flujo o *flowpaths* o centroides de las zonas por donde preveamos que circulará el flujo de agua

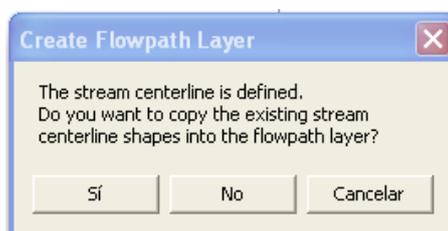
La capa *flowpath* contiene tres tipos de líneas: línea central, a la izquierda de desbordamiento, y la ribera derecha. Las líneas de paso de flujo se utilizan para determinar las longitudes de llegar a aguas abajo entre las secciones transversales en el cauce principal y más áreas del banco. Si el río central que creó anteriormente se encuentra aproximadamente en el centro del cauce principal (que lo hace), puede ser utilizado como ruta de la línea central del flujo. Hacemos clic en *RASGeometry/Create RAS Layer/Flow Path Centerlines*: El corte de estas líneas con las secciones transversales definen los puntos entre los que se medirá automáticamente, siguiendo esa línea, la distancia entre secciones por las márgenes.

Seguidamente utilizaremos la herramienta de dibujo para crear trayectorias de flujo. Las trayectorias de flujo a la izquierda y la derecha deben ser digitalizadas en la llanura de inundación en la dirección

aguas abajo, estas líneas se utilizan para calcular las distancias entre las secciones transversales en las áreas del banco.

Consideraciones importantes a toma en cuenta:

1. Se deben digitalizar (de aguas arriba a aguas abajo) una línea por cada lado del río, incluyendo el eje del cauce principal (stream centerline), pero como este eje ya está hecho, es recomendable aceptar la opción que da el programa de copiarlo automáticamente. Elegimos SI.



Bastará ahora con cerciorarnos de que se toma el eje del río correcto y se le deja el nombre por defecto para los Flowpaths.



2. Es necesario definir, para cada segmento, su situación: izquierdo (left), derecho (right) o cauce (channel).



Define la posición de “flow path centerlines”, al pulsarlo se van señalando los segmentos de línea con el cursor y en la caja de dialogo se elige la posición que corresponda.

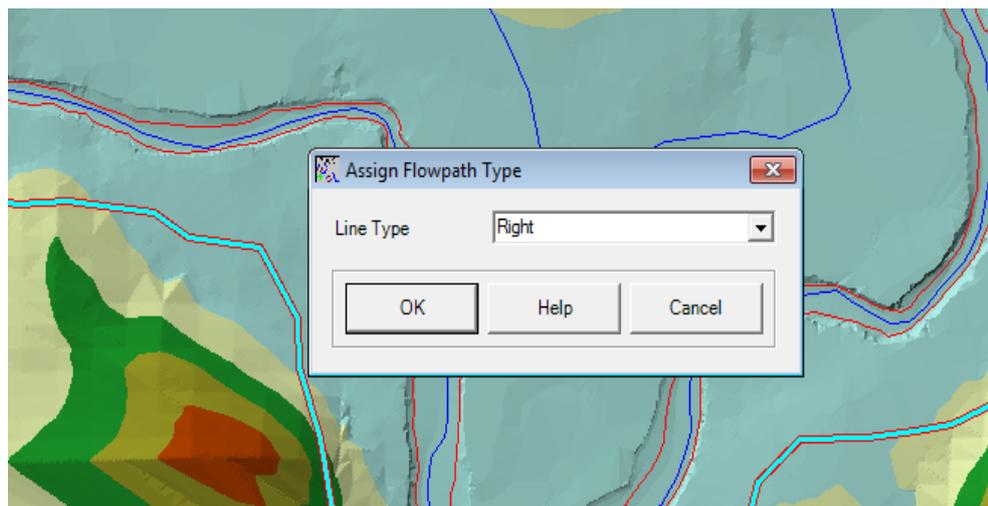


Figura 3.31 : Digitalización de la clase elemento trayectorias de flujo.

Una vez etiquetados las rutas de flujo, podemos aperturar la tabla de atributos de la clase de elemento trayectorias de flujo. El campo de tipo de línea (*Line Type*) debe tener los datos para cada fila de todas las trayectorias de flujo, si están etiquetados.

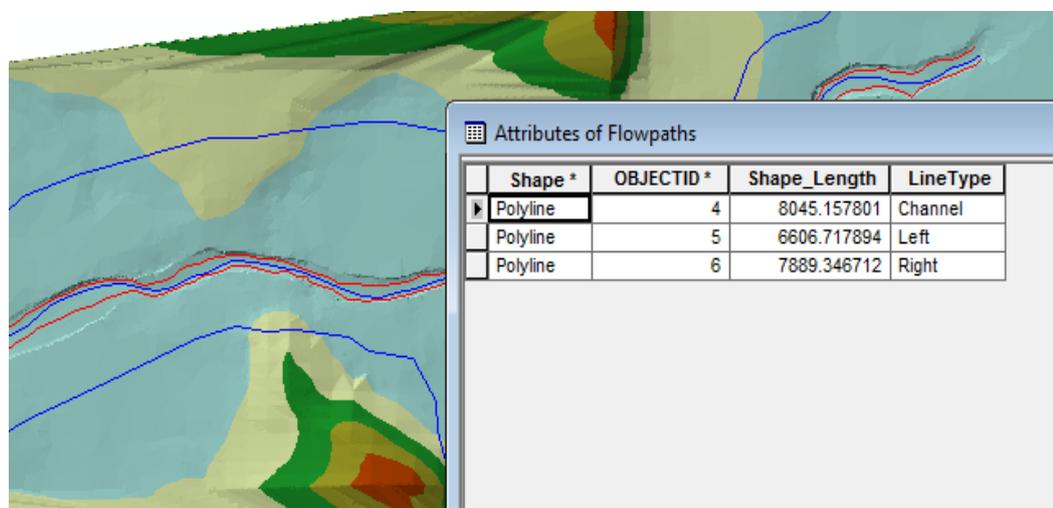


Figura 3.32 : Cuadro de atributos de la clase elemento trayectorias de flujo

3.5.1.3.6 La creación de secciones transversales.

Las secciones transversales son uno de los insumos clave para HEC-RAS, se utiliza para extraer los datos de elevación del terreno para crear un perfil de suelo a través del flujo del cauce. La intersección de

líneas de corte con otras capas RAS como línea central y las líneas de la trayectoria del flujo se utilizan para calcular atributos tales como estaciones de banco (localización de ese cauce por separado de la llanura de inundación), la longitud de alcance intermedio (distancia entre las secciones) y “n” Manning. Por lo tanto, la creación de un número adecuado de las secciones transversales va a producir una buena representación del lecho del cauce y planicie de inundación crítica. Algunas directrices deben seguirse en la creación de líneas de corte transversal: (1) que se digitalizan perpendicular a la dirección del flujo, (2) debe abarcar a toda la extensión de la inundación que se modela, y (3) digitalizados siempre de izquierda a derecha (hacia aguas abajo). A pesar de que no es necesario, pero es una buena práctica para mantener una distancia constante entre las secciones transversales, si hay estructuras (puentes o alcantarillas) a lo largo del cauce, se define una sección en el río aguas arriba y aguas abajo de esta estructura.

Para crear líneas de corte transversal (en la clase de elemento *XSCutlines*), elegimos *Create New Feature en Task*, y *XSCutlines en Target*.

Seguimos las pautas anteriores para digitalizar las secciones transversales con la herramienta de dibujo, asegurándose de que cada sección transversal es lo suficientemente amplia como para cubrir la planicie de inundación. Esto se puede hacer utilizando la herramienta  de perfil de las secciones transversales.

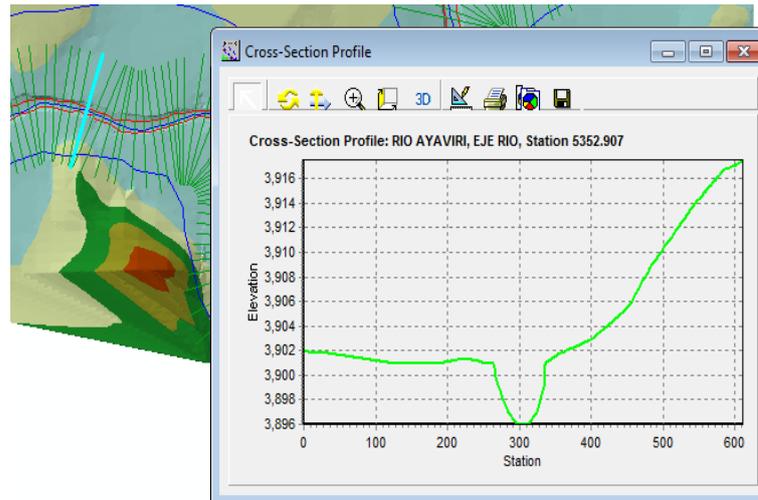


Figura 3.33 : Digitalización de secciones transversales.

Luego hacemos clic en *RASGeometry/XS Cut Line Attributes/River/Reach Names* corte de línea de atributos del río, seguidamente clic en *RASGeometry/XS Cut Line Attributes/Stationing*, Esta herramienta le asignará el número de estación (la distancia de cada sección para el extremo aguas abajo del río) para cada línea de corte transversal. Luego clic en *RASGeometry/XS Cut Line Attributes / BankStations* confirmar líneas de corte, y los Bancos, y clic en Aceptar.

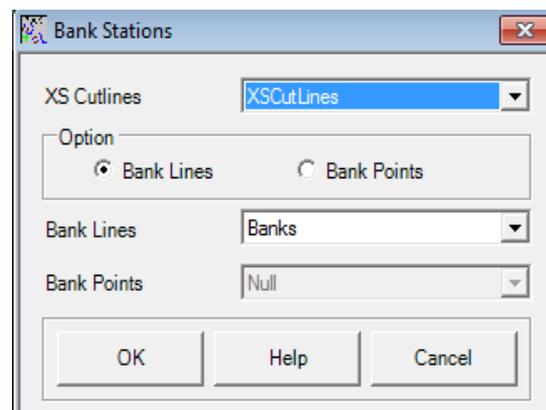


Figura 3.34 : Asignación de estaciones del banco.

Esta herramienta asigna estaciones de banco (distancia desde el punto de partida en la línea de corte a la margen izquierda y la derecha, hacia aguas abajo) a cada línea de corte transversal. Finalmente, hacemos clic en *RASGeometry/XS Cut Line Attributes/Downstream*

Reach Lengths, esta herramienta asigna distancias a la siguiente sección aguas abajo sobre la base de las trayectorias del flujo.

Las líneas de corte transversal son las líneas en 2D, sin información de elevación asociados con ellos (Polilínea). Cuando se utiliza esta herramienta para ver el perfil de la sección transversal, el programa utiliza el terreno subyacente para extraer las elevaciones a lo largo de la línea de corte. Puede convertirse las líneas de corte con atributos de línea en 2D a 3D haciendo clic en *RASGeometry/XS Cut Line Attributes/Elevations*, confirmar *XSCutlines*, y *MDT*. La nueva línea 3D se almacena en la clase de elemento *XSCutLines3D*. y clic en *Aceptar*.

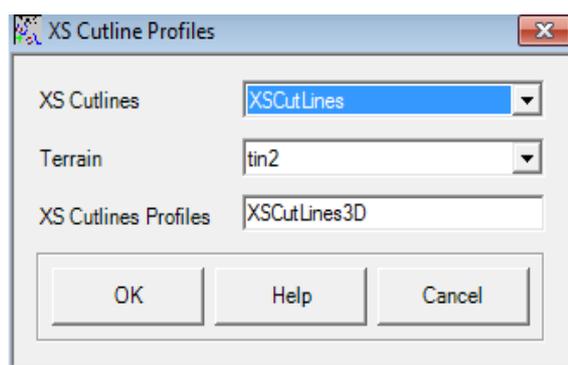


Figura 3.35 : Asignación atributos a secciones transversales.

3.5.1.3.7 La creación de puentes y alcantarillas.

Después de crear las secciones, el siguiente paso es definir puentes, alcantarillas y otras estructuras a lo largo del río.

Para crear un puente o alcantarilla se trata los mismos criterios utilizados para la creación de secciones transversales. Con el uso de la herramienta de dibujo del editor, digitalizamos el puente aguas abajo haciendo uso del modelo. Guardar los cambios y dejar de editar.

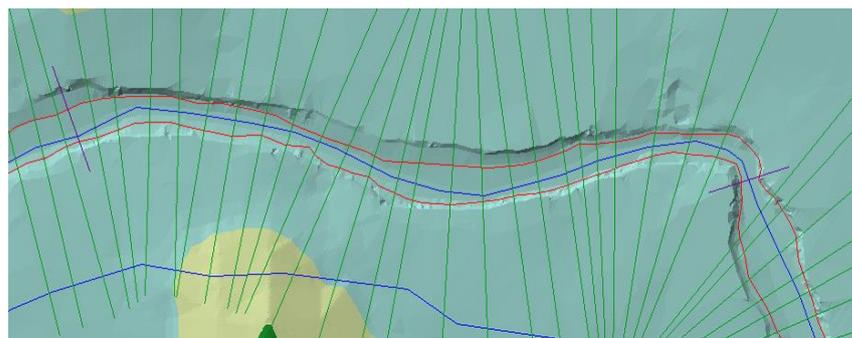


Figura 3.36 : Digitalización de puente.

Después de la digitalización del puente, es necesario asignar atributos tales como el río, nombre del tramo y número de la estación. Hacemos clic en *RAS Geometry/Bridge/Culverts/River/Reach Names* para asignar el nombre del río, luego clic en *RAS Geometry / Bridge / Culverts/Stationing* para asignar números de geometría de la estación. Cierre la tabla de atributos, salvo las modificaciones y detener la edición.

Shape *	OBJECTID *	Shape_Length	HydroID	River	Reach	Station	USDistance	TopWidth	Noc
Polyline	1	180.494365	164	RIO AYAVIRI	EJE RIO	5734.9106	<Null>	<Null>	<Nu
Polyline	2	145.651584	165	RIO AYAVIRI	EJE RIO	4495.0073	<Null>	<Null>	<Nu

Figura 3.37 : Tabla de atributos del puente.

Al igual que las secciones transversales, los puentes cuentan con tiendas de clase polilíneas 2D, se puede ver las elevaciones 3D haciendo clic en *RAS Geometry/Bridge/Culverts/Elevations* para crear una nueva clase de entidad: Bridges, MDT, Bridges3D de puentes, y Aceptar.

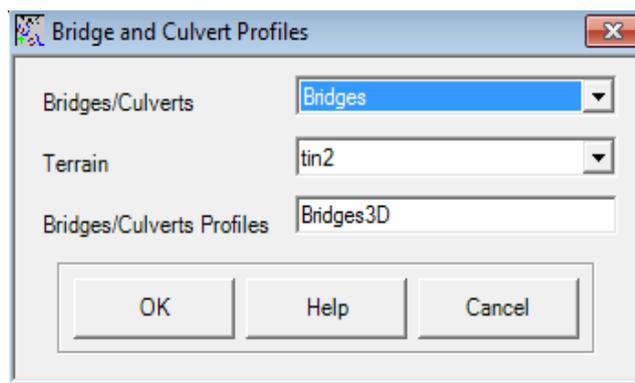


Figura 3.38 : Atributos de elevación del puente.

3.5.1.3.8 Creación de archivo de importación SIG para HEC-RAS.

Para que se pueda importar los datos GIS para crear el archivo de la geometría, se debe crear un archivo de importación, asegurándonos de que estamos exportando las capas. Hacemos clic en *RAS Geometry/Layer Setup*, y verificar las capas en cada ficha debe tener la superficie necesaria para la opción MDT.

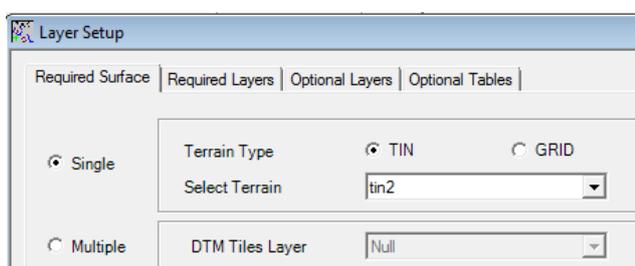


Figura 3.39 : Importación requerimiento de superficie.

La necesaria ficha capas debe tener River, XSCutLines y XSCutLines3D para Stream Centerline, XSCutLines y XSCutLines Profiles, respectivamente.

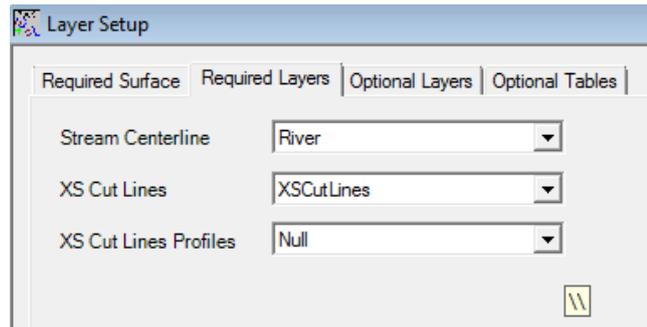


Figura 3.40 : Importación requerimiento de capa.

En la ficha opcional capas, asegúrese de que las capas que están vacíos se establecen en *NULL*.

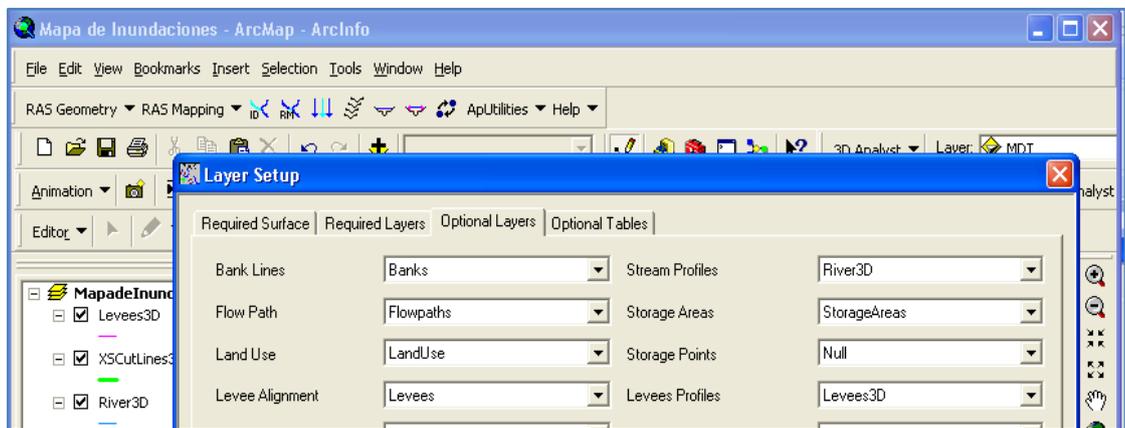


Figura 3.41 : Importación de la opción capa.

Por último, compruebe las tablas y haga clic en Aceptar

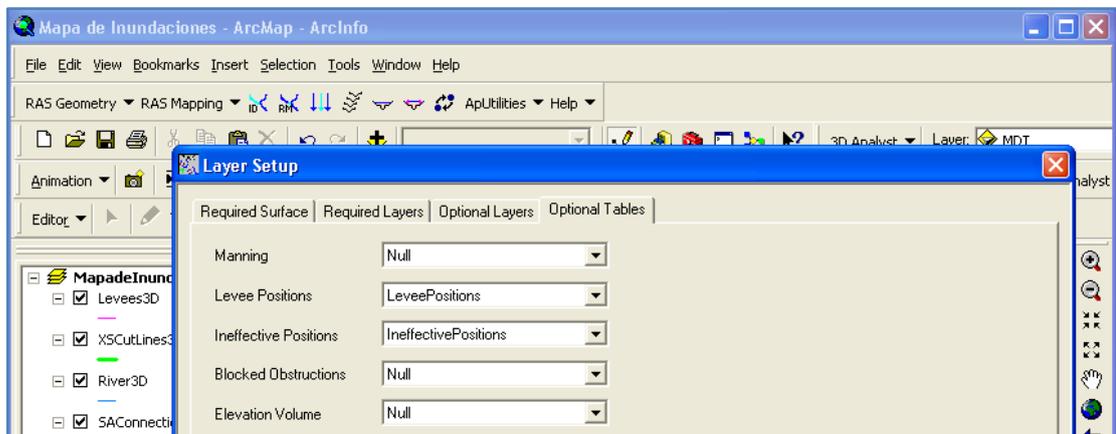


Figura 3.42 : Importación de la opción tabla.

Después de verificar todas las capas y las tablas, haga clic en *RASGeometry/Export RAS Data*.

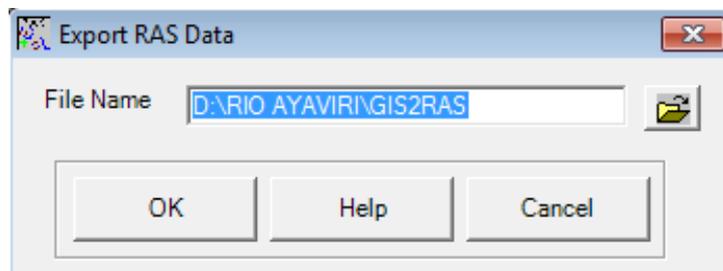


Figura 3.43 : Exportación de la geometría del río.

Confirmamos la ubicación y el nombre del archivo de exportación (ImpHecRas en este caso), y clic en Aceptar. Este proceso crea dos archivos: ImpHecRas.xml y ImpHecRas. RASImport.sdf.

3.5.1.4 Simulación de avenida extrema con HEC-RAS.

3.5.1.4.1 Generalidades

El programa HEC-RAS es un paquete integrado de análisis hidráulico del modelo del mismo nombre, programa en que el usuario actúa recíprocamente con el sistema a través del uso de una Interface Gráfica del Usuario (GUI). El sistema es capaz de realizar cálculos unidimensionales del modelo HEC-RAS de los flujos de la superficie del agua, cálculos de flujo uniforme, e incluirá flujo variado, Transporte de Sedimentos, etc.

En la terminología de HEC-RAS, un proyecto es un juego de archivos de datos asociados con un sistema de un río en particular. El modelador puede realizar cualquiera o varios tipos de análisis, incluido en el paquete de HEC-RAS, como parte del proyecto. Los archivos de datos para un proyecto se categorizan como sigue:

- ✓ Datos de planta,
- ✓ Datos geométricos,
- ✓ Datos de flujo uniforme,

- ✓ Datos de flujo variado,
- ✓ Datos de sedimentos y
- ✓ Los datos de diseño hidráulico.

Durante el curso de un estudio el proyectista puede desear formular varios planes diferentes.

Cada plan representa una simulación específica de datos geométricos y datos de flujo. Una vez introducidos los datos básicos en el HEC-RAS, el proyectista puede formular los nuevos planes fácilmente. Después de que las simulaciones son hechas para los varios proyectos, los resultados pueden compararse simultáneamente en la forma tabular y gráfica.

Los siguientes ítems nos proporcionan una apreciación global de cómo un estudio se realiza con el software de HEC-RAS.

3.5.1.4.2 Desarrollo de un Modelo Hidráulico con HEC-RAS

Hay cinco pasos principales para la creación de un modelo hidráulico con HEC-RAS:

- a) Crear un Proyecto Nuevo o Abrir uno existente
- b) Introducir los Datos Geométricos
- c) Introducir los Datos Hidráulicos: Caudal y condiciones de Contorno
- d) Crear un plan y ejecutar la simulación
- e) Ver e imprimir los resultados

Al culminar estos pasos, con los resultados o datos de salida permitirán conocer, por ejemplo, el tirante del agua, la velocidad media del flujo, etc. Estos parámetros pueden ser utilizados para diseño de obras en el cauce principal de canales, drenes, o ríos, tales como alcantarillas, puentes, bocatomas; Asimismo, para el diseño de diques, enrocados, para determinar la planicie de inundación y planificar el desarrollo urbano de una ciudad.

3.5.1.4.3 Importación de datos de la geometría en HEC-RAS.

Para iniciar el HEC-RAS hacemos clic en

Inicio/Programs/HEC/HEC-RAS/HEC-RAS 4.0. Guardar proyecto en *File/SaveProject* en la carpeta de trabajo.

Para importar los datos de SIG en HEC-RAS, ir a editor de datos geométricos *Edit/Geometric Data*, hacemos clic en *File/Import Geometry Data/GIS Format*, y clic en Aceptar.

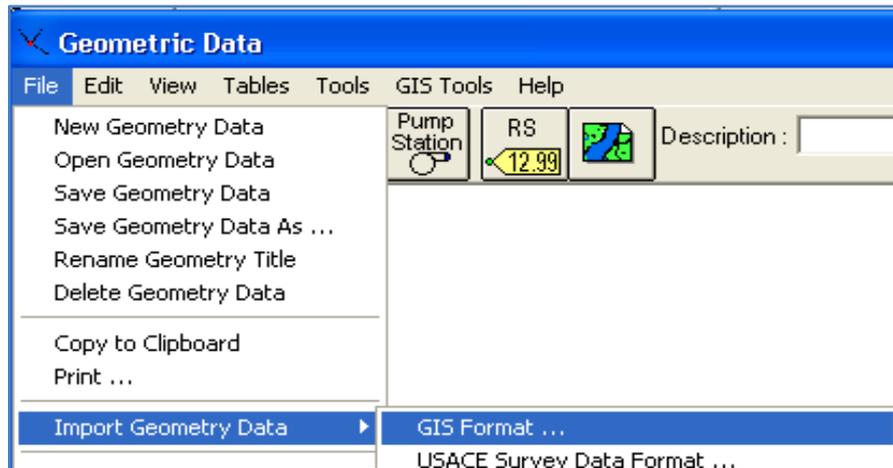


Figura 3.44 : Importación de la geometría del río desde HEC-RAS.

Nos aparecerá la siguiente pantalla, donde hemos de elegir entre SI (sistema de unidades internacional) y US (unidades estados unidos).

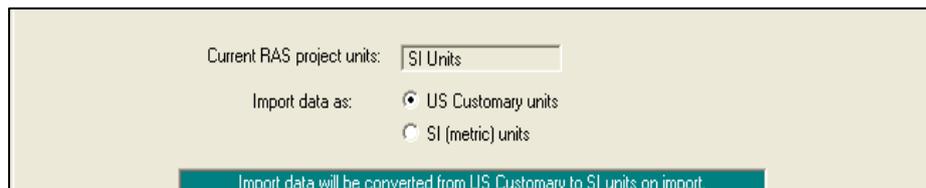


Figura 3.45 : Importación de la geometría del río opción unidades.

Confirmar el río y/o datos del tramo - *River/Reachdata*, asegurando de que todos los cuadros de importación de líneas se controlan, y clic en siguiente.

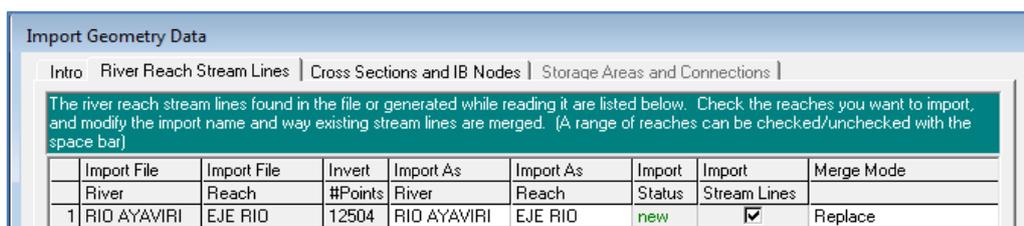


Figura 3.46 : Importación de la geometría del río opción líneas.

La última ventana que nos aparece antes de importar la geometría nos permite configurar algunos parámetros como el número de decimales que queremos en las secciones, etc. Dejamos todo como está por defecto.

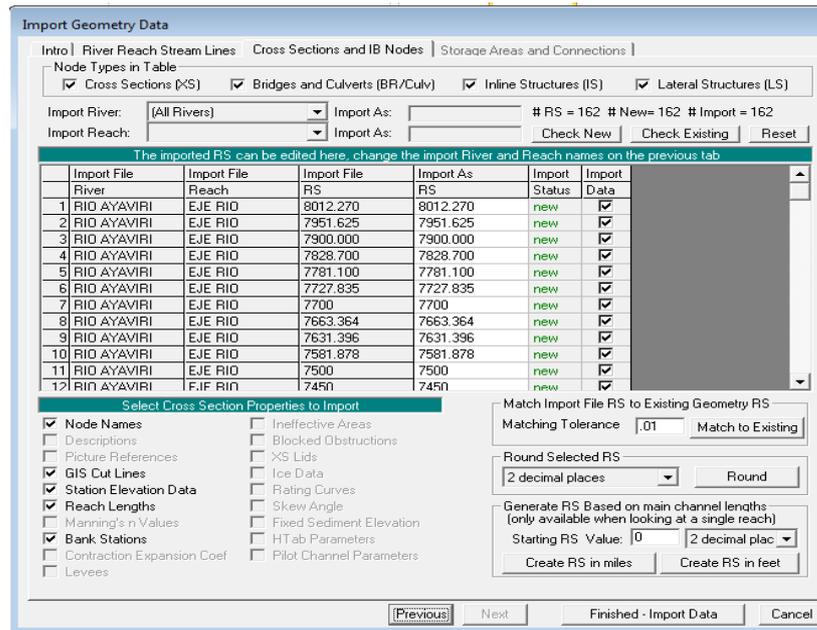


Figura 3.47 : Importación de la geometría del río opción secciones.

Dado que no tienen áreas de almacenamiento, hacemos clic en finalizar e importación de datos. Los datos serán importados al editor HEC-RAS geométricas, como se muestra a continuación:

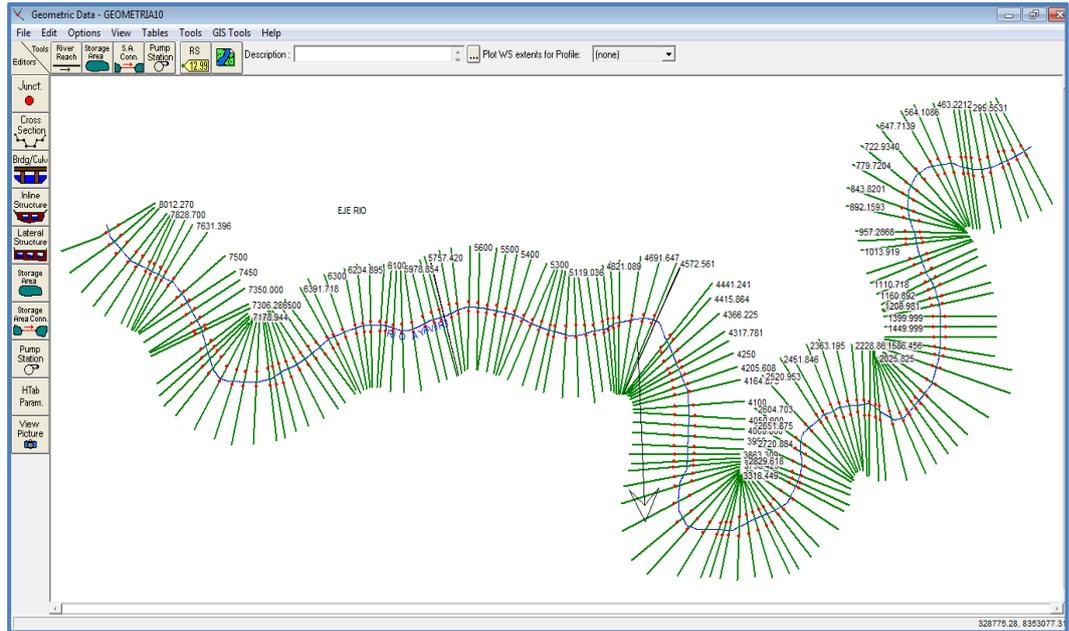


Figura 3.48 : Vista de la geometría importada desde HEC-RAS.

En este caso se ha optado por interpolar secciones con una distancia máxima de 50 metros, obteniendo la siguiente geometría:

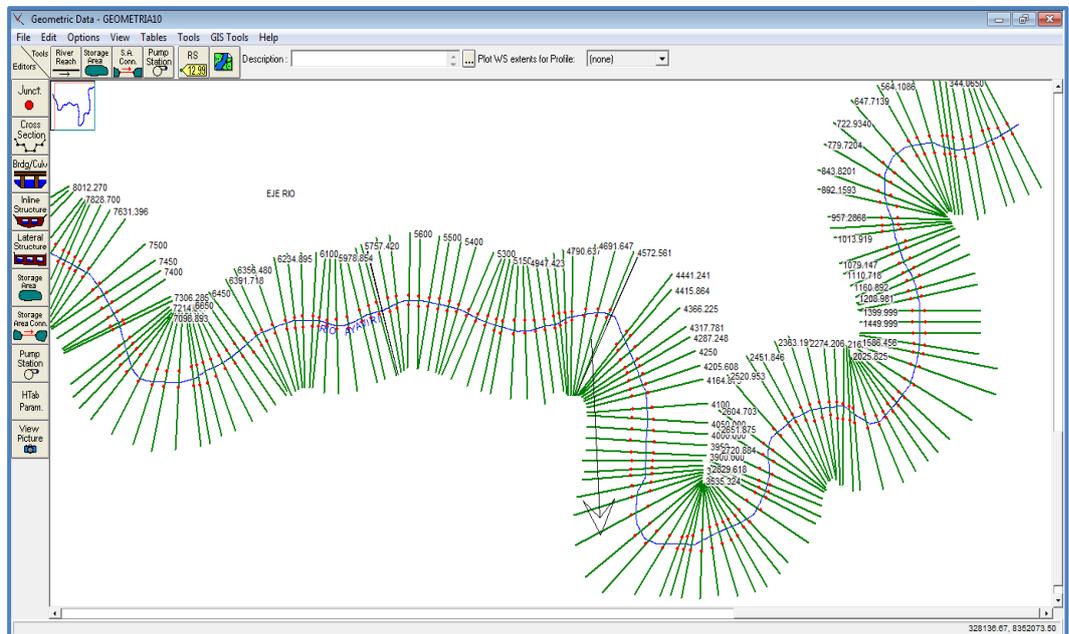


Figura 3.49 : Geometría con secciones interpoladas.

Seguidamente ingresamos los valores del coeficiente de Manning.

River Station	Frctn (n/K)	n #1	n #2	n #3
62 5000	n	0.033	0.034	0.032
63 4947.423	n	0.033	0.034	0.032
64 4900	n	0.033	0.034	0.032
65 4850	n	0.033	0.034	0.032
66 4821.089	n	0.033	0.034	0.032
67 4790.637	n	0.033	0.034	0.032
68 4757.826	n	0.033	0.034	0.032
69 4691.647	n	0.033	0.034	0.032
70 4628.130	n	0.032	0.034	0.032
71 4572.561	n	0.032	0.034	0.032
72 4495.007	Bridge			
73 4441.241	n	0.032	0.034	0.032
74 4415.864	n	0.032	0.034	0.032
75 4366.225	n	0.032	0.034	0.032
76 4317.781	n	0.032	0.034	0.032
77 4287.248	n	0.032	0.034	0.032
78 4250	n	0.032	0.034	0.032
79 4205.608	n	0.032	0.034	0.032

Figura 3.50 : Editor de valores de coeficiente de rugosidad.

Otra de las tareas principales que queremos hacer es editar los datos relativos a las estructuras. Dado que sólo tenemos un puente, vamos a editar su información, ya que detalles como la inclinación de la superficie y el número de pilares, estribos no suelen ser exportados por HEC-GeoRAS.

En Bridge/Culvert , botón de edición y seleccionamos el puente antiguo (reconstruido) en el tramo inferior del rio Ayaviri.

En Deck/Roadway editor de cubierta o superestructura y Pier, Sloping Abutment editor de pilares y estribos respectivamente, agregamos la información del puente de acuerdo a sus características:

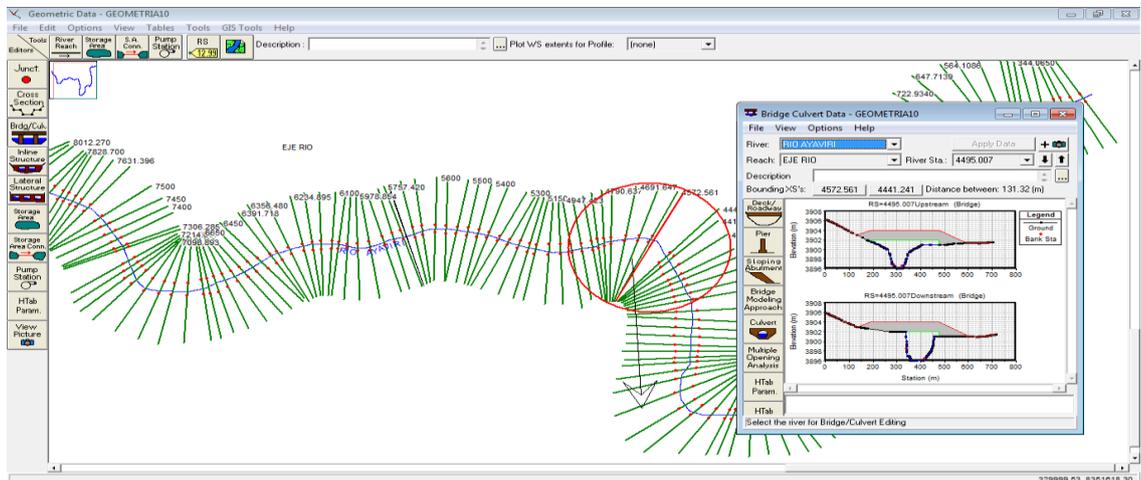
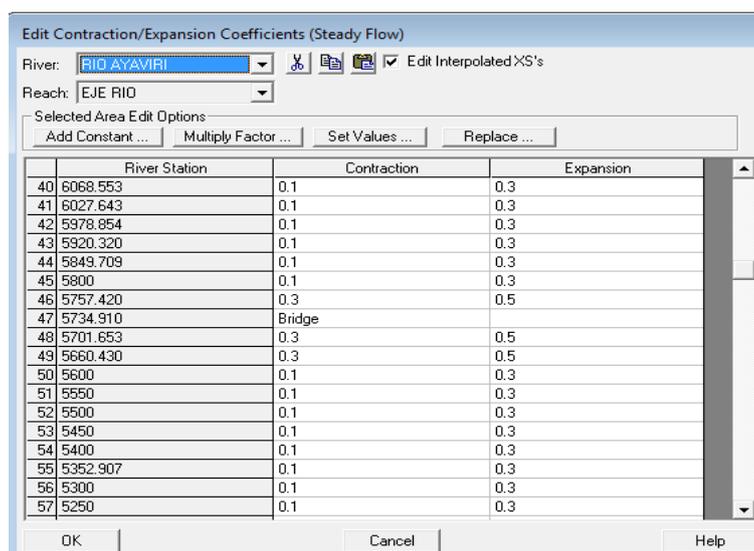


Figura 3.51 : Editor de datos de puente.

Luego ingresamos valores de coeficiente de expansión y contracción en las secciones transversales.

Cuadro N° 3.06: Coeficientes de contracción y expansión según el HEC-RAS.

	Contracción	Expansión
<i>Sin pérdidas por tracción</i>	0.00	0.00
<i>Transiciones graduales</i>	0.10	0.30
<i>Secciones típicas de puentes</i>	0.30	0.50
<i>Transiciones abruptas</i>	0.60	0.80



Cuadro N° 3.07: Editor de valores de coeficiente de contracción y expansión.

3.5.1.4.4 Introducción de datos de flujo.

Los flujos se definen normalmente en el lugar más alto de cada río o tributarios, y en los cruces. Hay situaciones en las que es necesario definir los flujos en las localizaciones adicionales, pero para este trabajo utilizaremos el caso típico. Cada flujo que debe ser simulado se llama un perfil en el HEC-RAS, para este estudio, vamos a crear seis perfiles.

En la ventana principal de HEC-RAS, haga clic en *Edit/Steady*

Flow Data escribimos 6 para el número de perfiles, y clic en aplicar información - *ApplyData*, introducimos las condiciones de flujo para estos perfiles, como se muestra a continuación:

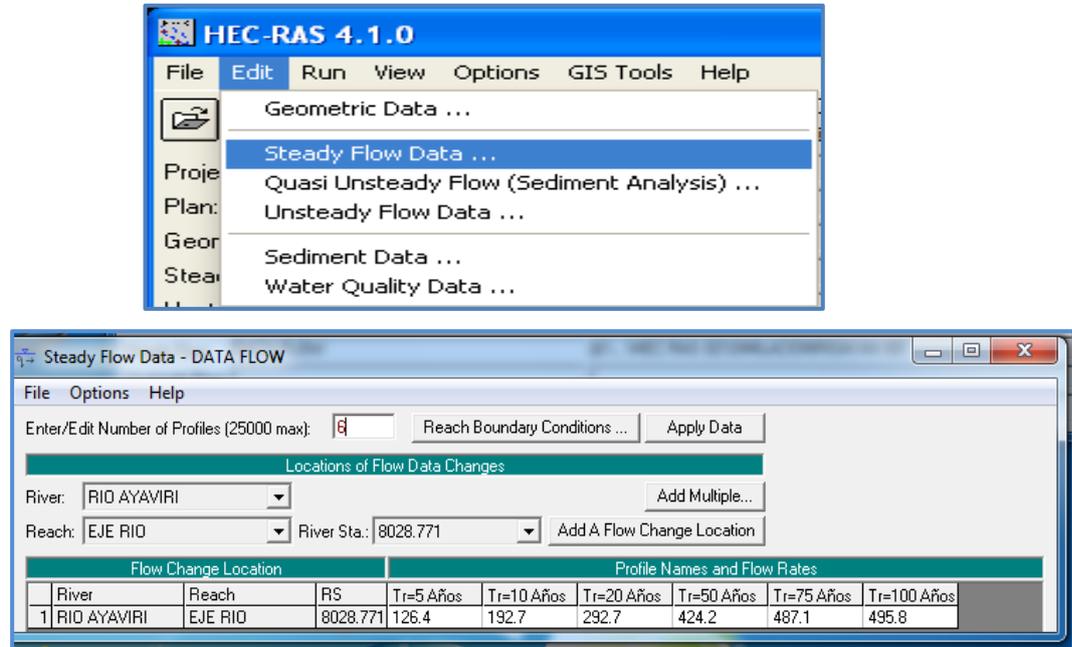


Figura 3.52 : Editor de datos para flujo permanente.

3.5.1.4.5 Introducción de datos de condiciones de borde.

HEC-RAS necesita la información de las condiciones de contorno en cada tramo, para establecer en nivel de agua inicial en ambos extremos del tramo del río: aguas arriba (*Upstream*) y/o aguas abajo (*Downstream*).

En régimen subcrítico, las condiciones de contorno solo se necesitan en el extremo de aguas abajo; en el régimen supercrítico, solo es necesario el de aguas arriba, y si se va calcular en régimen mixto, se necesitan en ambos extremos del tramo.

Las condiciones de flujo se define en la ventana *Reach Boundary Conditions*, en tirante normal - *Normal Depth*, puesto que se pueden estimar la pendiente de fondo del tramo, conociendo sus cotas mínimas de las secciones y las distancias entre esos tramos.

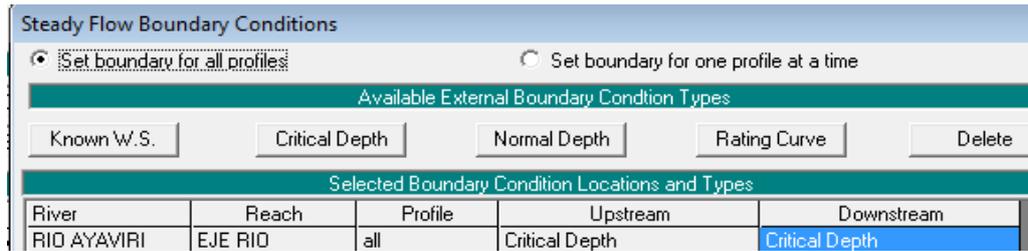


Figura 3.53 : Editor de datos para condiciones de contorno.

3.5.1.4.6 Ejecución del HEC-RAS.

En flujo permanente de la ventana principal de HEC-RAS, hacemos clic en Ejecutar Análisis – *Run/SteadyFlowAnalysis*.

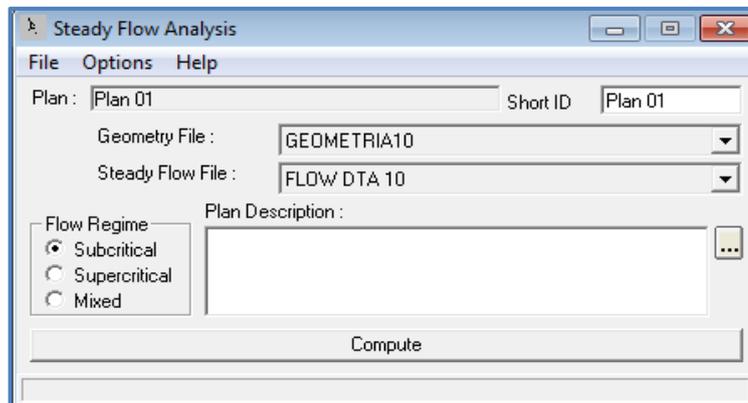


Figura 3.54 : Ventana de ejecución de análisis en régimen permanente.

Seleccionamos el régimen de flujo subcrítico - *Subcritical Flow Regime*, y calculamos con el botón CALCULAR - *COMPUTE*.

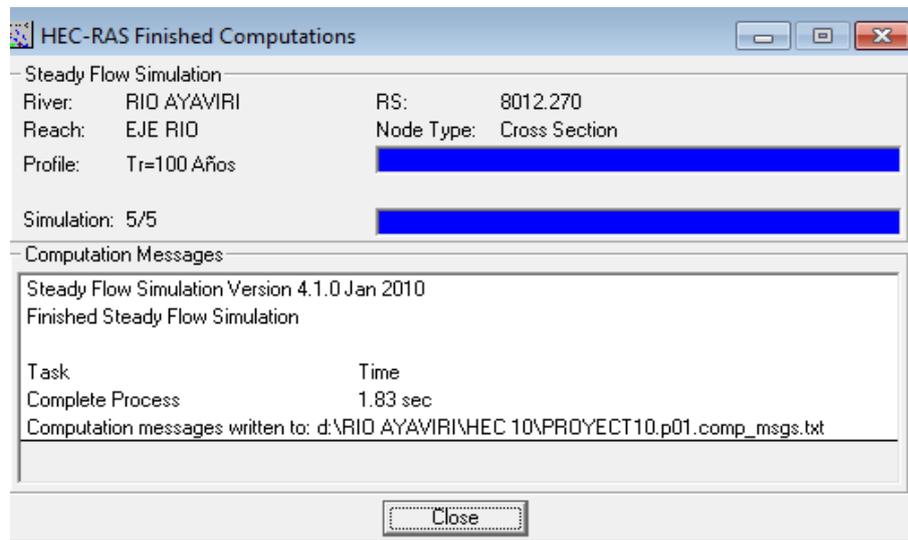


Figura 3.55 : Ventana de cómputo de flujo permanente.

3.5.1.4.7 Exportar resultados de HEC-RAS a ArcGis.

3.5.1.4.7.1 Exportar datos de salida de HEC-RAS.

Para exportar los datos a ArcGIS en la ventana principal del HEC -RAS hacemos clic en *File/Export GIS Data*, desde que corrió el modelo con seis perfiles, podemos elegir el perfil que se desea exportar. Hacemos clic en el botón *Select Profiles to Export*, y elegimos el perfil que se desea exportar, empezaremos para un flujo de $Tr=5$ Años, y aceptamos las opciones de exportación por defecto.

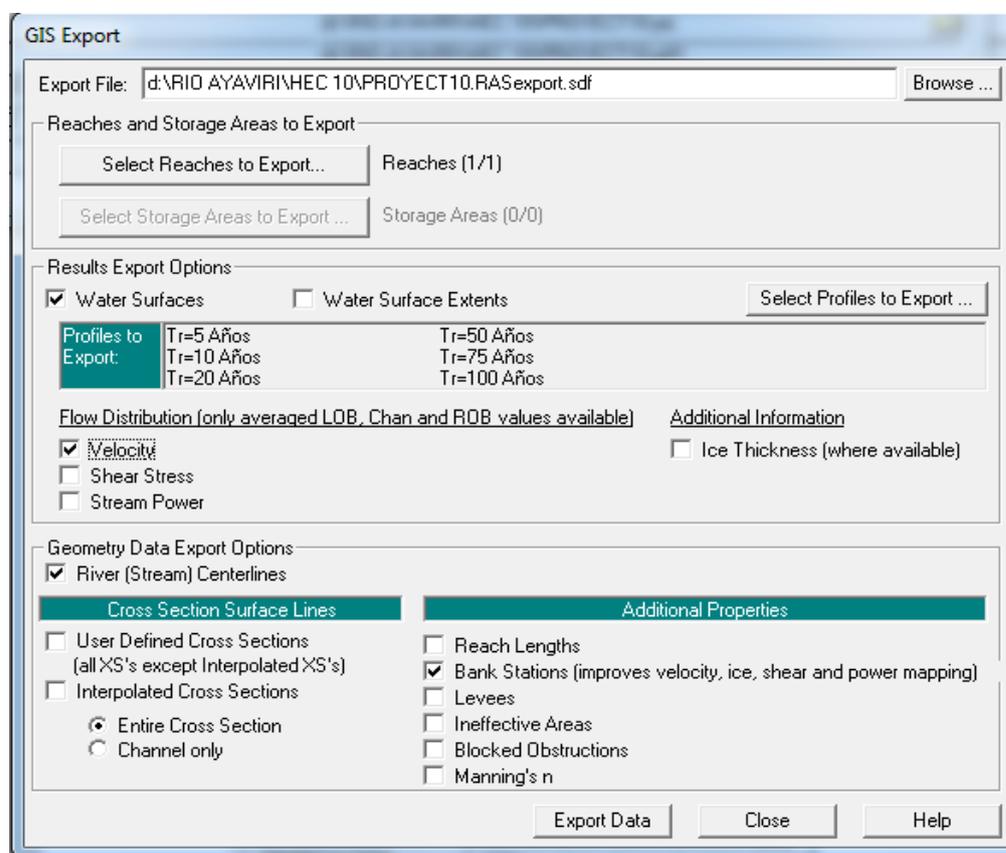


Figura 3.56 : Ventana de exportación de HEC-RAS.

3.5.1.4.7.2 Mapa de inundaciones con ArcGis.

El fichero de exportación del Hec-Ras exporta en formato .sdf, el cual debemos convertirlo a .xml., para ello usamos la barra de herramientas de la extensión Hec GeoRas.



Permite convertir el archivo SDF a XML para su correcta lectura desde HecRAS. Al pulsar OK se genera un nuevo Data Frame.

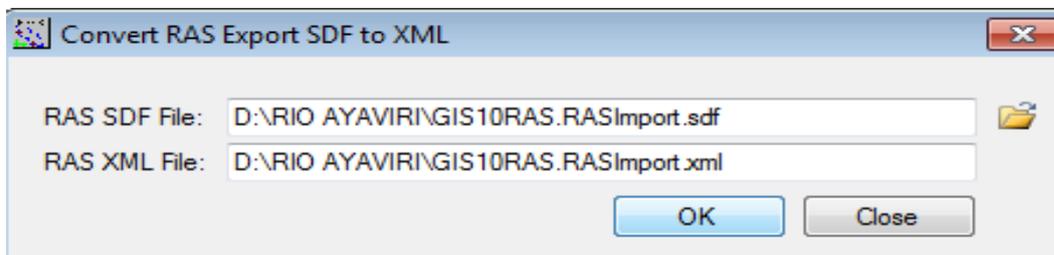


Figura 3.57 : Conversión de archivo SDF en XML.

Ahora hacemos clic en configuración de capa de RAS Mapping/Layer Setup.

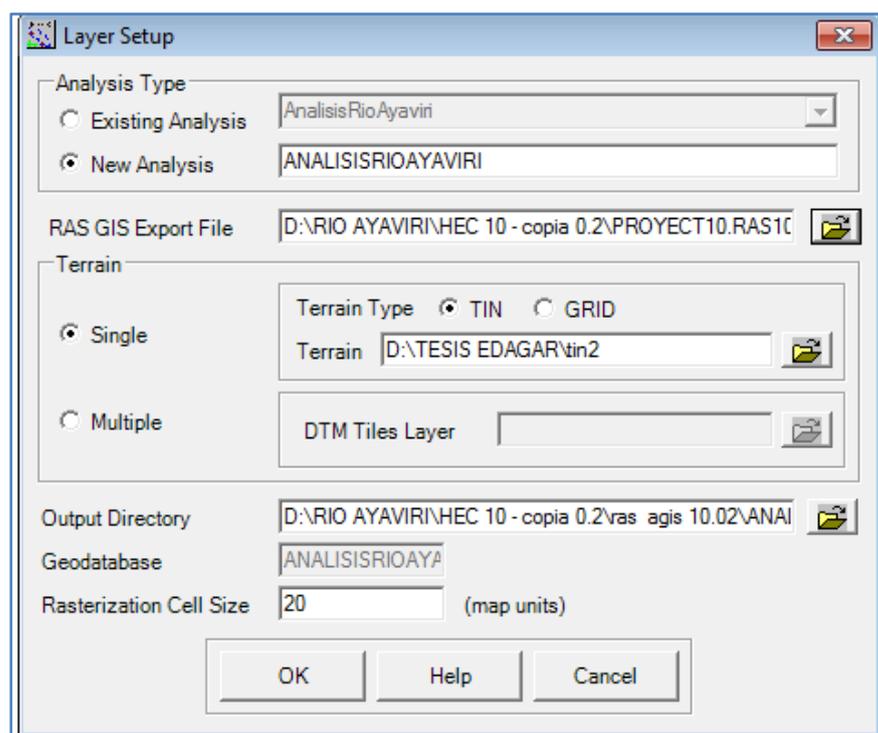


Figura 3.58 : Configuración de capa de post procesamiento.

En la configuración de la capa de post - procesamiento, primero seleccione la opción *New Analysis*, y el nombre del nuevo análisis, seleccione el único modelo digital de terreno, HEC-GeoRAS creará una base de datos geográficos con el nombre de

Inundabilidad $Tr=5$ Años en el directorio de salida. Aceptamos las unidades del mapa por defecto 20 de rasterización tamaño de la célula.

Luego en *RAS Mapping* → *Read RAS GIS Export File*, esto creará un polígono de delimitación, que básicamente define la medida de análisis para la cartografía de inundaciones, mediante la conexión de los extremos de las líneas de corte XS.

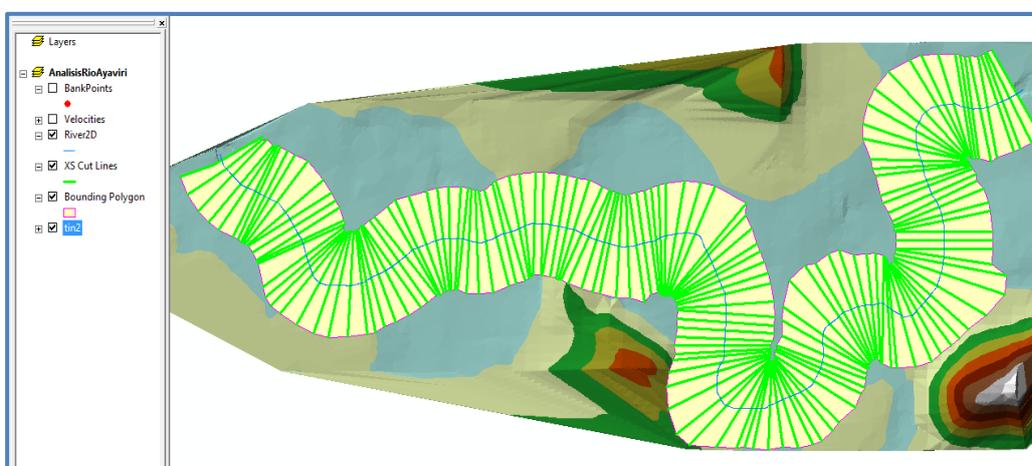


Figura 3.59 : Polígono de delimitación de inundación.

Después del polígono en análisis ya definido, estamos listos para asignar el grado de inundación. Hacemos clic en *RAS Mapping/Inundation Mapping/Water Surface Generation*, seleccionamos todos los periodos de retorno y aceptamos.

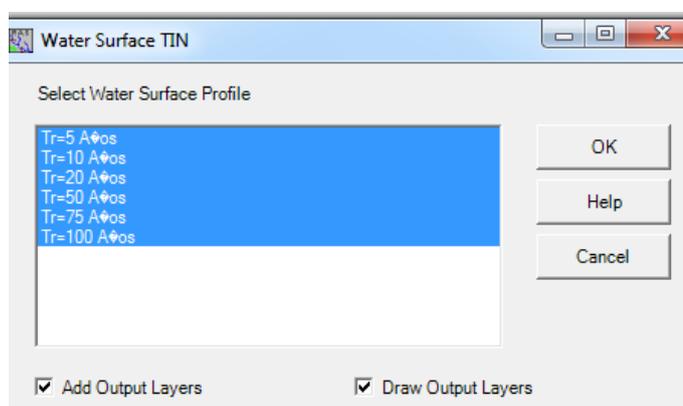


Figura 3.60 : Creación de superficie de agua para Diferentes Tr.

Luego para la delimitación de la llanura de inundación cartográfica en *RAS Mapping / Inundation Mapping / Floodplain Delineation*, seleccionamos $Tr=5$ Años y clic en Aceptar. La zona con resultados positivos (es decir, la superficie del agua es superior a la del terreno) es el área de inundación, y el área con resultados negativos, es seco.

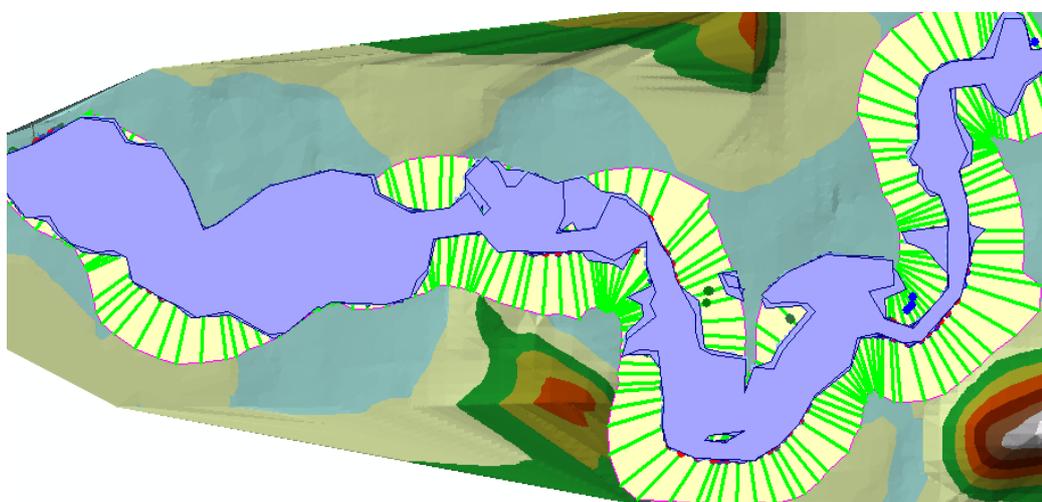


Figura 3.61 : Polígono de inundación final.

Después de crear el polígono de inundación podemos presentar el mapa con alturas de agua o tirantes de agua.

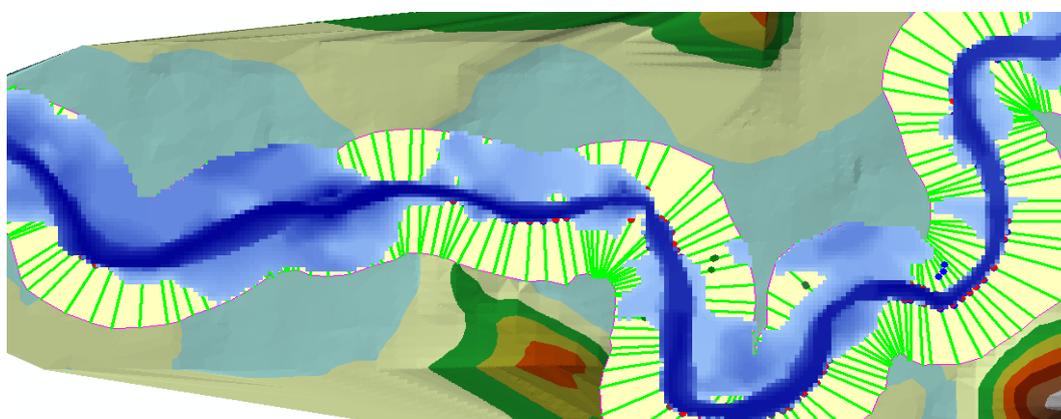


Figura 3.62 : Mapa de Inundación para Tr=5 Años (Calados).

Para ver el mapa de velocidades vamos a *RAS Mapping / Velocity Mapping*, seleccionamos Tr=5 Años y clic en Aceptar

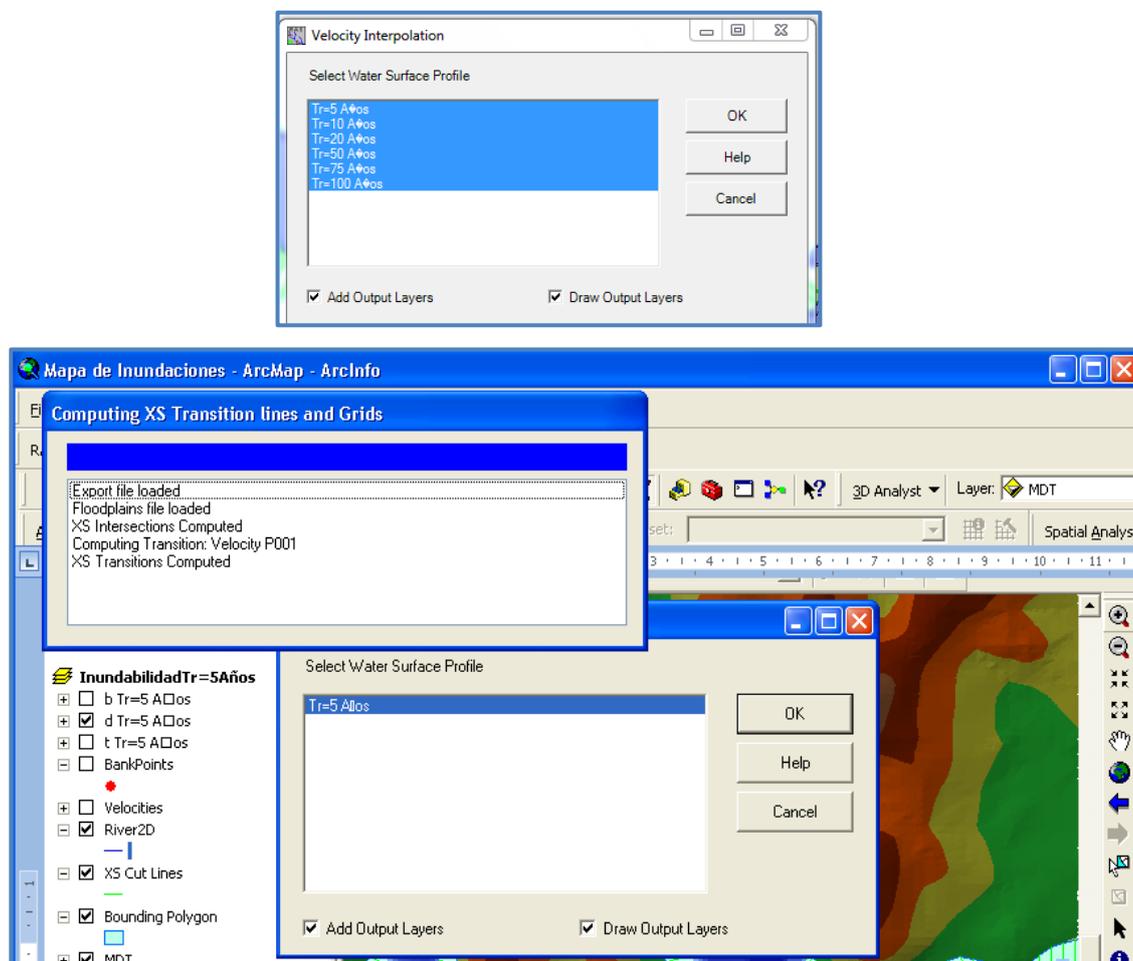


Figura 3.63 : Creación de superficie de velocidades.

Finalmente podemos presentar el mapa de velocidades.

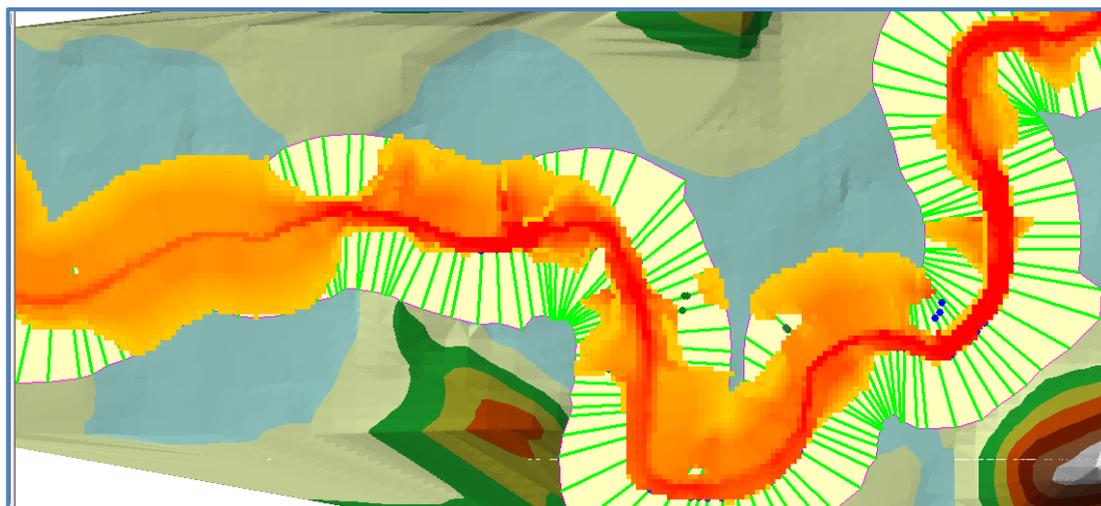


Figura 3.64 : Mapa de Inundación para $Tr=5$ Años (Velocidades).

3.6 ELABORACIÓN DE MAPAS DE RIESGO

Hasta ahora se ha descrito la metodología para obtener los datos de calados y velocidades creadas por la avenida extrema. Estos datos por sí solos no son suficientes para el objetivo que se persigue de conocer las consecuencias que tendría la avenida sobre las zonas de riesgo (poblaciones, Infraestructuras, servicios básicos, agricultura, Ganadería, etc). Para evaluar el riesgo que supone una inundación disponemos de la siguiente información:

- ✓ Calado (tirantes de agua)
- ✓ Velocidad del agua
- ✓ Importancia del elemento en riesgo (en el aspecto de vidas humanas, aspecto económico, etc).

Con estos tres parámetros se puede llegar a varias soluciones para el análisis del riesgo, según la importancia que quiera darse a cada uno de ellos.

3.6.1 Zonificación de la amenaza por inundaciones fluviales

Conocida el área de inundación para diferentes periodos de retorno, los criterios para determinar el nivel de amenaza son definidos con los mismos criterios de período de retorno e intensidad (profundidad de flujo) tanto para mapas a escala

Las zonas inundables se clasificarán en la forma siguiente:

3.6.1.1 Zonas de amenaza alta.

Son aquellas zonas en donde la inundación de cualquier frecuencia supera 1m o 1.5 m²/s produciendo graves daños a la población e infraestructura expuesta a ésta. También se considera zona de alta amenaza aquella inundación de alta frecuencia con profundidades de agua desde 0.5 a 1m o 0.5 a 1.5 m²/s.

3.6.1.2 Zonas de amenaza media.

Son aquellas zonas en donde la inundación de frecuencia alta es menor a 0.5m, y la inundación de frecuencia moderada es menor a 1m o 1.5m²/s, y producirá generalmente daños reparables a viviendas e infraestructura, pero no destrucción total, y algunas pérdidas de vidas.

3.6.1.3 Zonas de amenaza baja.

Son aquellas zonas en donde la inundación de frecuencia moderada no supera 0.5m o 0.5m²/s produciendo daños leves a la población e infraestructura. Las inundaciones de frecuencia baja pueden llegar hasta 1m o 1.5 m²/s.

3.6.2 Áreas vulnerables a la inundación.

Las **inundaciones de alta intensidad** corresponden a aquellas que presentan profundidades de flujo mayores a 1m o el producto resultante de la velocidad por altura ($V*H$) es mayor a 1.5 m²/s. Los daños causados por una inundación de alta intensidad generalmente son altos en pérdidas de vidas y para la economía.

Las **inundaciones de media intensidad** son aquellas con altura (H) de agua entre 0.5 y 1m o el producto resultante de la velocidad por altura

(V^*H) entre 0.5 y 1.5m²/s. Los daños económicos y a la población son menores que en el caso de la inundación intensa, pero no despreciables.

Las **inundaciones de baja intensidad** corresponden a aquellas con profundidad del flujo superiores a 0.20m pero inferiores a los 0.5m, o (V^*H) menor a 0.5 m²/s. Los daños asociados son generalmente leves, no se esperan pérdidas en vidas humanas, aunque sí pueden darse pérdidas en áreas de cultivo y animales.

3.6.2.1 Criterios recomendados para la evaluación de la frecuencia, recurrencia o período de retorno de la inundación.

La frecuencia o recurrencia de inundaciones o cada cuanto se inunda una determinada zona dependerá esencialmente de la frecuencia de precipitaciones excepcionalmente fuertes. Los períodos de retorno se establecieron entre categorías que son:

Cuadro N° 3.08: Rangos definidos por frecuencia de inundaciones.

Frecuencia	Peiodo de retorno en años (Tr)
Alta	$Tr \leq 10$ años
Media	$10 < Tr \leq 50$ años
Baja	$50 < Tr \leq 200$ años

Fuente: UNESCO "Medio Ambiente y Desarrollo". Boletín N° 05. 1992.

3.6.3 Zonificación de las zonas inundables.

En esta fase se realiza la correlación de toda la información recopilada y generada en el campo, con el fin de realizar la zonificación de zonas de amenazas por inundación en función de las alturas de agua y de su período de retorno o frecuencia:

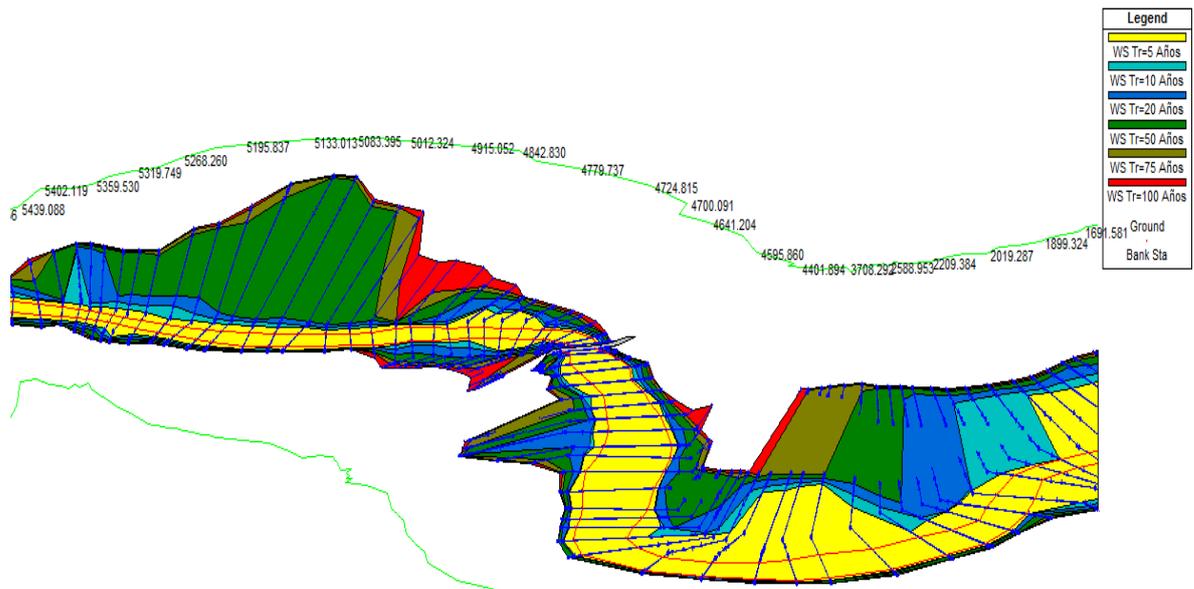


Figura 3.65 : Mapa de Inundación - Hec Ras

CAPITULO IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

Los resultados obtenidos al aplicar la metodología descrita en el capítulo anterior y así como su discusión respectiva, se presentan a continuación:

4.1 DETERMINACIÓN DE CAUDALES MAXIMOS.

4.1.1 Información fisiográfica

La Cuenca del río Ayaviri tiene un área de 3717.24 km² con un perímetro de 359.43 km., su parte más elevada está en la cota 4750 msnm y se ubica en el Lanparasi y su parte más baja se ubica en la cota 3914.00 donde se ubica el control hidrométrico de la ciudad de Ayaviri.

Las características fisiográficas de la cuenca se puede observar en el (Cuadro N° 4.01) La longitud total del río principal es de 108.13 Km resultando una pendiente de 7.73%. Presenta una dirección Noreste a Suroeste, y su altura media es de 4,332.00 msnm. La cuenca presenta un drenaje rectangular según observación realizada en el Plano Hidrológico en Anexo de mapas a escala 1:500,000.

La cuenca del río Ayaviri está conformado por: unidades hidrográficas de Llallimayo, Macarimayo, Santa Rosa, Ayaviri y la Intercuenca Llallimayo, los mismo que se dividieron en el presente trabajo de investigación de la siguiente manera con el fin de facilitar el análisis para generar los diferentes caudales de cada una de las unidades hidrográficas antes indicadas.

Los ríos principales de la cuenca del río Ayaviri son: Llallimayo, Macarimayo, Santa Rosa y Ayaviri.

Cuadro N° 4.01: Características fisiográficas de la cuenca en estudio.

Cuenca	Área (km ²)	Perímetro (km)	Longitud curso (km)	Pendiente (%)	Cota Máx.(msnm)	Cota Min.(msnm)
Río Ayaviri	3717.24	359.43	108.13	7.73	4750	3914

Cuadro N° 4.02: Características Fisiográficas de las Unidades Hidrograficas de la Cuenca del Río Ayaviri

Unidad Hidrograficas	Área (km ²)	Perímetro (km)	Longitud curso (km)	Pendiente (%)	Cota Máx.(msnm)	Cota Min.(msnm)
Santa Rosa	906.13	187.19	88.66	8.26%	4650	3918
Macarimayo	632.84	160.12	52.34	8.25%	4350	3918
Llallimayo	1349.23	240.71	60.98	13.71%	4750	3914
Intercuenca Llallimayo	4.65	10.21	1.41	2.84%	3918	3914
Ayaviri	824.39	166.72	22.76	0.62%	3914	3900

Cuadro N° 4.03: Características geomorfológicas de la cuenca en estudio.

Parametro		Und	Nomenclatura	Cuenca del río Ayaviri	
PARAMETROS DE FORMA	Area total de la cuenca	Km ²	A	3717.240	
	Perímetro de la cuenca	Km	P	359.430	
	Longitud (Curso mas largo)	Km	L	108.130	
	Ancho Medio	Km	$A_p=A/L$	34.378	
	Coeficiente de Compacidad	*	$K_c=0.282*(P/A^{1/2})$	1.651	
	Factor de Forma	*	$F_c=A/L^2$	0.318	
	Rectángulo equivalente	Lado mayor	Km	$L = K_c*(\pi*A)^{1/2}/2*(1+(1-4/\pi*K_c^2))$	122.370
		Lado menor	Km	$B= A / L$	30.377
Radio de Circularidad			$R_c=4*\pi*A/P^2$	0.362	

Cuadro N° 4.04: Características geomorfológicas de las uniades hidrograficas de la cuenca del río Ayaviri.

Parametro		Und	Unidad Hidrografica					
			Santa Rosa	Macarimayo	Llallimayo	Intercuenca Llallimayo	Ayaviri	
PARAMETROS DE FORMA	Area total de la cuenca	Km ²	906.130	632.640	1349.230	4.650	824.390	
	Perímetro de la cuenca	Km	187.190	160.120	240.710	10.210	166.720	
	Longitud (Curso mas largo)	Km	88.660	52.340	60.980	1.410	22.760	
	Ancho Medio	Km	10.220	12.087	22.126	3.298	36.221	
	Coefficiente de Compacidad	*	1.741	1.782	1.835	1.326	1.626	
	Factor de Forma	*	0.115	0.231	0.363	2.339	1.591	
	Rectángulo equivalente	Lado mayor	Km	63.730	54.514	81.951	3.476	56.761
		Lado menor	Km	14.218	11.605	16.464	1.338	14.524
	Radio de Circularidad			0.325	0.310	0.293	0.561	0.373

4.2 INFORMACIÓN METEOROLÓGICA

De la información registrada por el SENAMHI – Puno; en el presente trabajo de investigación se hace uso de las precipitaciones máximas en 24 horas históricas registradas, comprendidos entre los periodos de 1961 a 2011.

Para el análisis de la precipitación máxima en 24 horas, se realizo el descarte de datos de precipitaciones que no cuentan con datos completos por tratarse de eventos extremos de todas las estaciones que involucran la zona de estudio.

Se obtuvo la serie histórica de precipitaciones que corresponde a un conjunto de 05 estaciones pluviométricas los cuales se muestran en los anexos hidrologicos. Cuyas estaciones pluviométricas son: Ayaviri, Chuquibambilla, Llalli, Pampahuta y Santa Rosa, para luego seleccionar el numero de observaciones de cada una de las estaciones (como se observa en el Cuadro N° 4.05) y realizar el analisis probabilistico, periodo de retronó y su distribucion de probabilidad (Distribución Normal, Distribución Log-Normal de 2 parámetros, Distribución Log-Normal de 3 parámetros, Distribución Gumbel, Distribución Pearson Tipo III, Distribución Log-Pearson

Tipo III).

Cuadro N° 4.05: Precipitación máxima en 24 horas por estaciones.

Estaciones Pluviométricas									
Año	Ayaviri	Año	Chuquibambilla	Año	Llalli	Año	Pampahuta	Año	Santa Rosa
1961	*	1961	36.50	1961	*	1961	33.90	1961	*
1962	*	1962	36.30	1962	*	1962	31.80	1962	*
1963	*	1963	33.20	1963	*	1963	40.10	1963	*
1964	*	1964	*	1964	16.60	1964	24.90	1964	*
1965	38.50	1965	43.30	1965	17.40	1965	35.20	1965	*
1966	25.50	1966	17.50	1966	19.40	1966	22.50	1966	*
1967	27.00	1967	30.80	1967	18.50	1967	28.20	1967	24.00
1968	23.50	1968	39.50	1968	18.40	1968	32.50	1968	32.80
1969	19.00	1969	23.00	1969	17.80	1969	45.70	1969	38.20
1970	23.00	1970	74.20	1970	18.80	1970	33.30	1970	60.50
1971	29.20	1971	24.10	1971	16.90	1971	33.60	1971	37.30
1972	26.20	1972	27.10	1972	17.90	1972	35.40	1972	43.80
1973	22.90	1973	37.10	1973	17.20	1973	31.40	1973	37.10
1974	22.80	1974	57.60	1974	17.50	1974	33.10	1974	33.00
1975	31.30	1975	27.40	1975	17.60	1975	26.20	1975	36.80
1976	25.90	1976	24.70	1976	18.80	1976	35.20	1976	30.90
1977	16.00	1977	25.30	1977	18.10	1977	27.00	1977	47.20
1978	25.60	1978	43.70	1978	16.30	1978	34.00	1978	39.10
1979	26.50	1979	29.70	1979	17.40	1979	31.80	1979	42.80
1980	*	1980	26.90	1980	16.80	1980	36.50	1980	*
1981	*	1981	46.60	1981	*	1981	45.30	1981	*
1982	42.70	1982	26.00	1982	*	1982	22.90	1982	*
1983	33.50	1983	15.60	1983	*	1983	30.40	1983	*
1984	33.60	1984	41.60	1984	*	1984	31.40	1984	*
1985	29.00	1985	25.50	1985	*	1985	32.60	1985	*
1986	30.50	1986	19.50	1986	*	1986	35.70	1986	*
1987	33.40	1987	30.50	1987	*	1987	25.20	1987	*
1988	36.20	1988	31.30	1988	*	1988	32.40	1988	*
1989	26.00	1989	27.00	1989	*	1989	34.30	1989	32.61
1990	40.20	1990	27.40	1990	*	1990	27.10	1990	27.80
1991	52.20	1991	42.20	1991	*	1991	32.10	1991	31.90
1992	21.00	1992	35.70	1992	*	1992	36.60	1992	14.50
1993	92.00	1993	38.30	1993	16.50	1993	36.30	1993	22.50
1994	35.50	1994	35.00	1994	17.80	1994	37.30	1994	24.50
1995	26.00	1995	24.40	1995	18.20	1995	25.40	1995	42.10
1996	31.60	1996	24.20	1996	18.20	1996	39.80	1996	29.00
1997	45.90	1997	36.20	1997	18.40	1997	42.30	1997	35.10
1998	43.20	1998	28.00	1998	18.20	1998	38.00	1998	36.80

1999	34.70	1999	26.50	1999	17.60	1999	38.60	1999	35.00
2000	43.40	2000	22.30	2000	18.40	2000	34.40	2000	30.30
2001	25.80	2001	52.70	2001	22.00	2001	49.90	2001	34.50
2002	32.00	2002	25.30	2002	17.00	2002	47.90	2002	24.50
2003	41.70	2003	47.80	2003	18.70	2003	36.40	2003	31.90
2004	36.70	2004	41.60	2004	18.80	2004	40.00	2004	25.70
2005	34.50	2005	34.10	2005	17.40	2005	43.30	2005	29.40
2006	38.50	2006	38.80	2006	18.40	2006	33.10	2006	43.50
2007	32.90	2007	27.90	2007	18.50	2007	33.00	2007	26.70
2008	*	2008	36.20	2008	19.20	2008	38.60	2008	25.00
2009	39.50	2009	26.60	2009	19.50	2009	26.30	2009	22.80
2010	*	2010	59.20	2010	19.80	2010	32.70	2010	41.00
2011	29.00	2011	24.60	2011	16.80	2011	28.30	2011	18.90
N° Obs.	43		50		36		51		36

Nota: * Descarte de datos incompletos.

Según el cuadro N° 4.05, se consideraron 43 datos para la estación de Ayaviri, 50 datos para la estación de Chuquibambilla, 36 datos para la estación de Llalli, 51 datos para la estación de Pampahuta y 36 datos para la estación de Santa Rosa para su respectivo análisis probabilístico.

4.3 DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD PARA LA VARIABLES HIDROLOGICAS

Los cuadros siguientes muestran el resultado de la estimación de los eventos extremos para cada serie histórica de las estaciones del ámbito de la zona de estudio, según la metodología descrita en el capítulo anterior.

Cuadro N° 4.06: Resumen de estimacion de eventos extremos para diferentes periodos de retorno de la Estación – Ayaviri

TR (Años)	Probab.	W	Z	YT	DISTRIBUCION NORMAL	DISTRIBUCION LOG-NORMAL DE 2	DISTRIBUCION LOG-NORMAL DE 3	DISTRIBUCION GUMBEL	DISTRIBUCION PEARSON TIPO III	DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III					
					X_T (mm)	X_T (mm)		X_T (mm)		X_T (mm)		X_T (mm)		X_T (mm)	
					Momentos y Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver
5.00	0.200	1.794	0.841	1.4999	43.30	41.90	40.70	39.40	42.80	41.80	40.10	-	39.30	23.50	39.90
10.00	0.100	2.146	1.281	2.2504	48.60	48.90	46.40	47.10	48.00	48.90	45.90	-	44.40	21.50	45.70
20.00	0.050	2.448	1.645	2.9702	53.00	55.60	51.80	55.50	52.40	55.60	51.50	-	48.90	20.20	51.20
50.00	0.020	2.797	2.054	3.9019	57.90	64.20	58.60	67.90	57.50	64.40	58.70	-	54.30	18.90	58.50
75.00	0.013	2.939	2.216	4.3108	59.80	68.00	61.50	73.90	59.50	68.20	61.90	-	56.60	18.50	61.70
100.00	0.010	3.035	2.326	4.6001	61.20	70.70	63.60	78.40	60.90	70.90	64.20	-	58.10	18.30	63.90

Cuadro N° 4.07: Resumen de estimacion de eventos extremos para diferentes periodos de retorno de la Estación – Chuquibambilla.

TR (Años)	Probab.	W	Z	YT	DISTRIBUCION NORMAL	DISTRIBUCION LOG-NORMAL DE 2		DISTRIBUCION LOG-NORMAL DE 3		DISTRIBUCION GUMBEL		DISTRIBUCION PEARSON TIPO III		DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III	
					X _T (mm)	X _T (mm)		X _T (mm)		X _T (mm)		X _T (mm)		X _T (mm)	
					Momentos y Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver
5.00	0.200	1.794	0.841	1.4999	43.00	41.80	41.40	41.30	42.60	41.60	41.00	35.60	39.90	24.20	40.80
10.00	0.100	2.146	1.281	2.2504	47.90	48.30	47.50	48.00	47.70	48.20	47.10	42.20	45.10	21.50	47.00
20.00	0.050	2.448	1.645	2.9702	52.00	54.30	53.10	54.60	51.90	54.50	53.00	48.80	49.80	19.50	53.00
50.00	0.020	2.797	2.054	3.9019	56.60	62.10	60.30	63.40	56.70	62.60	60.60	57.50	55.40	17.70	60.80
75.00	0.013	2.939	2.216	4.3108	58.40	65.40	63.40	67.30	58.70	66.20	64.00	61.40	57.70	17.00	64.30
100.00	0.010	3.035	2.326	4.6001	59.60	67.80	65.60	70.10	60.00	68.70	66.30	64.10	59.30	16.60	66.80

Cuadro N° 4.08: Resumen de estimacion de eventos extremos para diferentes periodos de retorno de la Estación – Llalli.

TR (Años)	Probab.	W	Z	YT	DISTRIBUCION NORMAL	DISTRIBUCION LOG-NORMAL DE 2		DISTRIBUCION LOG-NORMAL DE 3		DISTRIBUCION GUMBEL		DISTRIBUCION PEARSON TIPO III		DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III	
					X _T (mm)	X _T (mm)		X _T (mm)		X _T (mm)		X _T (mm)		X _T (mm)	
					Momentos y Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver
5.00	0.200	1.794	0.841	1.4999	18.90	18.90	18.90	18.80	18.90	18.80	18.90	18.20	18.90	17.00	19.00
10.00	0.100	2.146	1.281	2.2504	19.40	19.40	19.40	19.40	19.40	19.40	19.60	18.80	19.40	16.80	19.50
20.00	0.050	2.448	1.645	2.9702	19.80	19.90	19.80	20.10	19.80	20.00	20.30	19.50	19.80	16.60	19.90
50.00	0.020	2.797	2.054	3.9019	20.30	20.40	20.30	20.90	20.30	20.80	21.10	20.30	20.20	16.40	20.30
75.00	0.013	2.939	2.216	4.3108	20.40	20.60	20.50	21.20	20.40	21.20	21.50	20.70	20.40	16.40	20.50
100.00	0.010	3.035	2.326	4.6001	20.50	20.70	20.60	21.50	20.60	21.40	21.70	20.90	20.60	16.30	20.70

Cuadro N° 4.09: Resumen de estimacion de eventos extremos para diferentes periodos de retorno de la Estación – Pampahuta.

TR (Años)	Probab.	W	Z	YT	DISTRIBUCION NORMAL	DISTRIBUCION LOG-NORMAL DE 2		DISTRIBUCION LOG-NORMAL DE 3		DISTRIBUCION GUMBEL		DISTRIBUCION PEARSON TIPO III		DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III	
					X _T (mm)	X _T (mm)		X _T (mm)		X _T (mm)		X _T (mm)		X _T (mm)	
					Momentos y Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver
5.00	0.200	1.794	0.841	1.4999	39.30	39.00	39.10	39.10	39.20	38.50	39.50	39.10	38.60	39.20	39.00
10.00	0.100	2.146	1.281	2.2504	42.00	42.20	42.40	42.20	42.00	42.20	43.70	42.20	41.60	42.30	42.40
20.00	0.050	2.448	1.645	2.9702	44.20	45.10	45.20	44.90	44.40	45.60	47.70	45.00	44.20	45.00	45.40
50.00	0.020	2.797	2.054	3.9019	46.80	48.50	48.70	48.00	47.10	50.10	52.90	48.30	47.20	48.20	49.10
75.00	0.013	2.939	2.216	4.3108	47.80	49.90	50.20	49.30	48.10	52.00	55.10	49.60	48.50	49.50	50.70
100.00	0.010	3.035	2.326	4.6001	48.40	50.90	51.20	50.20	48.90	53.40	56.80	50.50	49.30	50.40	51.80

Cuadro N° 4.10: Resumen de estimacion de eventos extremos para diferentes periodos de retorno de la Estación – Santa Rosa.

TR (Años)	Probab.	W	Z	YT	DISTRIBUCION NORMAL	DISTRIBUCION LOGNORMAL DE 2		DISTRIBUCION LOGNORMAL DE 3		DISTRIBUCION GUMBEL		DISTRIBUCION PEARSON TIPO III		DISTRIBUCION LOG-PEARSON TIPO III	
					X _T (mm)	X _T (mm)		X _T (mm)		X _T (mm)		X _T (mm)		X _T (mm)	
					Momentos y Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver	Momentos	Max.Ver
5.00	0.200	1.794	0.841	1.4999	40.50	39.90	40.30	40.10	40.40	39.40	41.00	38.70	38.90	40.80	40.20
10.00	0.100	2.146	1.281	2.2504	44.50	44.80	45.50	44.80	44.50	44.70	47.00	43.50	43.50	45.10	45.70
20.00	0.050	2.448	1.645	2.9702	47.70	49.30	50.30	49.00	47.90	49.70	52.80	47.90	47.50	48.80	51.00
50.00	0.020	2.797	2.054	3.9019	51.30	55.00	56.40	54.00	51.90	56.10	60.30	53.20	52.20	53.00	57.80
75.00	0.013	2.939	2.216	4.3108	52.80	57.40	59.00	56.20	53.50	59.00	63.60	55.40	54.20	54.60	60.80
100.00	0.010	3.035	2.326	4.6001	53.80	59.10	60.80	57.60	54.60	61.00	65.90	56.90	55.60	55.70	62.90

4.4 AJUSTE DE DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

La bondad de ajuste de los modelos Probabilísticos, se evaluó mediante pruebas estadísticas de Chi cuadrado (X²) y Smirnov – kolmogorov, cuyos resultados se aprecian a continuación:

4.4.1 Prueba de Bondad de Ajuste de Chi Cuadrado

Cuadro N° 4.11: Prueba de Bondad de Ajuste X²

Resumen de prueba de bondad de ajuste de Chi - cuadrado (x²)

Estación	Distribución	Metodos	Prueba X ²		Significancia	
			X ² _c	X ² _t		
Ayaviri	Normal	Método de Momentos	12.395	7.815	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud				
	Log normal 2 Parámetros	Método de Momentos	11.279	7.815	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	1.791	7.815	Se ajusta	
	Log normal 3 Parámetros	Método de Momentos	2.070	5.991	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	9.884	5.991	No se ajusta	
	Gumbel	Metodo de Momentos	11.279	7.815	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	5.419	7.815	Se ajusta	
	Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	-	5.991	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	6.814	5.991	No se ajusta	
	Log - Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	215.000	5.991	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	2.349	5.991	Se ajusta	
	Chuquibambilla	Normal	Método de Momentos	13.082	7.810	No se ajusta

		Met. Max. Verosimilitud				
	Log normal 2 Parámetros	Método de Momentos	6.714	7.810	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	11.122	7.810	No se ajusta	
	Log normal 3 Parámetros	Método de Momentos	6.714	5.990	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	10.143	5.990	No se ajusta	
	Gumbel	Metodo de Momentos	5.980	7.810	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	8.673	7.810	No se ajusta	
	Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	10.143	5.990	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	6.224	5.990	No se ajusta	
	Log - Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	245.000	5.990	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	6.714	5.990	No se ajusta	
	Llalli	Normal	Método de Momentos	5.971	7.810	Se ajusta
			Met. Max. Verosimilitud			
Log normal 2 Parámetros		Método de Momentos	4.600	7.810	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	5.971	7.810	Se ajusta	
Log normal 3 Parámetros		Método de Momentos	4.600	5.990	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	5.971	5.990	Se ajusta	
Gumbel		Metodo de Momentos	4.600	7.910	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	1.857	7.810	Se ajusta	
Pearson Tipo III		Metodo de Momentos	13.514	5.990	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	5.971	5.990	Se ajusta	
Log - Pearson Tipo III		Metodo de Momentos	163.343	5.990	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	3.914	5.990	Se ajusta	
Pampahuta	Normal	Método de Momentos	7.471	7.810	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud				
	Log normal 2 Parámetros	Método de Momentos	8.882	7.810	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	9.118	7.810	No se ajusta	
	Log normal 3 Parámetros	Método de Momentos	8.882	5.990	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	7.471	5.990	No se ajusta	
	Gumbel	Metodo de Momentos	9.118	7.810	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	6.765	7.810	Se ajusta	
	Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	1.588	5.990	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	6.059	5.990	No se ajusta	
	Log - Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	10.294	5.990	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	8.176	5.990	No se ajusta	
Santa Rosa	Normal	Método de Momentos	1.333	7.810	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud				
	Log normal 2 Parámetros	Método de Momentos	1.000	7.810	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	0.333	7.810	Se ajusta	
	Log normal 3 Parámetros	Método de Momentos	1.000	5.990	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	1.333	5.990	Se ajusta	
	Gumbel	Metodo de Momentos	3.667	7.810	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	2.333	7.810	Se ajusta	

Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	2.333	5.990	Se ajusta
	Met. Max. Verosimilitud	1.757	5.990	Se ajusta
Log - Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	0.667	5.990	Se ajusta
	Met. Max. Verosimilitud	1.667	5.990	Se ajusta

Según los resultados que se aprecian en el cuadro N° 4.11, comparando los valores de X^2_c (calculado) y X^2_t (tabular), para la estación Ayaviri según la prueba referida las funciones de distribución de probabilidad que se ajusta adecuadamente a la información son: Normal y Log Normal 3 Parametros, (método de momentos), Log Normal 2 Parametros, Gumbel y Log Pearson Tipo III (método de máxima verosimilitud), mientras que el resto no se ajusta adecuadamente a la información. En el caso de la estación Chuquibambilla las funciones de distribución de probabilidad que se ajusta adecuadamente a la información son: Log Normal 2 Parametros, Log Normal 3 Parametros y Gumbel (método de momentos), mientras que el resto no se ajusta adecuadamente a la información. Las distribuciones que ajustan la información de la estación Llalli son: Normal, Log Normal 2 Parametros, Log Normal 3 Parametros, Gumbel, Pearson Tipo III y Log Pearson Tipo III (método de momentos y máxima verosimilitud), mientras que el resto no se ajusta adecuadamente a la información. También para la estación Pampahuta la distribución que ajustan la información es: Normal, Log Normal 2 Parametros, Log Normal 3 Parametros y Log Pearson Tipo (método de momentos y máxima verosimilitud), Gumbel (método de momentos) y Log Pearson Tipo III (método de máxima verosimilitud), mientras que el resto no se ajusta adecuadamente a la información. Para la estación Santa Rosa según la prueba referida las funciones de distribución de probabilidad que se ajusta adecuadamente a la información son: Normal, Log Normal 2 Parametros, Log Normal 3 Parametros, Gumbel, Pearson Tipo III y Log Pearson Tipo III (método de momentos y máxima verosimilitud).

4.4.2 Prueba de Bondad de Ajuste de Smirnov – Kolmogorov

Cuadro N° 4.12: Prueba de Bondad de Ajuste de Smirnov – Kolmogorov

Resumen de prueba de bondad de ajuste de Smirnov - Kolmogorov

Estación	Distribución	Metodos	Prueba Smirnov - Kolmogorov		Significancia	
			Max. $IP(x)-F(x)$	Valor Crítico		
Ayaviri	Normal	Método de Momentos	0.110	0.207	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud				
	Log normal 2 Parámetros	Método de Momentos	0.104	0.207	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	0.061	0.207	Se ajusta	
	Log normal 3 Parámetros	Método de Momentos	-	0.207	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	3.739	0.207	No se ajusta	
	Gumbel	Metodo de Momentos	0.101	0.207	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	0.067	0.207	Se ajusta	
	Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	-	0.207	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	0.091	0.207	Se ajusta	
	Log - Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	0.129	0.207	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	0.064	0.207	Se ajusta	
	Chuquibambilla	Normal	Método de Momentos	0.116	0.194	No se ajusta
			Met. Max. Verosimilitud			
Log normal 2 Parámetros		Método de Momentos	0.077	0.194	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	0.086	0.194	Se ajusta	
Log normal 3 Parámetros		Método de Momentos	0.067	0.194	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	2.483	0.194	No se ajusta	
Gumbel		Metodo de Momentos	0.073	0.194	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	0.084	0.194	Se ajusta	
Pearson Tipo III		Metodo de Momentos	-	0.194	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	0.097	0.194	Se ajusta	
Log - Pearson Tipo III		Metodo de Momentos	0.975	0.194	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	0.067	0.194	Se ajusta	
Llalli		Normal	Método de Momentos	0.099	0.230	No se ajusta
			Met. Max. Verosimilitud			
	Log normal 2 Parámetros	Método de Momentos	0.094	0.230	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	0.089	0.230	Se ajusta	
	Log normal 3 Parámetros	Método de Momentos	0.111	0.230	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	2.667	0.230	No se ajusta	
	Gumbel	Metodo de Momentos	0.105	0.230	Se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	0.088	0.230	Se ajusta	
	Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	-	0.230	No se ajusta	
		Met. Max. Verosimilitud	0.088	0.230	Se ajusta	

	Log - Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	0.151	0.230	Se ajusta
		Met. Max. Verosimilitud	0.107	0.230	Se ajusta
Pampahuta	Normal	Método de Momentos	0.079	0.190	Se ajusta
		Met. Max. Verosimilitud			
	Log normal 2 Parámetros	Método de Momentos	0.104	0.190	Se ajusta
		Met. Max. Verosimilitud	0.106	0.190	Se ajusta
	Log normal 3 Parámetros	Método de Momentos	0.098	0.190	Se ajusta
		Met. Max. Verosimilitud	1.964	0.190	No se ajusta
	Gumbel	Metodo de Momentos	0.122	0.190	Se ajusta
		Met. Max. Verosimilitud	0.131	0.190	Se ajusta
	Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	0.103	0.190	Se ajusta
		Met. Max. Verosimilitud	0.124	0.190	Se ajusta
Log - Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	0.097	0.190	Se ajusta	
	Met. Max. Verosimilitud	0.111	0.190	Se ajusta	
Santa Rosa	Normal	Método de Momentos	0.046	0.227	Se ajusta
		Met. Max. Verosimilitud			
	Log normal 2 Parámetros	Método de Momentos	0.067	0.227	Se ajusta
		Met. Max. Verosimilitud	0.063	0.227	Se ajusta
	Log normal 3 Parámetros	Método de Momentos	0.054	0.227	Se ajusta
		Met. Max. Verosimilitud	2.229	0.227	No se ajusta
	Gumbel	Metodo de Momentos	0.083	0.227	Se ajusta
		Met. Max. Verosimilitud	0.070	0.227	Se ajusta
	Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	0.119	0.227	Se ajusta
		Met. Max. Verosimilitud	0.104	0.227	Se ajusta
Log - Pearson Tipo III	Metodo de Momentos	0.046	0.227	Se ajusta	
	Met. Max. Verosimilitud	0.079	0.227	Se ajusta	

Según el Cuadro N° 4.12, de acuerdo a la comparación entre Máx. $IP_{(x)} - F_{(x)}$ que es la diferencia máxima entre la probabilidad empírica y teórica: y el Valor (d) que es el valor crítico de la prueba referida. Según los resultados de la prueba de ajuste de bondad de Smirnov Kolmogorov las funciones de distribuciones de probabilidades que ajustan la información de las estación Ayaviri son: Normal, Log Normal 2 Parametros, Gumbel y Log Pearson Tipo III (método de momentos y máxima verosimilitud), Pearson Tipo III (método de momentos), mientras que el resto no se ajusta adecuadamente a la información. En el caso de la estación Chuquibambilla las funciones de distribución de probabilidad que se ajusta adecuadamente a la información son: Log Normal 2

Parametros y Gumbel (método de momentos y máxima verosimilitud), Log Normal 3 Parametros (método de momentos) y Pearson Tipo III y Log Pearson Tipo III (método de máxima verosimilitud), mientras que el resto no se ajusta adecuadamente a la información. Las distribuciones que ajustan la información de la estación Llalli son: Log Normal 2 Parametros, Gumbel y Pearson Tipo III (método de momentos y máxima verosimilitud), Log Normal 3 Parametros (método de momentos) y Pearson Tipo III (método de máxima verosimilitud), mientras que el resto no se ajusta adecuadamente a la información. También para la estación Pampahuta la distribución que ajustan la información es: Normal, Log Normal 2 Parametros, Gumbel, Pearson Tipo III y Log Pearson Tipo III (método de momentos y máxima verosimilitud), Log Normal 3 Parametros (método de momentos), mientras que el resto no se ajusta adecuadamente a la información. Para la estación Santa Rosa según la prueba referida las funciones de distribución de probabilidad que se ajusta adecuadamente a la información son: Normal, Log Normal 2 Parametros, Gumbel, Pearson Tipo III y Log Pearson Tipo III (método de momentos y máxima verosimilitud), Log Normal 3 Parametros (método de momentos), mientras que el resto no se ajusta adecuadamente a la información.

4.5 SELECCIÓN DE LAS DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

De las estaciones seleccionadas (Ayaviri, Chuquibambilla, Llalli, Pampahuta y Santa Rosa) que involucran la zona de estudio. Una vez determinado los valores de precipitaciones máximas diarias se realizó un análisis de frecuencias de eventos hidrológicos máximos, procesando dicha información por medio de un análisis probabilístico, en donde se ha empleando las distribuciones de frecuencia más usuales como son: Distribución Normal, Log Normal de 2 parámetros, Distribución Log Normal de 3 parámetros, Distribución Gumbel, Distribución Pearson Tipo III y Distribución Log Pearson III, para ello se recurrió al software de cómputo, XLSTAT 2009 y Hyfran Plus.

Para determinar que tan adecuado es el ajuste de los datos a una

distribución de probabilidades se han propuesto una serie de propuestas estadísticas que determinan si es adecuado el ajuste. Las pruebas de ajuste son ajuste grafico, prueba de Chi-Cuadrado, prueba de Smirnov - Kolmogorov y método error cuadrático siendo empleada las pruebas de ajuste antes indicadas.

Finalmente, se obtuvieron los resultados de precipitación máxima en 24 horas en la para diferentes periodos de retorno como se muestra en el cuadro N° 4.13.

Cuadro N° 4.13: Precipitación máxima en 24 horas para diferentes periodos de retorno de las estaciones que involucran el area del estudio

PERIODO DE RETORNO (Años)	ESTACIÓN AYAVIRI	ESTACIÓN CHUQUIBAMBILLA	ESTACIÓN LLALLI	ESTACIÓN PAMPAHUTA	ESTACIÓN SANTA ROSA
	DISTRIBUCION LOG-NORMAL DE 2 PARAMETROS	DISTRIBUCION GUMBEL	DISTRIBUCION GUMBEL	DISTRIBUCION PEARSON TIPO III	DISTRIBUCION LOG-NORMAL DE 2 PARAMETROS
	Max.Ver.	Momentos	Max.Ver.	Momentos	Max.Ver.
5	40.70	41.60	18.90	39.10	40.30
50	58.60	62.60	21.10	48.30	56.40
100	63.60	68.70	21.70	50.50	60.80

Según la comprobación grafica y estadísticamente de las pruebas de bondad y ajuste se ha obtenido las precipitaciones máximas en 24 horas para los distintos periodos de retorno de las diferentes distribuciones, para determinar el orden de magnitud por la precipitación de las estaciones Ayaviri, Chuquibambilla, Llalli, Pampahuta y Santa Rosa. Para el caso de estación de Ayaviri ajusta mejor la distribución Log Normal de 2 Parametros (Metodo de máxima verosimilitud), mientras que para la estación Chuquibambilla ajusta mejor la distribución Gumbel (Metodo de momentos), Para la estación de Llalli ajusta mejor la distribución Gumbel (Metodo de momentos), De la estación Pampahuta ajusta mejor la distribución Pearson Tipo III (Metodo de momentos) y finalmente para la estación Santa Rosa

ajusta mejor la distribución Log Normal de 2 Parametros (Metodo de máxima verosimilitud), los mismos que serán utilizados para la precipitación areal, según el área de influencia de cada estación por cada unidad hidrográfica de la cuenca del rio Ayaviri.

4.6 DETERMINACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN AREAL

Para determinar la precipitación areal de las unidades hidrograficas que conforman la cuenca del rio Ayaviri se determina por el método de Thiessen, por polígonos de influencia de las estaciones meteorológicas dentro y alrededor de las unidades hidrográficas con el apoyo del software ArGis 10, el mismo que se muestra en el siguiente figura N° 4.01.

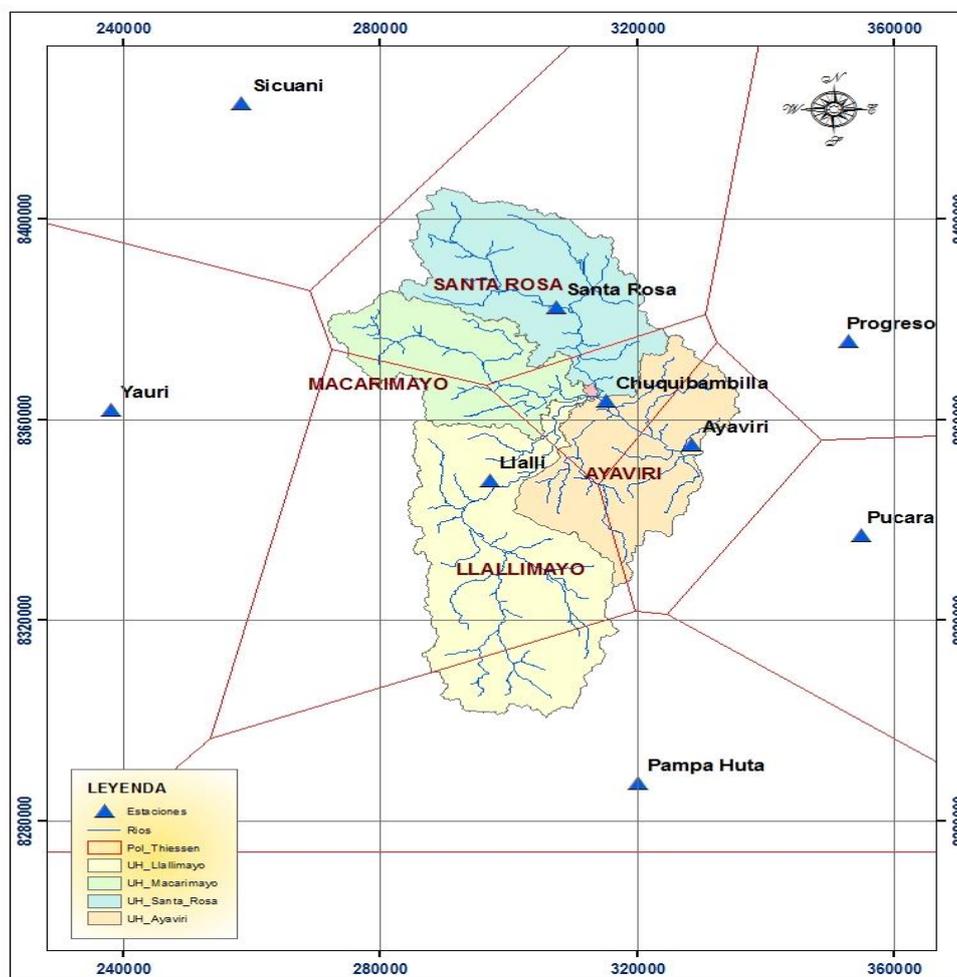


Figura 4.01 : Polígonos de Thiessen de la cuenca del río Ayaviri por unidades hidrográficas

De acuerdo a la figura 4.01, se ha obtenido las áreas de los polígonos de influencia de las estaciones meteorológicas por unidades hidrográficas (Santa Rosa, Macariyo, Llallimayo, Intercuenca Llallimayo y Ayaviri), cuyos resultados se muestra, en los siguientes Cuadros N° 4.14 y 4.15.

Cuadro N° 4.14: Áreas de Influencia de las Estaciones Meteorológicas por unidades hidrográficas

UNIDAD HIDROGRAFICA SANTA ROSA								
ESTACIONES	AREA (KM2)	PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 Hr. POR PERIODOS DE RETORNO						
		5	10	20	50	75	100	
SANTA ROSA	801.70	40.30	45.50	50.30	56.40	59.00	60.80	
CHUQUIBAMBILLA	104.43	41.60	48.20	54.50	62.60	66.20	68.70	
ESTACIONES	AREA (KM2)	FACTOR (%)	PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 Hr. PONDERADA POR PERIODOS DE RETORNO					
			5	10	20	50	75	100
SANTA ROSA	801.70	88.48%	35.66	40.26	44.50	49.90	52.20	53.79
CHUQUIBAMBILLA	104.43	11.52%	4.79	5.55	6.28	7.21	7.63	7.92
TOTAL	906.13	100.00%	40.45	45.81	50.78	57.11	59.83	61.71
UNIDAD HIDROGRAFICA MACARIMAYO								
ESTACIONES	AREA (KM2)	PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 Hr. POR PERIODOS DE RETORNO						
		5	10	20	50	75	100	
CHUQUIBAMBILLA	102.28	40.30	45.50	50.30	56.40	59.00	60.80	
LLALLI	156.39	18.90	19.60	20.30	21.10	21.50	21.70	
SANTA ROSA	374.17	40.30	45.50	50.30	56.40	59.00	60.80	
ESTACIONES	AREA (KM2)	FACTOR (%)	PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 Hr. PONDERADA POR PERIODOS DE RETORNO					
			5	10	20	50	75	100
CHUQUIBAMBILLA	102.28	16.16%	6.51	7.35	8.13	9.12	9.54	9.83
LLALLI	156.39	24.71%	4.67	4.84	5.02	5.21	5.31	5.36
SANTA ROSA	374.17	59.13%	23.83	26.90	29.74	33.35	34.88	35.95
TOTAL	632.84	100.00%	35.01	39.10	42.89	47.68	49.73	51.14
UNIDAD HIDROGRAFICA LLALLIMAYO								
ESTACIONES	AREA (KM2)	PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 Hr. POR PERIODOS DE RETORNO						
		5	10	20	50	75	100	
CHUQUIBAMBILLA	32.93	40.30	45.50	50.30	56.40	59.00	60.80	
LLALLI	1,024.55	18.90	19.60	20.30	21.10	21.50	21.70	
PAMPAHUTA	291.75	39.10	42.20	45.00	48.30	49.60	50.50	
ESTACIONES	AREA (KM2)	FACTOR (%)	PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 Hr. PONDERADA POR PERIODOS DE RETORNO					
			5	10	20	50	75	100
CHUQUIBAMBILLA	32.93	2.44%	0.98	1.11	1.23	1.38	1.44	1.48
LLALLI	1,024.55	75.94%	14.35	14.88	15.42	16.02	16.33	16.48
PAMPAHUTA	291.75	21.62%	8.45	9.13	9.73	10.44	10.73	10.92
TOTAL	1,349.23	100.00%	23.79	25.12	26.37	27.84	28.49	28.88
INTERCUENCA LLALLIMAYO								
ESTACIONES	AREA (KM2)	PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 Hr. POR PERIODOS DE RETORNO						
		5	10	20	50	75	100	
CHUQUIBAMBILLA	4.65	40.30	45.50	50.30	56.40	59.00	60.80	
ESTACIONES	AREA (KM2)	FACTOR (%)	PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 Hr. PONDERADA POR PERIODOS DE RETORNO					
			5	10	20	50	75	100
CHUQUIBAMBILLA	4.65	100.00%	40.30	45.50	50.30	56.40	59.00	60.80
TOTAL	4.65	100.00%	40.30	45.50	50.30	56.40	59.00	60.80

UNIDAD HIDROGRAFICA AYAVIRI								
ESTACIONES	AREA (KM2)	PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 Hr. POR PERIODOS DE RETORNO						
		5	10	20	50	75	100	
CHUQUIBAMBILLA	246.56	40.30	45.50	50.30	56.40	59.00	60.80	
LLALLI	184.65	18.90	19.60	20.30	21.10	21.50	21.70	
AYAVIRI	393.18	40.70	46.40	51.80	58.60	61.50	63.60	
ESTACIONES	AREA (KM2)	FACTOR (%)	PRECIPITACION MAXIMAS EN 24 Hr. PONDERADA POR PERIODOS DE RETORNO					
			5	10	20	50	75	100
CHUQUIBAMBILLA	246.56	29.91%	12.05	13.61	15.04	16.87	17.65	18.18
LLALLI	184.65	22.40%	4.23	4.39	4.55	4.73	4.82	4.86
AYAVIRI	393.18	47.69%	19.41	22.13	24.70	27.95	29.33	30.33
TOTAL	824.39	100.00%	35.70	40.13	44.30	49.54	51.79	53.38

Cuadro N° 4.15: Áreas de Influencia de las Estaciones Meteorológicas ponderadas por unidades hidrográficas

UNIDAD HIDROGRAFICA	AREA (KM2)	FACTOR (%)	PRECIPITACION PONDERADA PERIODOS DE RETORNO (AÑOS)		
			5	50	100
Santa Rosa	906.13	100.00%	40.45	57.11	61.71
Macarimayo	632.84	100.00%	35.01	47.68	51.14
Llallimayo	1,349.23	100.00%	23.79	27.84	28.88
Intercuenca Llallimayo	4.65	100.00%	40.30	56.40	60.80
Ayaviri	824.39	100.00%	35.70	49.54	53.38

Los resultados de las precipitaciones ponderadas para diferentes periodos de retorno, obtenidas del área de influencia de cada una de las estaciones por unidades hidrográficas, cuyos datos son los requeridos para ingresar al software HEC-HMS, para su respectivo transformación de lluvia en escurrimiento.

4.7 DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE CURVA (CN) DE LA ZONA DE ESTUDIO

Para determinar número de curva para cada unidad hidrografica de la cuenca del rio Ayaviri, se ha seguido la metodología para combinar las capas de información y obtener el número de curva como presentó el PELT. Asignando a cada una de las variables que interviene en la obtención del número de curva se le asignó un número primo, considerando que la característica hidrológica era única. Los mapas de entrada se reclasificaron con estos nuevos valores, excepto el de pendientes, ya que sus valores ya

coincidían con los correspondientes números primos (1 y 2).

Dada la singularidad de los números primos, el producto de ellos siempre dará un número diferente. Así pues, si se multiplican los mapas de usos de suelo, pendiente y tipos de suelo, dará un resultado diferente por cada combinación de tres números primos Cuadro 3.05. De esta manera, conociendo el resultado del producto se puede saber de qué características de uso, tipo del suelo y de pendiente se tratan y se podrá encontrar su número de curva, para obtenerlo con el SIG de una manera automática, se ha creado un archivo de reclasificación con todos los valores posibles, el cual se utiliza para reclasificar el mapa que contiene el producto de los tres mapas de entrada. Estos valores del número curva pueden verse modificados según sean las condiciones de humedad del suelo anteriores al evento estudiado.

Con la premisa de la descripción anterior se elabora el mapa de número curva conforme al siguiente esquema, ver Figura 4.02.

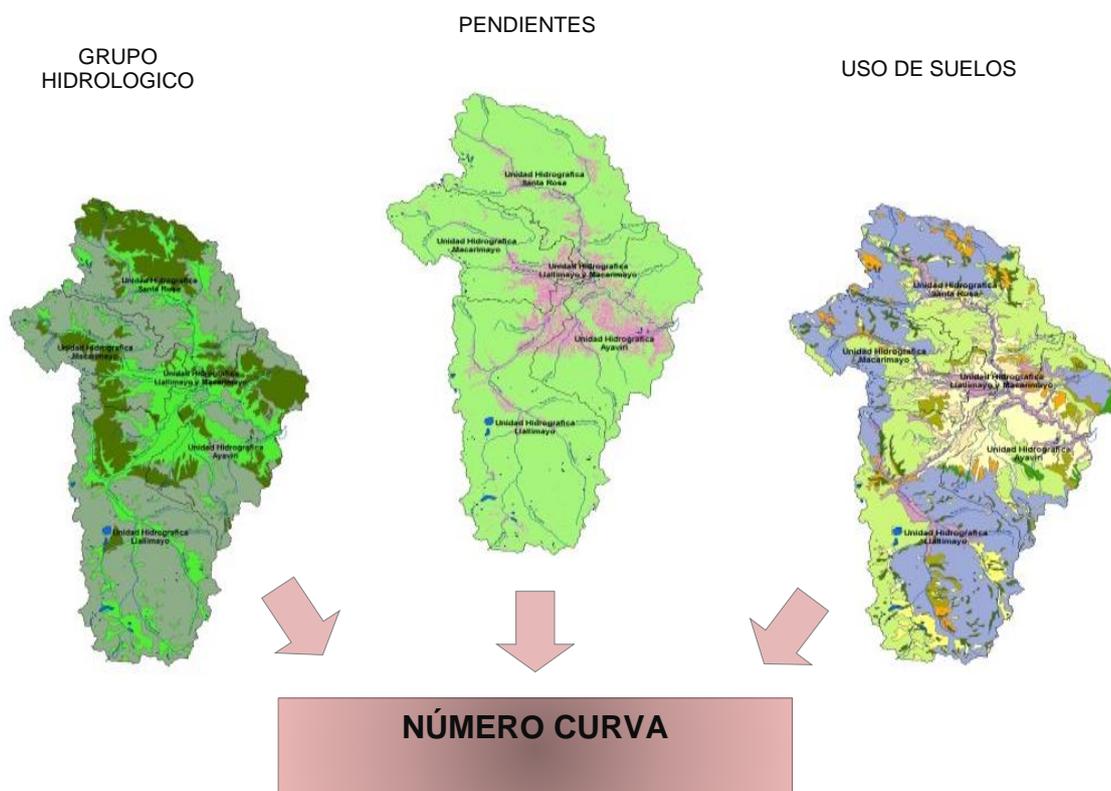
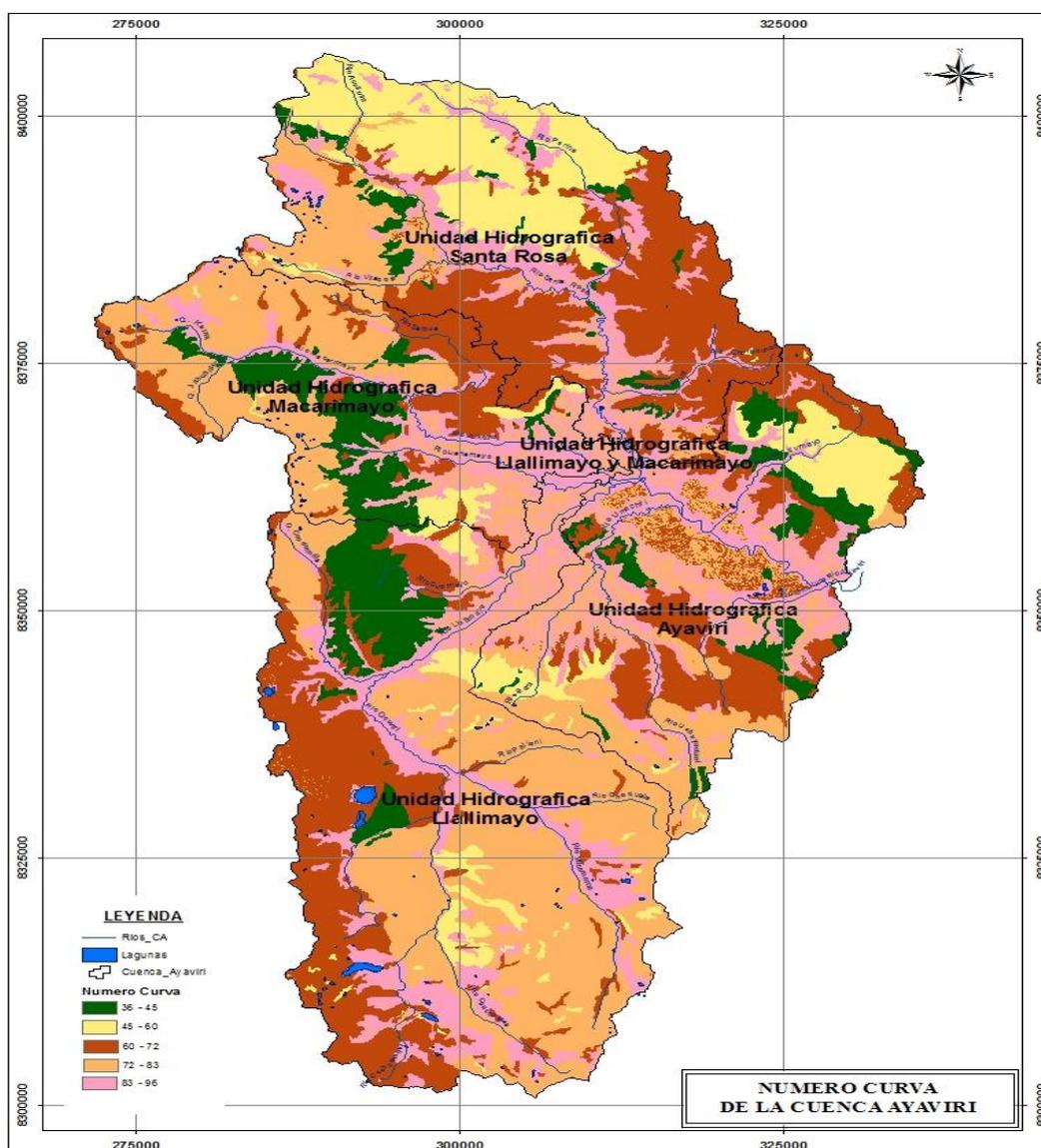


Figura 4.02 : Esquema para la obtención del número curva.

Cada clase de las variables como pendiente, usos y tipos de suelo,

se reclasificó, y se multiplicaron las tres capas Figura 4.02. El mapa resultante se reclasificó según la correspondencia entre el producto de números primos y el valor del número de curva asociado, originando el mapa del número de curva que se muestra en la Figura 4.03. La resolución espacial o tamaño de celda de este mapa es de 30 x 30m, escala idónea para estudios regionales y para su utilización en modelos hidrológicos distribuidos. En caso de trabajar con modelos agregados. Ver Figura 4.03.

Figura 4.03 : Mapa de número curva de la cuenca del río Ayaviri.



Cuadro N° 4.16: CN por Promedio por Unidad Hidrograficas.

Nº	Unidad Hidrografica	Area km2	CN Promedio
1	Santa Rosa	906.13	65.87
2	Macarimayo	632.84	70.31
3	Llallimayo	1349.2333	73.01
4	Intercuenca Llallimayo	4.65	89.50
5	Ayaviri	824.39	71.84

4.8 INFORMACIÓN REQUERIDA POR EL MODELO HEC-HMS.

Los datos que requiere el software HEC-HMS para la transformación de lluvia en escorrentía se muestra en el siguiente cuadro 4.17.

Cuadro N° 4.17: Datos para el software HEC-HMS

Unidad Hidrografica	Area (Km2)	Longitud del cauce (m)	Cota (msnm) del cauce		Desnivel (m)	Pendiente (m/m)	Pendiente (%)	Tiempo de concentración	Tiempo de retardo (min)	Curva numero	Abstracción Inicial
			Máxima	Mínima				Kirpich (min)		CN	la
Santa Rosa	906.13	60984	4750	3914	836	0.0137	1.37%	491.94	295.16	65.87	26.32
Macarimayo	632.84	52339	4350	3918	432	0.0083	0.83%	531.63	318.98	70.31	21.45
Llallimayo	1349.23	88658	4650	3918	732	0.0083	0.83%	797.64	478.58	73.01	18.78
Int. Llallimayo	4.65	1411	3918	3914	4	0.0028	0.28%	49.66	29.80	89.50	5.96
Ayaviri	824.39	22765	3914	3900	14	0.0006	0.06%	761.06	456.64	71.84	19.91

4.8.1 Condiciones de humedad del suelo.

La información que solicita HEC-HMS de las condiciones de humedad del suelo es necesaria para determinar la infiltración durante eventos de tormenta. El método utilizado es el Número de Curva, el cual requiere:

- ✓ Pérdidas o sustracciones iniciales (mm).
- ✓ Número de curva, calculado como promedio sobre la unidad hidrográfica respectiva.
- ✓ Porcentaje de área impermeabilizada.

Subbasin	Initial Abstraction (MM)	Curve Number	Impervious (%)
UH Llallimayo	18,78	73,01	0,0
UH Macarimayo	21,45	70,31	0,0
UH Santa Rosa	26,32	65,87	0,0
UH Int_Llallimayo	5,96	89,50	0,0
UH Ayaviri	19,91	71,84	0,0

Figura 4.04 : Condiciones de humedad del suelo por el método Numero de Curva

4.8.2 Características físicas de las unidades hidrográficas

Las características físicas que requiere HEC-HMS para realizar los cálculos no están explícitas en las ventanas como: las pendientes y longitud del cauce principal y de las laderas son necesarias para calcular los tiempos de concentración y los diagramas área-forma que son datos de entrada para los métodos de hidrogramas unitarios sintéticos. La característica física explícita en una ventana del programa para cada unidad hidrográfica es:

- ✓ Área por cada unidad hidrográfica.

Subbasin	Area (KM2)
Llallimayo	1349,23
Macarimayo	632,84
Santa Rosa	906,13
Int_Llallim	4,65
Ayaviri	824,39

Figura 4.05 : Características físicas de las unidades hidrograficas (Áreas).

4.8.3 Proceso de transformación de lluvia en escorrentía.

La parte más importante del modelo de simulación de HEC-HMS la constituyen los métodos para estimar la forma en que la lluvia se convierte en escorrentía. El método seleccionado es el “Hidrograma Unitario Sintético del SCS”, el cual requiere la información de:

- ✓ Tiempo de retardo T_{lag} (minutos).

Subbasin	Lag Time (MIN)
Llallimayo	478,58
Macarimayo	318,98
Santa Rosa	295,16
Int_Llallim	29,80
Ayaviri	456,64

Figura 4.06 : Proceso de transformación de lluvia en escorrentía.

4.8.3.1 Transito de caudales a través de los ríos.

El tránsito de los caudales a través de los ríos es otro de los puntos críticos de la simulación con el programa HEC-HMS. En la figura 4.07 se resume el tipo de información necesaria según el método escogido para calcular el tránsito:

- ✓ Factor de tiempo de viaje K (h), constante para todo el tramo.
- ✓ Factor adimensional de ponderación del amortiguamiento o retardo (entre 0 y 0.5).
- ✓ Número de subdivisiones para los tramos.

Reach	Muskingum K (HR)	Muskingum X	Number of Subreaches
R_Llallimayo	0,8	0,2	1
R_Ayaviri	0,8	0,2	1

Figura 4.07 : Transito de caudales en ríos por el método de Muskingum.

4.8.4 Simulación realizada por HEC-HMS.

El HEC-HMS es un modelo tipo evento, lineal y semidistribuido. Por lo tanto, una corrida de simulación del programa consiste en calcular el componente de escorrentía directa como una función del tiempo, producto de un evento de lluvia de duración variable (entre algunos minutos y varios días) que se produce a la salida de las unidades hidrograficas. Los hidrogramas resultantes se combinan según la estructura de la cuenca, definida por el usuario en sentido estricto de aguas arriba hacia aguas abajo, hasta hallar el hidrograma resultante a la salida de toda la cuenca del río Ayaviri.

4.8.4.1 Hidrogramas de salida en cada unidad hidrografica

Se puede visualizar tanto el hidrograma de salida (*Outlet*) como las lluvias y los hidrogramas resultantes de la cuenca del río Ayaviri.

4.8.4.1.1 Hidrogramas de Caudal Máximo de Diseño 5 Años.

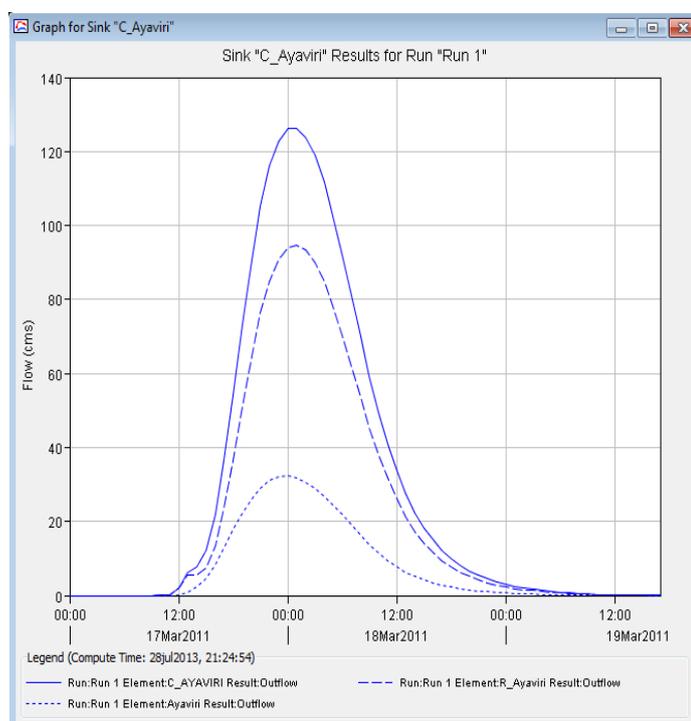
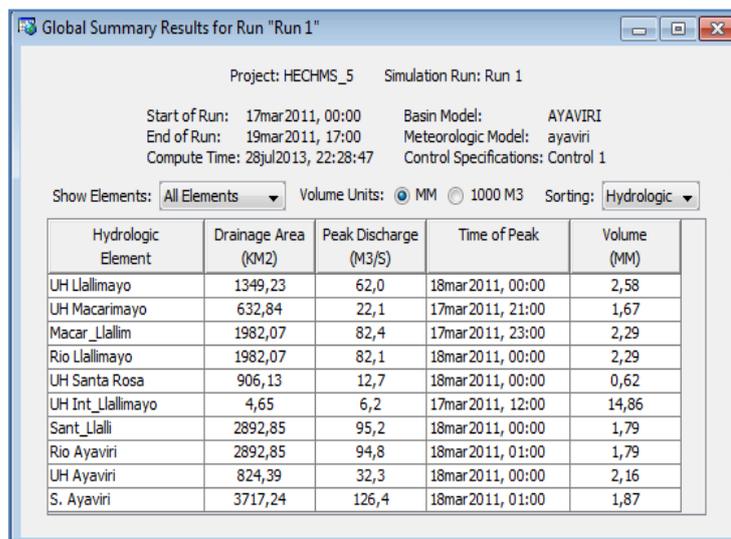


Figura 4.08 : Hidrograma de Caudal Máximo para TR= 5 Años

En la figura 4.08, se observa que para un periodo de retorno de 5 años, considerando que la tormenta empieza un día 17 de marzo a las 11:00 horas (11:00 a.m.), el caudal máximo se presentara el día 18 de marzo a las 01:00 horas (1:00 a.m.), con una magnitud 126.40 m³/seg.



Project: HECHMS_5 Simulation Run: Run 1

Start of Run: 17mar2011, 00:00 Basin Model: AYAVIRI
End of Run: 19mar2011, 17:00 Meteorologic Model: ayaviri
Compute Time: 28jul2013, 22:28:47 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)
UH Llallimayo	1349,23	62,0	18mar2011, 00:00	2,58
UH Macarimayo	632,84	22,1	17mar2011, 21:00	1,67
Macar_Llallim	1982,07	82,4	17mar2011, 23:00	2,29
Rio Llallimayo	1982,07	82,1	18mar2011, 00:00	2,29
UH Santa Rosa	906,13	12,7	18mar2011, 00:00	0,62
UH Int_Llallimayo	4,65	6,2	17mar2011, 12:00	14,86
Sant_Llalli	2892,85	95,2	18mar2011, 00:00	1,79
Rio Ayaviri	2892,85	94,8	18mar2011, 01:00	1,79
UH Ayaviri	824,39	32,3	18mar2011, 00:00	2,16
S. Ayaviri	3717,24	126,4	18mar2011, 01:00	1,87

Figura 4.09 : Resultado global de caudal máximo para TR= 5 Años.

La transformación de precipitación a escorrentía con el apoyo del software HEC-HMS considera las perdidas por que existe en el transito de las avenidas de modo que el caudal máximo es de 126.40 m³/s a la salida de la cuenca del rio Ayaviri para un periodo de retorno de 5 años, son productos de los hidrogramas generados por las unidades hidrograficas Santa Rosa, Llallimayo, Macarimayo, Intercuenca Llallimayo y Ayaviri.

4.8.4.1.2 Hidrogramas de Caudal Máximo de Diseño 50 Años.

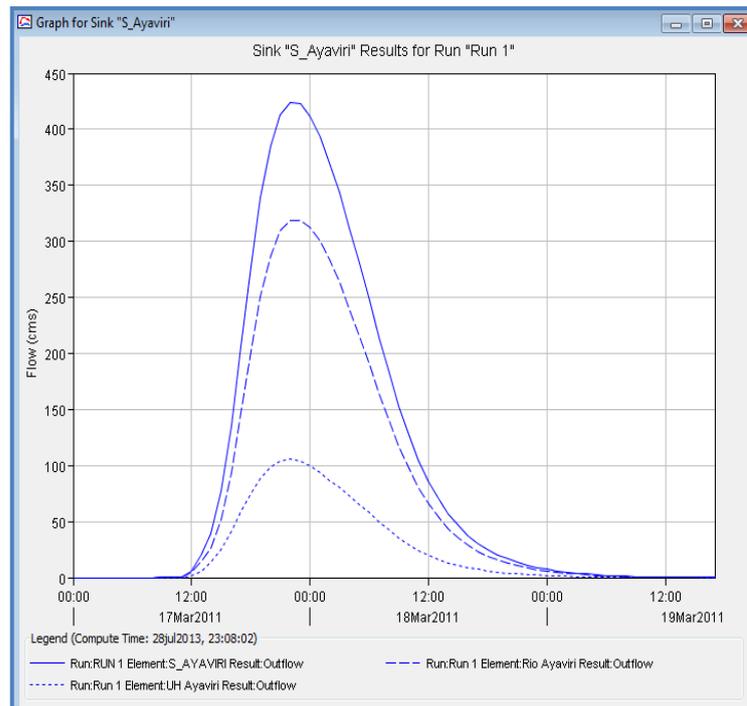


Figura 4.10 : Hidrograma de Caudal Máximo para TR= 50 Años

En la figura 4.14, se observa que para un periodo de retorno de 50 años, considerando que la tormenta empieza un día 17 de marzo a las 10:00 horas (10:00 a.m.), el caudal máximo se presentara el día 17 de marzo a las 22:00 horas (10:00 p.m.), con una magnitud 424.20 m3/seg.

Global Summary Results for Run "Run 1"

Project: HECHMS_50 Simulation Run: Run 1

Start of Run: 17mar2011, 00:00 Basin Model: AYAVIRI
 End of Run: 19mar2011, 17:00 Meteorologic Model: ayaviri
 Compute Time: 28Jul2013, 23:08:02 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)
UH Llallimayo	1349,23	186,9	17mar2011, 22:00	7,59
UH Macarimayo	632,84	82,8	17mar2011, 19:00	5,83
Macar_Llallim	1982,07	258,7	17mar2011, 21:00	7,03
Rio Llallimayo	1982,07	257,6	17mar2011, 22:00	7,03
UH Santa Rosa	906,13	69,3	17mar2011, 20:00	3,48
UH Int_Llallimayo	4,65	11,5	17mar2011, 12:00	25,88
Sant_Llalli	2892,85	320,7	17mar2011, 22:00	5,95
Rio Ayaviri	2892,85	318,8	17mar2011, 22:00	5,95
UH Ayaviri	824,39	105,4	17mar2011, 22:00	6,84
S_Ayaviri	3717,24	424,2	17mar2011, 22:00	6,14

Figura 4.11 : Resultado global de Caudal Máximo para TR= 50 Años.

De la transformación de precipitación a escorrentía con el apoyo del software HEC-HMS considera las perdidas por que existe en el transito de las avenidas de modo que el caudal máximo es de 424.20 m³/s a la salida de la cuenca del rio Ayaviri para un periodo de retorno de 50 años, son productos de los hidrogramas generados por las unidades hidrograficas Santa Rosa, Llallimayo, Macarimayo, Intercuenca Llallimayo y Ayaviri.

4.8.4.1.3 Hidrogramas de Caudal Máximo de Diseño 100 Años.

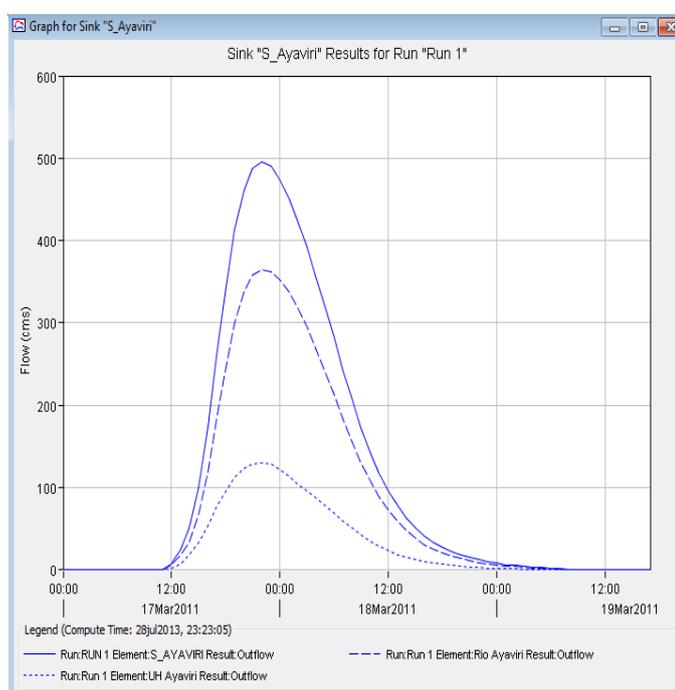


Figura 4.12 : Hidrograma de Caudal Máximo para TR= 100 Años

De la figura 4.18, se observa que para un periodo de retorno de 100 años, considerando que la tormenta empieza un día 17 de marzo a las 10:00 horas (10:00 a.m.), el caudal máximo se presentara el día 17 de marzo a las 22:00 horas (10:00 p.m.), con una magnitud 495.80 m³/seg.

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
UH Llallimayo	1349,23	195,0	17mar2011, 23:00	7,96
UH Macarimayo	632,84	106,0	17mar2011, 19:00	7,32
Macar_Llallim	1982,07	284,1	17mar2011, 21:00	7,76
Rio Llallimayo	1982,07	282,8	17mar2011, 22:00	7,76
UH Santa Rosa	906,13	94,3	17mar2011, 19:00	4,61
UH Int_Llallimayo	4,65	13,1	17mar2011, 12:00	29,12
Sant_Llalli	2892,85	366,7	17mar2011, 21:00	6,81
Rio Ayaviri	2892,85	365,0	17mar2011, 22:00	6,81
UH Ayaviri	824,39	130,8	17mar2011, 22:00	8,42
S_Ayaviri	3717,24	495,8	17mar2011, 22:00	7,17

Figura 4.13 : Resultado global de Caudal Máximo para TR= 100 Años.

De la transformación de precipitación a escorrentía con el apoyo del software HEC-HMS considera las perdidas por que existe en el transito de las avenidas de modo que el caudal máximo es de 495.80 m3/s a la salida de la cuenca del rio Ayaviri para un periodo de retorno de 100 años, son productos de los hidrogramas generados por las unidades hidrograficas Santa Rosa, Llallimayo, Macarimayo, Intercuenca Llallimayo y Ayaviri.

Cuadro N° 4.18 : Resumen de caudales máximos Generados de la cuenca del rio Ayaviri.

Unidades Hidrograficas	Area (Km2)	Caudal de descarga (m3/seg.) por periodos de retorno		
		5	50	100
Santa Rosa	906.13	12.70	69.30	94.30
Macarimayo	632.84	22.10	82.80	106.00
Llallimayo	1249.23	62.00	186.90	195.00
Inret. Llallimayo	4.65	6.20	11.50	13.10
Ayaviri	824.39	32.30	105.40	130.80

Cuenca	Area (Km2)	Caudal de descarga (m3/seg.) por periodos de retorno		
		5	50	100
Rio Ayaviri	3617.24	126.40	424.20	495.80

Los resultados para cada periodo de retorno de 5, 50 y 100 años el HEC-HMS considera las perdidas que existen en el transito de las avenidas, de modo que el caudal máximo a la salida de la cuenca del rio Ayaviri es el producto de los hidrogramas de las unidades hidrográficas, el mismo que será aplicado en el HEC-RAS.

4.8.5 Análisis y Comparativo de los caudales generados

Se realizo la comparacion de los resultados obtenidos en el presente trabajo de investigacion y algunos estudios hidrológicos realizados dentro del area de la cuenca Ayaviri elaborados por la INRENA – ATDR Ramis ahora Autoridad Nacional del Agua – ANA – ALA Ramis (Actualización del Balance Hídrico de la Cuenca del rio Ramis), por el PELT (Manejo de Inundacion de la Cuenca del rio Ramis); para los diferente periodos de retorno.

El cuadro N° 4.19, se muestra acontinuacion se refiere al analisis comparativo de los caudales generados por las diferentes intituciones, el caudal gerado por INRENA – ALA Ramis y PELT esta determinado en el punto hidrometrico del puente Ayaviri, y el caudal generado por el modelo hidrológico del presente trabajo de investigacion es en el punto hidrometrico del puente Ayaviri.

Cuadro N° 4.19 : Analisis Comparativo de los Caudales Generados por las Diferentes Intituciones

<i>TR (Años)</i>	<i>Q INRENA – ATDR (m3/seg.)</i>	<i>Q PEPT (m3/seg.)</i>	<i>Q Obtenido (m3/seg.)</i>
5	124.45	164.20	126.40
50	436.89	455.40	424.20
100	489.87	558.50	495.80

4.9 SIMULACIÓN HIDRÁULICA UTILIZANDO EL SOFTWARE HEC-RAS.

4.9.1 Simulación hidráulica con el modelo HEC-RAS.

Obtenida el caudal máximo de crecida del río Ayaviri se procedió con la simulación hidráulica del área que podría ser afectada por el desborde del río en el tramo de estudio.

Para el análisis de la simulación hidráulica realizada por el modelo, se asumió las condiciones de Flujo Permanentes, es decir, que en la ecuación de la energía no serán incluidos términos que dependan del tiempo. Además, se realizarán los cálculos a partir de consideraciones de Flujo Subcrítico (Numero de Froude < 1).

Los resultados del modelo se presentan tanto en forma gráfica como tabular, cabe mencionar que el modelo trabaja únicamente en lenguaje inglés, por lo que los parámetros incluidos en los resultados obedecen a abreviaturas en dicho idioma.

A continuación se presenta el significado de la nomenclatura utilizada por el modelo.

Cuadro N° 4.20: Nomenclatura utilizada por el modelo HEC-RAS.

E.G. Elev (m)	Línea de la Gradiente de Energía para un perfil hidráulico dado (Altura de Energía)
Vel Head (m)	Altura de la Velocidad
W.S.Elev (m)	Perfil hidráulico calculado a partir de la Ecuación de la Energía. (Altura de la lamina de agua)
Crit W.S. (m)	Altura crítica. Altura de agua correspondiente a la energía mínima en la curva energía vs profundidad. (Cota del calado crítico.)
E.G. Slope (m/m)	Pendiente de la línea de gradiente de energía.
Q Total (m³/s)	Caudal total en una sección transversal
Top Width (m)	Ancho de la superficie libre del flujo en la seccion.
Vel Total (m/s)	Velocidad promedio del flujo total de una sección transversal.
Max Chl Dpth (m)	Máxima Profundidad del canal.
Conv. Total (m³/s)	Capacidad de Transporte total de la sección transversal.
Length Wtd (m)	Longitud del tramo entre dos secciones transversales.
Min Chl El (m)	Cota inferior del cauce en la sección.
Alpha	
Frctn Loss (m)	Pérdida de energía entre dos secciones transversales.
C & E Loss (m)	Pérdidas por contracción y expansión entre dos secciones transversales.

Wt. n-Val	Valor de la rugosidad n de Manning.
Reach len. (m)	
Flow Area (m2)	Superficie mojada en la sección.
Area (m2)	
Flow (m3/s)	
Top Width (m)	Ancho de la superficie libre del flujo en la seccion.
Avg. Vel. (m/s)	
Hydr. Depth (m)	Altura hidráulica.
Wetted Per. (m)	Perímetro mojado.
Shear (N/m2)	Tensión cortante.
Stream Power (N/m s)	Poder Hidraulico
Cum Volume (1000 m3)	Volumen acumulado de agua, medido desde el extremo final aguas abajo hasta una sección transversal dada.
Cum SA (1000 m2)	Área acumulada de la superficie de agua, medida desde el extremo final aguas abajo hasta una sección transversal dada.
Froude # Chl	Número de Froude del canal.
Vel Chnl (m/s)	Velocidad del agua en el cauce.

Fuente: *Elaboración propia.*

4.9.2 Secciones transversales.

Las secciones transversales del río introducidos al programa muestran las gráficas que contienen los perfiles hidráulicos calculados por el modelo, esto implica la visualización de tirantes de agua, velocidades de flujo, etc visualizados en cada una de las Secciones Transversales analizadas en el Sistema Hídrico, aplicados a cada uno de los periodos de retorno.

El punto de control seleccionado es la estación hidrométrica del río Ayaviri ubicado en la progresivas 4+521.17 km, la que permite mostrar la capacidad de carga en dicha sección transversal (*figura 4.20*), mostrándose así también las características principales que registran las mismas secciones a través de las Ilustración *figura N° 4.20*.

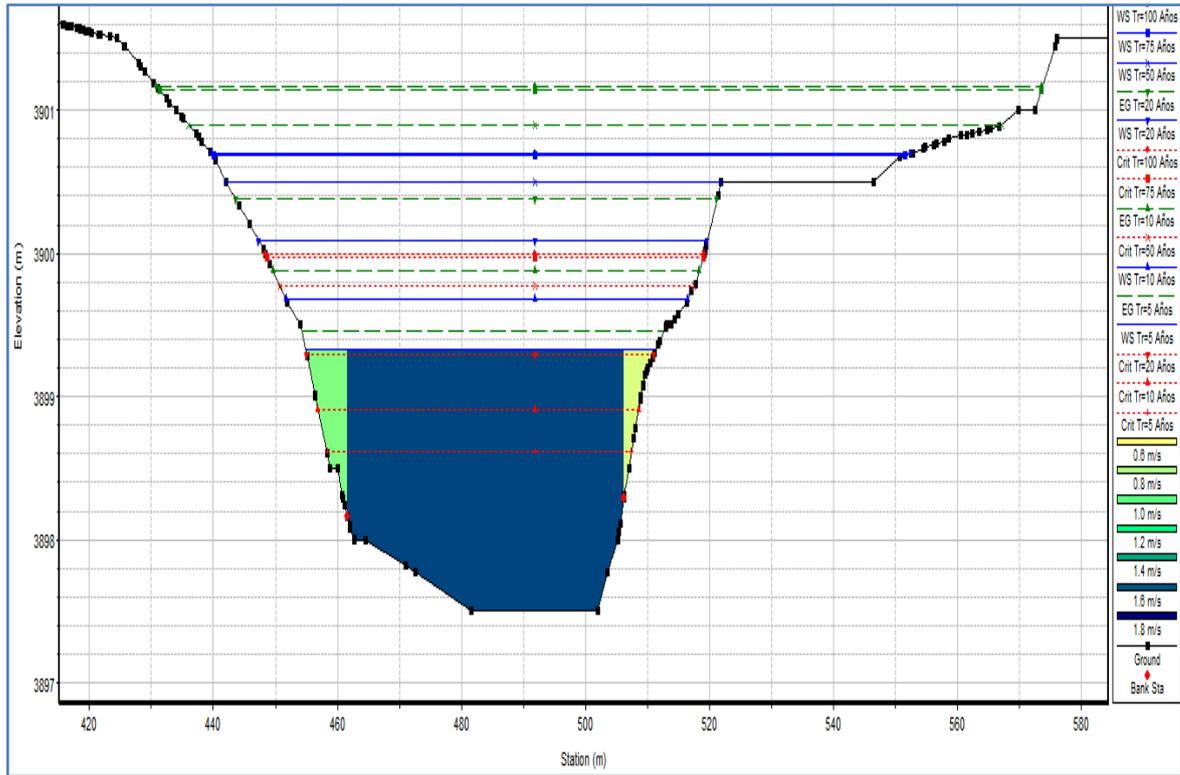


Figura 4.14 : Sección transversal del río Ayaviri.

En esta sección se muestra los diferentes periodos de retorno, donde la superficie de agua supera el nivel de los banks en ambos márgenes, la velocidad de flujo es mayor en el centro del cauce y a cierta distancia del fondo del lecho, lo que también está relacionado con la rugosidad del cauce y de la llanura de inundación, por lo que a mayor rugosidad menor velocidad del flujo. A continuación se muestra los resultados para los diferentes periodos de retorno donde se tienen velocidades entre 1.57 m/s y 2.72 m/s, el cual es un valor alto lo que implica una alta capacidad de erosión y arrastre de sedimentos.

Cross Section Output

River: RIO AYAVIRI Profile: Tr=5 Años

Reach: EJE RIO RS: 4521.171 Plan: Plan 01

Plan: Plan 01		RIO AYAVIRI	EJE RIO	RS: 4521.171	Profile: Tr=5 Años
E.G. Elev (m)	3899.46	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.13	Wt. n-Val.	0.032	0.034	0.032
W.S. Elev (m)	3899.32	Reach Len. (m)	10.00	10.00	10.00
Crit W.S. (m)	3898.61	Flow Area (m2)	4.23	73.97	2.13
E.G. Slope (m/m)	0.001585	Area (m2)	4.23	73.97	2.13
Q Total (m3/s)	126.40	Flow (m3/s)	3.80	121.14	1.46
Top Width (m)	56.47	Top Width (m)	6.76	44.62	5.09
Vel Total (m/s)	1.57	Avg. Vel. (m/s)	0.90	1.64	0.68
Max Chl Dpth (m)	1.83	Hydr. Depth (m)	0.63	1.66	0.42
Conv. Total (m3/s)	3175.0	Conv. (m3/s)	95.5	3043.0	36.6
Length Wtd. (m)	10.00	Wetted Per. (m)	6.88	44.72	5.21
Min Ch El (m)	3897.50	Shear (N/m2)	9.55	25.71	6.35
Alpha	1.05	Stream Power (N/m s)	54642.06	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)	24.77	462.37	32.68
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	37.44	332.35	43.20

Cross Section Output

River: RIO AYAVIRI Profile: Tr=50 Años

Reach: EJE RIO RS: 4521.171 Plan: Plan 01

Plan: Plan 01		RIO AYAVIRI	EJE RIO	RS: 4521.171	Profile: Tr=50 Años
E.G. Elev (m)	3900.90	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.40	Wt. n-Val.	0.032	0.034	0.032
W.S. Elev (m)	3900.50	Reach Len. (m)	10.00	10.00	10.00
Crit W.S. (m)	3899.78	Flow Area (m2)	18.98	126.43	15.68
E.G. Slope (m/m)	0.002492	Area (m2)	18.98	126.43	15.68
Q Total (m3/s)	424.20	Flow (m3/s)	28.78	371.13	24.29
Top Width (m)	79.88	Top Width (m)	19.61	44.62	15.64
Vel Total (m/s)	2.63	Avg. Vel. (m/s)	1.52	2.94	1.55
Max Chl Dpth (m)	3.00	Hydr. Depth (m)	0.97	2.83	1.00
Conv. Total (m3/s)	8498.3	Conv. (m3/s)	576.6	7435.1	486.6
Length Wtd. (m)	10.00	Wetted Per. (m)	19.80	44.72	15.85
Min Ch El (m)	3897.50	Shear (N/m2)	23.42	69.08	24.18
Alpha	1.13	Stream Power (N/m s)	54642.06	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.03	Cum Volume (1000 m3)	166.75	838.77	127.02
C & E Loss (m)	0.01	Cum SA (1000 m2)	280.78	332.47	163.50

Cross Section Output

River: RIO AYAVIRI Profile: Tr=100 Años

Reach: EJE RIO RS: 4521.171 Plan: Plan 01

Plan: Plan 01		RIO AYAVIRI	EJE RIO	RS: 4521.171	Profile: Tr=100 Años
E.G. Elev (m)	3901.17	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.47	Wt. n-Val.	0.032	0.034	0.032
W.S. Elev (m)	3900.70	Reach Len. (m)	10.00	10.00	10.00
Crit W.S. (m)	3899.99	Flow Area (m2)	23.08	135.28	24.13
E.G. Slope (m/m)	0.002694	Area (m2)	23.08	135.28	24.13
Q Total (m3/s)	495.80	Flow (m3/s)	38.54	431.99	25.27
Top Width (m)	112.82	Top Width (m)	21.91	44.62	46.29
Vel Total (m/s)	2.72	Avg. Vel. (m/s)	1.67	3.19	1.05
Max Chl Dpth (m)	3.20	Hydr. Depth (m)	1.05	3.03	0.52
Conv. Total (m3/s)	9551.5	Conv. (m3/s)	742.4	8322.1	486.9
Length Wtd. (m)	10.00	Wetted Per. (m)	22.10	44.72	46.50
Min Ch El (m)	3897.50	Shear (N/m2)	27.60	79.93	13.71
Alpha	1.24	Stream Power (N/m s)	54642.06	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.03	Cum Volume (1000 m3)	214.99	891.06	155.34
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)	321.95	332.47	197.35

Figura 4.15 : Características hidráulicas del flujo de agua.

Aquí se ve un resumen de los parámetros hidráulicos de cada una de las secciones, Además se ha hecho un resumen de estos parámetros que a continuación se puede observar.

Cuadro N° 4.21: Resumen de parámetros hidraulicos.

		PERIODOS DE RETORNO		
		Tr=5 Años	Tr=50 Años	Tr=100 Años
E.G. Elev (m)	Línea de la Gradiente de Energía para un perfil hidráulico dado (Altura de Energía)	3899.46	3900.90	3901.17
Vel Head (m)	Altura de la Velocidad	0.1300	0.4000	0.4700
W.S.Elev (m)	Perfil hidráulico calculado a partir de la Ecuación de la Energía. (Altura de la lamina de agua)	3899.32	3900.50	3900.70
Crit W.S. (m)	Altura crítica. Altura de agua correspondiente a la energía mínima en la curva energía vs profundidad. (Cota del calado)	3898.61	3899.78	3899.99
E.G. Slope (m/m)	Pendiente de la línea de gradiente de energía.	0.00159	0.00249	0.00269
Q Total (m3/s)	Caudal total en una sección transversal	126.40	424.20	495.80
Top Width (m)	Ancho de la superficie libre del flujo en la seccion.	56.47	79.88	112.82
Vel Total (m/s)	Velocidad promedio del flujo total de una sección transversal.	1.5700	2.6300	2.7200
Max Chl Dpth (m)	Máxima Profundidad del canal.	1.8300	3.0000	3.2000
Conv. Total (m3/s)	Capacidad de Transporte total de la sección transversal.	3175.00	8498.30	9551.50
Length Wtd (m)	Longitud del tramo entre dos secciones transversales.	10.00	10.00	10.00
Min Chl El (m)	Cota inferior del cauce en la sección.	3897.50	3897.50	3897.50
Alpha		1.0500	1.1300	1.2400
Frctn Loss (m)	Pérdida de energía entre dos secciones transversales.	0.0200	0.0300	0.0300
C & E Loss (m)	Pérdidas por contracción y expansión entre dos secciones transversales.	0.0000	0.0100	0.0200

También se puede observar las secciones transversales en perspectiva tridimensional como en la *figura 4.16*.

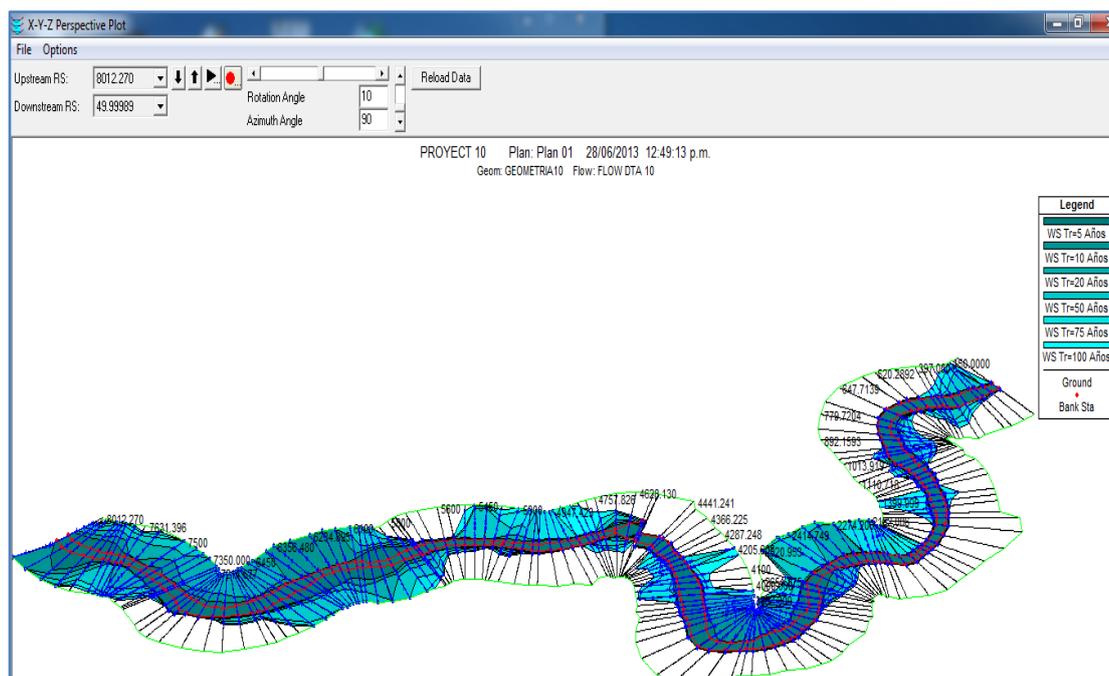


Figura 4.16 : Perspectiva tridimensional del tramo en estudio.

Esta vista tridimensional permite observar el tramo en estudio con sus correspondientes niveles de agua para los diferentes períodos de retorno, es muy útil en cuanto proporciona una mirada general del comportamiento del río, su limitación radica en que solo interpreta la topografía de la sección, en caso de tener una extensión mayor de las secciones permitiría delimitar de manera más precisa hasta que punto llega la superficie de agua.

4.9.3 Perfiles hidráulicos.

Los perfiles hidráulicos son calculados por el modelo, graficados a lo largo del tramo en estudio, donde se puede visualizar el perfil de la superficie del río, de los diferentes tirantes de agua según los periodos de retorno.

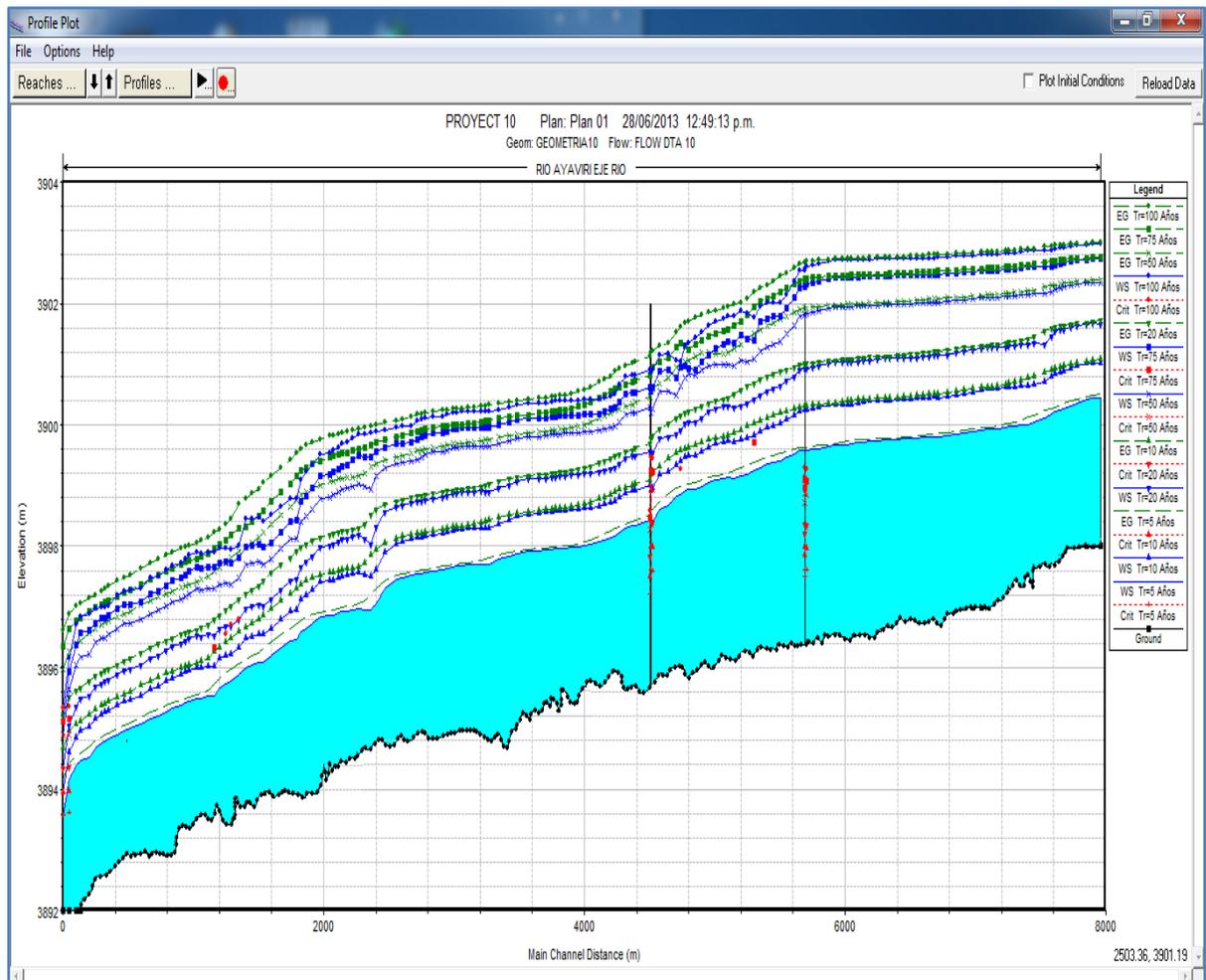


Figura 4.17 : Perfil hidráulico del río Ayaviri para diferentes periodos de retorno.

4.9.4 Perfiles hidráulicos.

En las gráficas de la figura 4.23, se observan las variaciones de la velocidad de la corriente en todo el trayecto del río Ayaviri. La línea azul representa la velocidad en el cauce natural del río que llega a alcanzar a 1.57, 2.63 y 2.72 m/s para los periodos de retorno de 5, 50 y 100 años, mientras que las líneas verdes y negras representan las velocidades del flujo de las llanuras de inundación en ambas márgenes y normalmente alcanzan velocidades menores al cauce.

En el mapa M-14 se ha elaborado el mapa de la distribución de velocidades del flujo en todo el trayecto del río, el cual expresa las

velocidades que alcanza el río Ayaviri con el caudal estimado para $T=100$ años, con lo cual se prevé que representaría las condiciones extremas.

Así mismo se ha elaborado en mapa de inundaciones que representa los tirantes alcanzados en diversos puntos del cauce y en las llanuras de inundación por caudales para $T=100$ años, también considerando que representaría las condiciones extremas de inundación por el río.

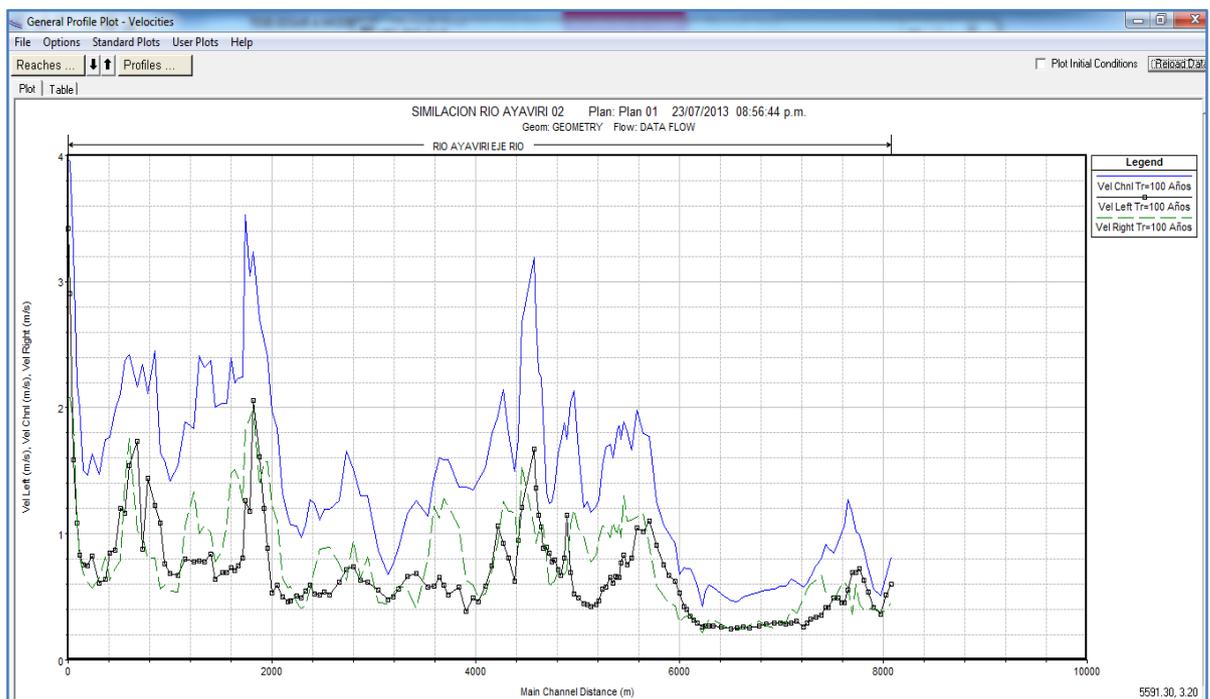


Figura 4.18 : Grafica de velocidades del rio Ayaviri para diferentes periodos de retorno

4.9.5 Resumen de parámetros hidráulicos.

Otro de los resultados importantes que se obtienen con el programa HEC-RAS, son las tablas en detalle, donde se observa un resumen de los parámetros hidráulicos de cada una de las secciones, como por ejemplo el caudal transitado para cada período de retorno, la elevación de fondo, la elevación, altura crítica, elevación de la línea de energía, área mojada, rugosidad y otros, ver figura 4.19.

HEC-RAS Plan: Plan 01 River: RIO AYAVIRI Reach: EJE RIO												
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
EJE RIO	4521.171	Tr=5 Años	126.40	3897.50	3899.32	3898.61	3899.46	0.001585	1.64	80.33	56.47	0.41
EJE RIO	4521.171	Tr=10 Años	192.70	3897.50	3899.68	3898.91	3899.88	0.001867	2.02	101.54	64.81	0.46
EJE RIO	4521.171	Tr=20 Años	292.70	3897.50	3900.09	3899.30	3900.38	0.002144	2.46	130.13	72.41	0.50
EJE RIO	4521.171	Tr=50 Años	424.20	3897.50	3900.50	3899.78	3900.90	0.002492	2.94	161.09	79.88	0.56
EJE RIO	4521.171	Tr=75 Años	487.10	3897.50	3900.68	3899.97	3901.14	0.002654	3.16	180.78	111.56	0.58
EJE RIO	4521.171	Tr=100 Años	495.80	3897.50	3900.70	3899.99	3901.17	0.002694	3.19	182.49	112.82	0.59

Total flow in cross section.

Figura 4.19 : Tabla resumen de parámetros hidráulicos.

En el régimen supercrítico ($NF > 1$) el flujo es de alta velocidad, propio de cauces de gran pendiente o ríos de montaña. El flujo subcrítico ($NF < 1$) corresponde a un régimen de llanura con baja velocidad, caso que se presenta en el tramo estudiado. El flujo crítico ($NF = 1$) es un dato teórico en corrientes naturales y representa el punto de transición entre los regímenes subcrítico y supercrítico.

Estos resultados obtenidos de superficies de agua y velocidades de flujo se exportan desde HEC-RAS a ArcGis empleando la extensión HEC-GeoRAS y pueden ser procesados para visualizar mapas de inundación para cada perfil y grids de profundidad.

4.10 ELABORACIÓN DE MAPAS DE RIESGO.

4.10.1 Escenarios de riesgo por inundación.

La magnitud de las descargas para la elaboración de escenarios de riesgo por inundaciones depende muchos factores, siendo los mas predominantes las características de la cuenca colectora la que define un comportamiento único para cada proyecto en estudio, por lo tanto la determinación de estos valores deberán ser determinados a nivel definitivo. Estos resultados conducirán a conocer las áreas urbanas y agrícolas que serán inundadas determinando en ese momento el tamaño del proyecto.

Las áreas damnificadas fueron clasificadas de acuerdo al mapa de inundaciones debido a que en este mapa se tienen identificadas las zonas aledañas al cauce. En los siguientes escenarios de inundación para diferentes periodos de retorno se observa que ya no es considerado el área del cauce, sino únicamente se consideran las áreas de inundación fuera del cauce (parte externa de los bancos fijados).

4.10.2 Áreas de inundación según los periodos de retorno.

4.10.2.1 Áreas de inundación para $Tr=5$ Años.

Las zonas de inundación producidas por una tormenta ordinaria ($Tr = 5$ años) son mínimas, ya que el cauce se encuentra dentro del área natural del río, y en algunos tramos al borde de esta, pudiendo ocasionar desprendimientos en los bordes del río, además se puede apreciar leves desbordamientos que cubren 0.81 has de áreas Urbnas, 48.97 Has de Areas de cultivo agrícola, y 1.20 has del Humedal (Moya), desbordándose en total 50.98 has cubriendo con agua 477.50m de pistas, afectando a 12 viviendas y sus servicios básicos como agua y desagüe, servicio eléctrico, y vidas de animales.

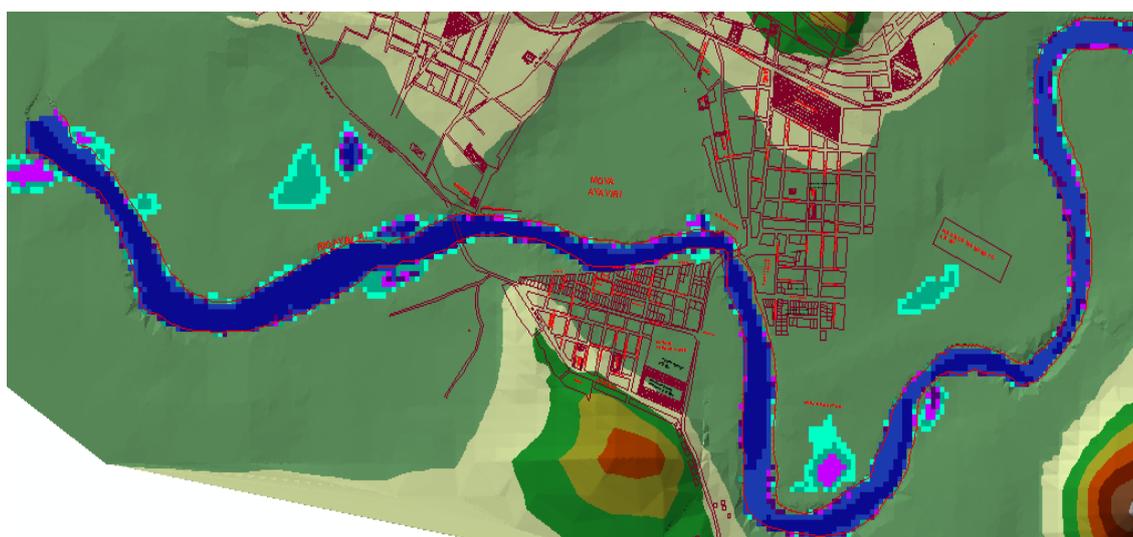


Figura 4.20 : Escenario de inundación para un periodo de retorno de 5 años.

4.10.2.2 Zonas de inundación para $Tr=50$ Años.

Las zonas de inundación producidas por una tormenta de ($Tr = 50$ años), cubre una superficie de 4.48 Has Urbanas, 194.34 Has de Areas de cultivo, y 25.24 Has de Humedales, en las vías de acceso 1+957 km de longitud afectadas, también 40 viviendas ubicadas en el barrio Pueblo Libre y en el barrio Ccahushi Mashí, 01 complejo deportivo, 01 camal municipal, 01 cámara de bombeo para uso poblacional, 01 Planta de tratamiento, también se aprecia el desborde el río hacia la Moya, además de indicar que el río se encuentra a sección llena, con posibles derrumbes en sus bordes.

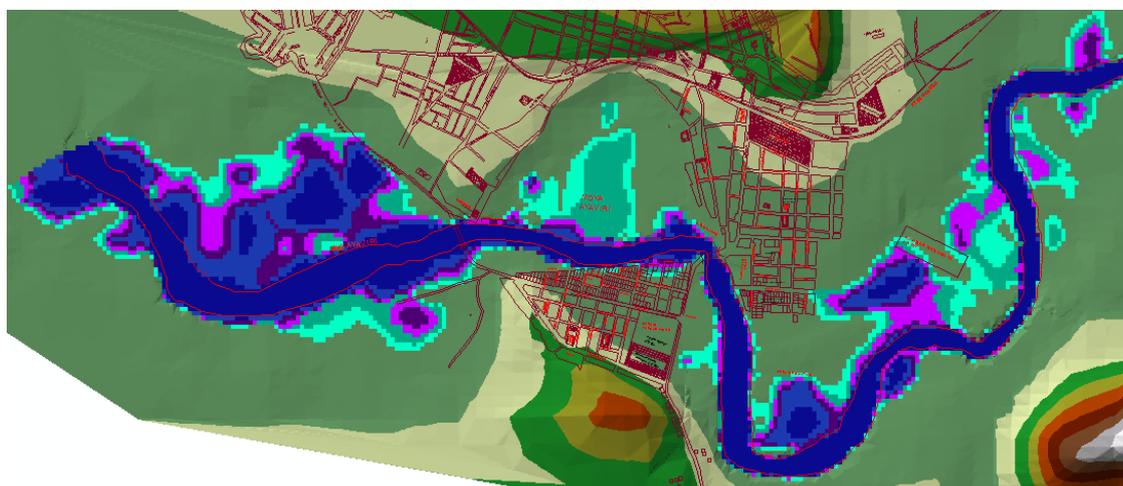


Figura 4.21 : Escenario de inundación para un periodo de retorno de 50 años

4.10.2.3 Zonas de inundación para $Tr=100$ Años.

Las zonas de inundación producidas por una tormenta de ($Tr = 100$ años), cubre una superficie de 5.75 Has de Areas Urbanas, 217.24 Has de Areas de cultivo, y 30.04 Has de Humedales, en las vías de acceso 2.112 km de longitud afectadas, también 67 viviendas ubicadas en el barrio Pueblo Libre y en el barrio Ccahuashi Mashí, 01 complejo deportivo, 01 camal municipal, 01 cámara de bombeo para uso poblacional, 01 Planta de tratamiento, 01 puente tipo alcantarilla, también se aprecia el desborde el río hacia la Moya, inundando zonas de pastizales, además de indicar que el río se encuentra a sección llena, con posibles derrumbes en sus bordes.

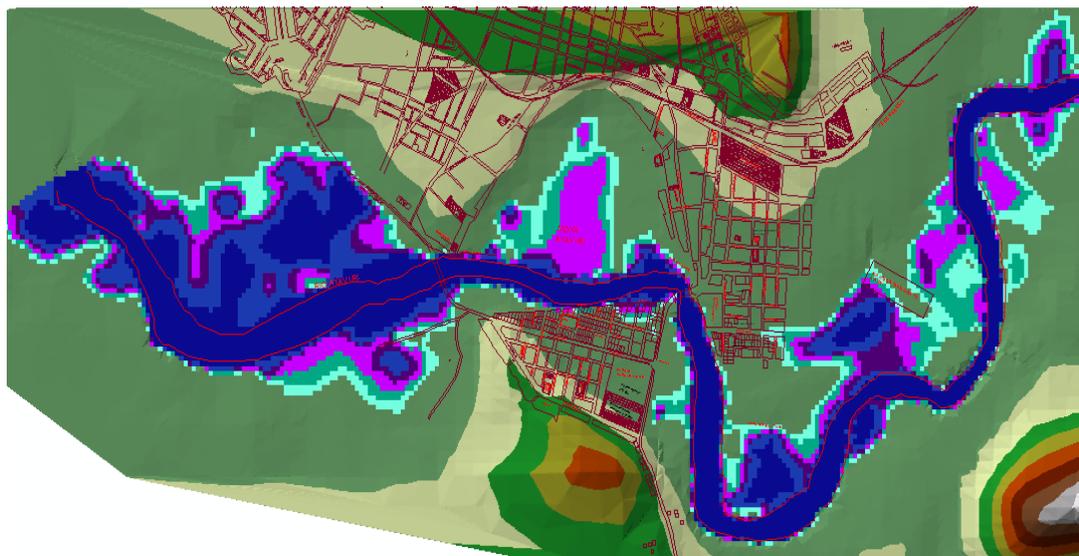


Figura 4.22 : Escenario de inundación para un periodo de retorno de 100 años

Cuadro N° 4.22: Elementos vulnerables utilizando mapas de tirantes y velocidades.

N°	DESCRIPCION	UNIDAD	PERIODO DE RETORNO Tr (AÑOS)		
			Tr =5 Años	Tr =50 Años	Tr =100 Años
1	Áreas Urbanas	Has	0.81	4.48	5.75
2	Áreas agrícolas	Has	48.97	194.34	217.24
3	Áreas de humedales	Has	1.20	25.24	30.04
4	Area Total Inundada	Has	50.98	224.06	253.03
5	Vías de comunicación	m	477.50	1,957.00	2,112.00
6	Estructuras hidráulicas(puente tipo alcanta)	Und		1.00	1.00
7	Estructuras hidráulicas(Camara de Bombe)	Und		1.00	1.00
8	Edificaciones - Centro Recreacional	Und		1.00	1.00
9	Edificaciones - Camal municipal	Und		1.00	1.00
10	Planta de Tratamiento	Und		1.00	1.00
	Servicios Basico				
11	Agua potable y desague	Inst.	12.00	40.00	67.00
12	Energia Electrica	Inst.	12.00	40.00	67.00
	Población urbana				
13	Viviendas	Und	12.00	40.00	67.00
14	Vidas humanas	Personas	60.00	200.00	335.00
	Vidas pecuarias				
15	Vacunos	Cabezas	5.00	35.00	62.00
16	Ovinos	Cabezas	3.00	25.00	41.00
17	Animales menores	Cabezas	2.00	16.00	26.80

Fuente: Elaboración propia

4.10.2.3.1 Daños estimados a nivel poblacional.

En el distrito de Ayaviri, se encuentra el Barrio Pueblo Libre en el margen derecho del río Ayaviri, y el Barrio Ccahuashi Mashí en el margen izquierdo del río Ayaviri, además de encontrar áreas de cultivo, humedales, y zonas urbanas que incluyen viviendas, pistas, servicios básicos como agua y desagüe, luz eléctrica, teléfono. El área de estudio se encuentra básicamente en el margen derecho del río, en el barrio Pueblo Libre entre la carretera Juliaca Ayaviri y el río Ayaviri, esto entre los dos puentes de la ciudad de Ayaviri, y en el margen izquierdo las áreas pobladas que son afectadas son el barrio Ccahuashi Mashí, haciendo un total de 67 viviendas, 01 parque recreacional, 01 Camal, 01 Planta de tratamiento, 01 cámara de bombeo, 01 puente tipo alcantarilla, vías de acceso, donde vive una población de 335 habitantes así como se puede apreciar en los Mapas de peligro T1-3 y V1-3 en anexo D.

4.10.2.3.2 Daños estimados en áreas de cultivo.

El desborde del río Ayaviri estima la pérdida de 217.24 Has, el cultivo afectado es la avena forrajera puesto que es el cultivo predominante. Además de inundar 30.04 ha de humedales ubicados en la Moya.

4.10.2.3.3 Daños estimados en la actividad pecuaria.

Ayaviri es considerado como una zona netamente pecuaria, pero el área de estudio abarca una parte urbana y otra rural, donde existe la presencia de ganado vacuno, ovino y crianza de animales menores, donde se ha podido estimar la pérdida de 62 cabezas de vacunos., en ovinos de 41 c/ov., y de animales menores fue de 56 c/am., aproximadamente.

4.10.2.3.4 Daños estimados a la infraestructura educativa, transporte y salud.

Dentro del área de estudio y según la simulación podemos indicar la pérdida de una extensión de 2.112 km. por desborde del río Ayaviri.

4.10.3 Determinación de los niveles de riesgo por inundaciones.

Los niveles de Riesgo por inundación de un área dada, resultan de la relación entre frecuencia de las inundaciones y su intensidad. La combinación de ambos se representa gráficamente en la siguiente matriz.

Cuadro N° 4.23: Niveles de Riesgo por inundaciones.

Intensidad	Alta $\geq 1.00m$	Alta	Alta	Alta
	Media $0.50 \leq H < 1.00m$	Alta	Media	Baja
	Baja $0.25m \leq H < 0.5$	Media	Baja	Baja
		Alta $Tr \leq 10$	Media $10 < Tr \leq 50$	Baja $50 < Tr \leq 200$
		Frecuencia		

Las áreas afectadas según el tirante de agua son:

Cuadro N° 4.24: Áreas afectadas según tirante de agua.

			PERIODOS DE RETORNO $Tr = 5$ Años							
Inundaciones Estáticas			AREAS URBANAS		AREAS AGRICOLAS		AREAS HUMEDAL		AREAS TOTAL	
			Has.	%	Has.	%	Has.	%	Has.	%
Profundidad	$\geq 1.00 m$	INTENSIDAD ALTA	0.000	0.00%	4.897	10.00%	0.240	20.00%	5.14	10.08%
	0.5 - 1.00 m	INTENSIDAD MEDIA	0.242	30.00%	9.794	20.00%	0.481	40.00%	10.52	20.63%
	0.25 - 0.50 m	INTENSIDAD BAJA	0.566	70.00%	34.278	70.00%	0.481	40.00%	35.32	69.29%
TOTAL			0.8082	100.00%	48.97	100.00%	1.20	100.00%	50.98	100.00%
FRECUENCIA ALTA										

PERIODOS DE RETORNO Tr= 50 Años										
Inundaciones Estáticas			AREAS URBANAS		AREAS AGRICOLAS		AREAS HUMEDAL		AREAS TOTAL	
			Has.	%	Has.	%	Has.	%	Has.	%
Profundidad	≥ 1.00 m	INTENSIDAD ALTA	1.121	25.00%	48.584	25.00%	2.524	10.00%	52.23	23.31%
	0.5 - 1.00 m	INTENSIDAD MEDIA	1.570	35.00%	77.734	40.00%	3.786	15.00%	83.09	37.08%
	0.25 - 0.50 m	INTENSIDAD BAJA	1.794	40.00%	68.018	35.00%	18.930	75.00%	88.74	39.61%
TOTAL			4.48	100.00%	194.34	100.00%	25.24	100.00%	224.06	100.00%
FRECUENCIA MEDIA										

PERIODOS DE RETORNO Tr= 100 Años										
Inundaciones Estáticas			AREAS URBANAS		AREAS AGRICOLAS		AREAS HUMEDAL		AREAS TOTAL	
			Has.	%	Has.	%	Has.	%	Has.	%
Profundidad	≥ 1.00 m	INTENSIDAD ALTA	2.298	40.00%	76.035	35.00%	6.007	20.00%	84.34	33.33%
	0.5 - 1.00 m	INTENSIDAD MEDIA	2.011	35.00%	65.173	30.00%	13.517	45.00%	80.70	31.89%
	0.25 - 0.50 m	INTENSIDAD BAJA	1.436	25.00%	76.035	35.00%	10.513	35.00%	87.98	34.77%
TOTAL			5.75	100.00%	217.24	100.00%	30.04	100.00%	253.03	100.00%
FRECUENCIA BAJA										

Fuente: Elaboración propia.

Cuadro N° 4.25: Resumen de Riesgos

PERIODOS DE RETORNO	% Areas	INTENSIDAD ALTA	INTENSIDAD MEDIA	INTENSIDAD BAJA	FRECUENCIA
		% Has	% Has	% Has	
PERIODOS DE RETORNO Tr= 5 Años	100.00% 50.98	10.08% 5.14	20.63% 10.52	69.29% 35.32	BAJA
PERIODOS DE RETORNO Tr= 50 Años	100.00% 224.06	23.31% 52.23	37.08% 83.09	39.61% 88.74	MEDIA
PERIODOS DE RETORNO Tr= 100 Años	100.00% 253.03	33.33% 84.34	31.89% 80.70	34.77% 87.98	ALTA

4.10.4 Medidas de contingencia.

Se plantean algunas medidas de prevención de desastres para disminuir o eliminar el peligro. Dentro de las acciones a tomar se ha tomado como referencia a la guía metodológica para proyectos de protección y/o control de inundaciones en áreas agrícolas o urbanas, donde nos indica:

ACCIONES A TOMAR:

- ✓ MEDIDAS ESTRUCTURALES DE PROTECCIÓN DEL CAUCE.
- ✓ MEDIDAS NO ESTRUCTURALES

- Capacitación de Pobladores.
- Habilitación de centros de emergencia.
- Ordenamiento territorial.

4.10.4.1 Medidas estructurales de protección del cauce.

- ✓ La construcción y mejoramiento de defensas ribereñas, utilizando materiales adecuados.

4.10.4.2 Medidas no estructurales.

- ✓ Se deberán realizar simulacros de evacuación con la gente que está inmersa en las zonas de inundación, es decir con todos los actores, para lo cual se deberá tomar como base el mapa de peligros por Inundaciones para ubicar las zonas de peligro y seguridad.
- ✓ Planeamiento urbano y rural adecuado, debe evitarse la construcción de instalaciones y viviendas en zonas altamente inundables.
- ✓ La predicción de la ocurrencia de un evento futuro, empleando el conocimiento del medio ambiente y la recopilación de datos como el tiempo y duración de una avenida, especialmente del caudal máximo, ocasionada por fuertes precipitaciones.
- ✓ Reubicar y restringir el uso del suelo, este enfoque debe analizarse considerando aspectos sociales, culturales y políticos.
- ✓ Las autoridades de la población, deben contar con un mapa de riesgo para poder evacuarse a sitios seguros indicados en el mapa de riesgo.

CAPITULO V.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1 CONCLUSIONES

- 1) El modelamiento del sistema hidrológico de la cuenca del río Ayaviri, a través del modelo HEC-HMS, permite describir en forma cualitativa y cuantitativa la respuesta de la cuenca ante un evento extremo, permitiendo determinar el escurrimiento producido por las precipitaciones máximas en 24 horas, según la transformación lluvia - escorrentía, los caudales calculados para diferentes periodos de retorno como son $Tr= 5$ Años que nos da un caudal de 126.40 m³/seg., $Tr= 50$ Años que nos da un caudal de 424.20 m³/seg., y el caudal máximo alcanzado para un periodo de retorno de 100 años es de 495.80 m³/s; mientras que por el método probabilístico con caudales máximos instantáneos tiene un caudal pico de 393.60 m³/s ajustándose a la función de distribución Log Normal de 2 parametros por el método de máxima verosimilitud según la prueba de Chi Cuadrado; de acuerdo a las estimaciones para la simulación hidráulica del río Ayaviri se tomaron los valores más desfavorables, es decir, el que da un valor de caudal mayor.
- 2) La simulación con el modelo HEC-RAS en cierta forma ha permitido establecer la conexión que existe con el modelo hidrológico HEC-HMS, puesto que obtenidos los caudales máximos de avenidas es posible evaluar los tramos del cauce del río que serían más susceptibles a sufrir desbordes e inundaciones, detectados por la configuración de los perfiles hidráulicos que arroja la simulación hidráulica del modelo. Con el caudal simulado de 424.20 m³/s para un periodo de retorno de 50 años, se producen ya algunos problemas e indicios de desbordes y

derrumbes esto en el margen derecho del río a la altura del Barrio Pueblo Libre y en el margen izquierdo a altura del parque recreacional, que corresponde al área urbana de la ciudad de Ayaviri, el cual se puede visualizar en los mapas de riesgo.

- 3) La aplicación del SIG como herramienta de análisis hidráulico para el modelamiento de zonas con riesgo de inundación ahorran tiempo y recursos contra un trazado manual de inundación; así mismo la integración del modelo hidráulico HEC-RAS con el ArcGIS a través de la aplicación HEC-GeoRAS es una manera dinámica e interactiva del manejo de los modelos digitales de terreno y elevaciones de la lámina de agua, generando como resultado mapas temáticos que muestran las zonas más vulnerables a riesgo por inundación y así tomar las medidas preventivas necesarias. Como es la construcción de defensas ribereñas en los tramos críticos que se visualizan en los mapas, como son las áreas aledañas a las llanuras de inundación del barrio Pueblo Libre y Ccahuashi Mashí

5.2 RECOMENDACIONES.

- ✓ Dada la importancia de la cuenca del río Ayaviri, es necesaria la instalación de estaciones meteorológicas e hidrométricas que permitan una correcta representación de la cuenca en estudio, en cuanto a sus variaciones y diferencias en la distribución temporal de las lluvias evitando de esta manera las extrapolaciones.
- ✓ Para la simulación hidráulica se recomienda emplear la extensión pre-proceso del ArcGIS que “ahorra la introducción de datos” HEC-GeoRAS y que una vez realizada la simulación, permite visualizar en un sistema de información geográfica la lámina de agua asociada al caudal de cálculo, sin embargo, es importante anotar que su uso es conveniente cuando se tiene una altimetría digital de mucho detalle (escala 1:1000

a 1:5000 con curvas de nivel de 1m o menos).

- ✓ Se recomienda hacer estudios hidrológicos, hidráulicos y sociales de mayor precisión en la determinación de áreas sujetas a amenaza por inundaciones, en los lugares que históricamente se ven afectados. Para la determinación de la vulnerabilidad y zonificación de riesgos, es necesario hacer una recolección de información detallada sobre el área de amenaza por inundación, que permitan conocer el tipo de material del que están hechas las viviendas, el número de personas que las habitan, número de viviendas, red vial, comunidades, áreas naturales, capacidad productiva de los suelos, actividades socio-económicas, entre otras.

- ✓ Para las áreas comprendidas en las llanuras de inundación o áreas ribereñas no se recomienda la construcción de viviendas e infraestructura sensible, ya que estas zonas se constituyen de alto riesgo en caso de una creciente, con sus consecuentes daños económicos o de pérdidas de vidas humanas.

CAPITULO VI. BIBLIOGRAFÍA.

1. Aparicio Mijares. Francisco Javier, “Fundamentos de Hidrología de Superficie”. México. 1,997.
2. Bedient y Huber, “Hydrology and Floodplain Analysis” 5th Edition – 2002.
3. Bladé E., M. Sánchez–Juny, H.P. Sánchez, D. Niñerola, M. Gómez, “Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variable” Ediciones UPC, Barcelona-España, 2009.
4. Cahuana Andia Agustin y Yugar Morales Weimar, “Material de Apoyo Didáctico para la Enseñanza y Aprendizaje de la Asignatura de Hidrología”, Cochabamba – Bolivia – Septiembre del 2009
5. Campos Aranda Daniel, “Procesos del Ciclo Hidrologico”, Mexixo D.F., 2001.
6. Casanova M. Leonardo., “Topografía Plana” Taller de publicaciones de Ingeniería, Mérida-Venezuela, 2002
7. Cedeño B. David, “Apuntes de Hidrologia”, 1997.
8. Chereque Moran Wendor, “Hidrología – Para Estudiantes de Ingeniería Civil”, Lima – Perú, 1994.
9. Chow Ven Te, “Hidráulica de los Canales Abiertos”, Mc. Graw Hill, Bogotá – Colombia, 1986.
10. Chow Ven Te, “Hidrología Aplicada”. Mc. Graw Hill, Bogota, Colombia. 1,964.
11. Cowan W., “Estimating hydraulic roughness coefficients”, Agricultural Engineer-ing, vol.37, USA 1956.
12. Hydrologic Engineering Center, “HEC-RAS 4.0 Hydraulic Reference Manual”, USACE, Estados Unidos, 2008.
13. Hydrologic Engineering Center Hidrologic Modeling System, “HEC-HMS

- 3.0.0., User's Manual", California, Estados Unidos, 2008.
14. INDECI, "Manual Básico para la Estimación del Riesgo", Lima-Perú, 2006.
 15. INETER/COSUDE, "Inundaciones Fluviales – Mapas de Amenazas, Recomendaciones Técnicas para su Elaboracion" Nicaragua, Agosto del 2005.
 16. INRENA - Instituto Nacional de Recursos Naturales (ATDR Ilave),
 17. Linsley R, "Hidrología para Ingenieros", Editorial Mc Graw -Hill. New York. (1968).
 18. Llamas, J., "Hidrología General" Universidad del Estado de México. Toluca. México 627 pp., 1993.
 19. Mejia M., Abel, "Análisis de Máximas Avenidas". Lima - Perú. 1991.
 20. Molina Medardo, "Hidrología UNA" Publidart, Lima – Perú, 1970.
 21. Monsalve Saenz Germán, "Hidrología en la Ingeniería". Bogota, Colombia. 1998.
 22. Nania, Leonardo S., "Metodos de Transformacion de Lluvia – Escorrentia y Programacion de Caudales", Univercidad de Granada, España, 1992.
 23. PELT – Proyecto Especial Binacional Lago Titicaca, "Manejo de Inundaciones de la Cuenca del Rio Ramis", 2012.
 24. Reyes Carrasco Luís V., "Hidrología Básica". Lima - Perú. 1992.
 25. Rocha F. Arturo, "Introducción a la Hidráulica Fluvial". Universidad Nacional de Ingeniería, Lima - Perú, 1998.
 26. Saborío J., "Estudio del Riesgo Integral en la Cuenca del Río Savegre ICE Proyectos y Servicios Asociados", Quito - Ecuador, 2003.
 27. Sviatoslav Krochin, "Diseño Hidráulico", Editorial de la Escuela Politécnica Nacional Quito – Ecuador, 1996.
 28. Teran Adiazola, Rubén. "Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas", Escuela Superior de Administración de Aguas "Charles Sutton", Arequipa – Perú, 1998.
 29. US ARMY CORPS OF ENGINEERS, HIDROLOGIC ENGINEERING CENTER. "HEC-RAS RIVER ANALYSIS SYSTEM". USA. 2003.

30. Velásquez S., “Apuntes clase del curso Sistema de Información Geográfica (SIG)”, Catie-Costa Rica, 2004.
31. Villón Bejar Máximo, “Hidrología Estadística”, Editorial Villón, Lima – Perú, 2005.
32. Villón Bejar Máximo, “Hidrología”, Editorial Villón, Lima – Perú, 2002.
33. Yzocupe V., “Simulación de Flujo 1D en Canales Abiertos” Revista de Investigación de Física, 2006.