

# **UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO-PUNO**

**FACULTAD DE INGENIERIA AGRICOLA**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA AGRICOLA**



**"CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA CON FINES DE MANEJO DE  
MÁXIMAS AVENIDAS MEDIANTE MODELAMIENTO HIDROLÓGICO  
DE LA CUENCA DEL RÍO COATA"**

## **TESIS**

**PRESENTADO POR:**

**Bach. ALEX BRIAN SULLCA CASTILLO**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

## **INGENIERO AGRÍCOLA**

**PUNO - PERÚ**

**2013**

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO-PUNO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA AGRÍCOLA**

**TESIS:**

**"CARACTERIZACION HIDROLOGICA CON FINES DE MANEJO DE  
MAXIMAS AVENIDAS MEDIANTE MODELAMIENTO HIDROLOGICO  
DE LA CUENCA DEL RIO COATA"**

**PRESENTADO POR EL BACHILLER:**

**ALEX BRIAN SULLCA CASTILLO**

**PRESENTADO A LA COORDINACIÓN DE INVESTIGACIÓN DE LA FACULTAD DE  
INGENIERÍA AGRÍCOLA COMO REQUISITO PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO AGRÍCOLA**

**APROBADO POR:**



**M.Sc. Audberto Millones Chafloque.  
PRESIDENTE DEL JURADO**



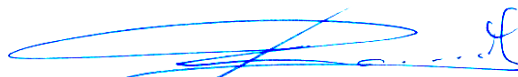
**Ing. Roberto Alfaro Alejo.  
PRIMER MIEMBRO DEL JURADO**



**M.Sc. José Antonio Mamani Gómez.  
SEGUNDO MIEMBRO DEL JURADO**



**MSc. Oscar Raúl Mamani Luque.  
DIRECTOR DE TESIS**



**Ing. Marco Antonio Rodríguez Mendoza.  
ASESOR DE TESIS**

**ÁREA : Ingeniería y Tecnología**  
**TEMA: Modelamiento hidrológico**  
**LÍNEA: Recursos Hídricos**

## **DEDICATORIA**

*A Dios por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.*

*A mis padres por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, los ejemplos de perseverancia y constancia que los caracterizan y que me ha infundado siempre, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, pero más que nada, por su amor.*

*A mi esposa Deisy Esquivel, mis hermanos, a mis tíos por estar conmigo y apoyarme siempre, los quiero mucho.*

*A mi Primo Jherol Sullca, hay hombres que luchan un día y son buenos, hay otros que luchan un año y son mejores, hay quienes luchan muchos años y son muy buenos, pero hay los que luchan hasta el último momento de su vida esos son los imprescindibles y tu Jherol Sullca luchaste hasta el último momento de tu vida. Por siempre imprescindible.*

*A nuestra primera casa de estudios la Universidad Nacional del Altiplano, Facultad de Ingeniería Agrícola.*

*A mis compañeros y amigos por permitirme compartir con ellos una etapa más de mi vida y lograr esta meta.*

**Alex B. Sullca C.**

## **AGRADECIMIENTOS**

*A Dios creador del universo y dueño de mi vida, que me permitió culminar con éxito este reto muy importante en mi vida.*

*A mis padres Roger Sullca y Bertha Castillo; y hermanos que siempre demostraron su confianza en los malos y buenos momentos, dándome su apoyo incondicional para el logro de esta meta.*

*A los docentes y administrativos de la Facultad de Ingeniería Agrícola de la Universidad Nacional del Altiplano.*

*A mis profesores consejeros M.Sc. Oscar Mamani Luque y al Ing. Roberto Alfaro Alejo, por su apoyo y confianza para la realización de este trabajo de investigación.*

*A los Miembros del Jurado Revisor del presente estudio de tesis M.Sc. Audberto Millones, Ing. Roberto Alfaro y M.Sc. José Antonio Mamani Gómez.*

*A todos Uds. mi más sincero agradecimiento...*

***Alex B. Sullca C.***

## INDICE

<i>DEDICATORIA</i> .....	I
<i>AGRADECIMIENTOS</i> .....	II
INDICE.....	III
INDICE DE CUADROS .....	VI
INDICE DE FIGURAS .....	IX
INDICE DE ANEXOS .....	XI
LISTA DE ACRONIMOS.....	XII
RESUMEN .....	XIII
<b>INTRODUCCION</b> .....	<b>2</b>
<b>I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b> .....	<b>4</b>
<b>1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b> .....	<b>4</b>
<b>1.2 ANTECEDENTES</b> .....	<b>5</b>
<b>1.3 OBJETIVOS GENERALES Y ESPECÍFICOS</b> .....	<b>6</b>
<b>1.3.1 OBJETIVO GENERAL</b> .....	<b>6</b>
<b>1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS</b> .....	<b>7</b>
<b>1.4 JUSTIFICACIÓN</b> .....	<b>7</b>
<b>II. REVISION DE LITERATURA</b> .....	<b>9</b>
<b>2.1 CONCEPTOS BASICOS</b> .....	<b>9</b>
<b>2.1.1 PREVENCIÓN</b> .....	<b>9</b>
<b>2.1.2 INUNDACIÓN</b> .....	<b>9</b>
<b>2.1.3 DESASTRE</b> .....	<b>9</b>
<b>2.1.4 CULTURA DE PREVENCIÓN</b> .....	<b>10</b>
<b>2.1.5 HIDROLOGÍA</b> .....	<b>10</b>
<b>2.1.6 CUENCA HIDROGRÁFICA</b> .....	<b>11</b>
<b>2.1.7 CICLO HIDROLÓGICO</b> .....	<b>11</b>
<b>2.1.8 PRECIPITACIÓN</b> .....	<b>12</b>
<b>2.1.9 ESCORRENTÍA</b> .....	<b>12</b>
<b>2.1.10 DESCARGA MÁXIMA</b> .....	<b>14</b>
<b>2.2 CARACTERISTICAS GEOMORFOLOGICAS DE LA CUENCA</b> .....	<b>15</b>
<b>2.2.1 ÁREA DE LA CUENCA</b> .....	<b>15</b>
<b>2.2.2 PERÍMETRO DE LA CUENCA</b> .....	<b>16</b>
<b>2.2.3 FORMA DE LA CUENCA</b> .....	<b>16</b>
<b>2.2.4 SISTEMA DE DRENAJE</b> .....	<b>19</b>
<b>2.2.5 PARÁMETROS RELATIVOS A LA VARIACIÓN DE LA ALTITUD</b> .....	<b>22</b>
<b>2.3 ANALISIS DE PRECIPITACION DE LA CUENCA</b> .....	<b>26</b>
<b>2.3.1 PRECIPITACIÓN MEDIA EN LA CUENCA</b> .....	<b>26</b>
<b>2.4 PROBABILIDAD Y ESTADISTICA EN HIDROLOGIA</b> .....	<b>32</b>
<b>2.4.1 DISTRIBUCIONES TEORICAS</b> .....	<b>32</b>
<b>2.4.2 PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE</b> .....	<b>33</b>
<b>2.4.3 PERIODO DE RETORNO (T)</b> .....	<b>35</b>

2.5	HIDROGRAMAS DE AVENIDAS .....	37
2.5.1	MODELO DEL NUMERO DE CURVA DEL SCS (SCS Curve number) .....	38
2.5.2	HIDROGRAMA UNITARIO .....	43
2.5.3	HIDROGRAMA TRIANGULAR .....	45
2.6	MODELO HEC-HMS .....	48
2.7	PRINCIPALES OBRAS HIDRAULICAS QUE CONSTITUYEN UNA CUENCA .....	50
III.	MATERIALES Y METODOS .....	57
3.1	INFORMACIÓN BÁSICA.....	57
3.1.1	DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO .....	57
3.1.2	UBICACIÓN.....	57
3.1.3	VIAS DE COMUNICACIÓN.....	60
3.1.4	DEMOGRAFIA .....	60
3.2	MATERIALES Y EQUIPOS.....	64
3.2.1	INFORMACION CARTOGRAFICA.....	64
3.2.2	INFORMACION PLUVIOMETRICA .....	64
3.2.3	EQUIPOS UTILIZADOS .....	65
3.3	METODOLOGÍA.....	65
3.3.1	ETAPA DE CAMPO .....	65
3.3.2	TRABAJO DE GABINETE.....	66
IV.	RESULTADOS Y DISCUSIONES .....	69
4.1	ANALISIS DE COMPORTAMIENTO DE LAS PRECIPITACIONES PLUVIALES MAXIMAS DE 24 HORAS.....	69
4.1.1	PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS DE LA CUENCA DEL RIO COATA.....	69
4.1.1.1	Área de la cuenca.....	69
4.1.1.2	Perímetro de la cuenca.....	69
4.1.1.3	Forma de la cuenca .....	70
4.1.1.4	Sistema de drenaje de la cuenca .....	73
4.1.1.5	Parámetros relativos a la variación de la altitud.....	74
4.1.2	INFORMACION CARTOGRAFICA.....	76
4.1.3	ANALISIS DE LA INFORMACION PLUVIOMETRICA .....	77
4.1.3.1	Serie de precipitación máxima diaria anual de las estaciones .....	78
4.1.3.2	Precipitación máxima en 24 horas de la cuenca Coata .....	79
4.1.4	ESTUDIO DE HIDROGRAMA DE AVENIDA.....	85
4.1.4.1	Análisis probabilístico de la información pluviométrica .....	85
4.2	CAUDALES MAXIMOS EN DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO DE LA CUENCA DEL RIO COATA.....	92
4.2.1	DETERMINACION DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR DE LA CUENCA COATA PARA LOS PUNTOS DE INTERES .....	92
4.2.2	METODO DEL NÚMERO DE CURVA Y CONDICIONES ANTECEDENTES DE HUMEDAD .....	95
4.2.3	CALCULO DE LA INFILTRACION MINIMA .....	97
4.2.4	DISTRIBUCION DE LA PRECIPITACION MAXIMA EN EL ESPACIO Y HORARIA 99	
4.2.5	OBTENCION DEL HIDROGRAMA DE AVENIDA PARA PERIODOS DE RETORNO DEFINIDOS .....	101
4.2.6	CAUDALES DE AVENIDA (T=25 años) .....	103

4.2.7	<b>CUENCA REGULA DEL RIO CERRILLOS</b> .....	125
4.2.7.1	<b>La represa Lagunillas</b> .....	125
4.2.7.2	<b>Simulación hidrológica de la cuenca del rio Cerrillos</b> .....	126
4.3	<b>MANEJO ADECUADO DE MAXIMAS AVENIDAS</b> .....	132
4.3.1	<b>DISEÑO HIDRAULICO Y PROFUNDIDAD DE DESCOLMATACION</b> .....	133
4.3.1.1	<b>Sección estable del río</b> .....	133
4.3.1.2	<b>Diseño hidráulico de la defensa ribereña</b> .....	138
4.3.1.3	<b>Diseño hidráulico de socavación</b> .....	142
4.3.1.4	<b>Profundidad de descolmatación</b> .....	145
4.3.2	<b>MONTAJE DEL SISTEMA DE DEFENSA RIBEREÑA</b> .....	146
4.3.3	<b>DESCRIPCION DEL MURO ENROCADO</b> .....	146
4.3.4	<b>SECCION DEL MURO DE CONTROL DE INUNDACIONES</b> .....	147
V.	<b>CONCLUSIONES</b> .....	151
VI.	<b>RECOMENDACIONES</b> .....	153
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b> .....	154
	<b>ANEXOS</b> .....	156
	<b>PANEL FOTOGRÁFICO</b> .....	166

## INDICE DE CUADROS

<b>CUADRO 2.01.</b> DISTRIBUCIÓN CONTINENTAL DE LA ESCORRENTÍA MUNDIAL SEGÚN LINDH.....	13
<b>CUADRO 2.02.</b> DISTRIBUCIÓN CONTINENTAL DE LA ESCORRENTÍA MUNDIAL SEGÚN SHIKLOMANOV ...	14
<b>CUADRO 2.03.</b> CÁLCULO DE LOS PESOS POR THIESSEN MODIFICADO .....	31
<b>CUADRO 2.04.</b> PERÍODO DE RETORNO RECOMENDADO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS MENORES	37
<b>CUADRO 3.01.</b> VÍAS DE COMUNICACIÓN .....	60
<b>CUADRO 3.02.</b> POBLACIÓN TOTAL SEGÚN SEXO Y TIPO DE POBLACIÓN CUENCA RÍO COATA– 2007 .....	61
<b>CUADRO 3.03.</b> POBLACIÓN ECONÓMICAMENTE ACTIVA DE 6 A MÁS AÑOS CUENCA RÍO COATA - 2007	63
<b>CUADRO 4.01.</b> RECTÁNGULO EQUIVALENTE DE LA CUENCA DEL RÍO COATA .....	71
<b>CUADRO 4.02.</b> ORDEN Y LONGITUD DE CORRIENTES DE LA CUENCA COATA.....	73
<b>CUADRO 4.03.</b> DISTRIBUCIÓN ALTIMÉTRICA - CUENCA COATA.....	74
<b>CUADRO 4.04.</b> ÁREAS DE INFLUENCIA DE LA CUENCA COATA PARA CADA PUNTO DE INTERÉS.....	77
<b>CUADRO 4.05.</b> ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS UTILIZADAS .....	78
<b>CUADRO 4.06.</b> SERIE HISTÓRICA DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS ANUAL (MM.) DE LAS ESTACIONES PLUVIOMÉTRICAS .....	79
<b>CUADRO 4.07.</b> POLÍGONO DE THIESSEN MODIFICADO EN EL PUNTO DE INTERÉS - CONFLUENCIA DE LOS RÍOS VERDE ÁREA: 959.27 KM <sup>2</sup> .....	80
<b>CUADRO 4.07 A.</b> DETERMINACIÓN DE PESO DE CADA ESTACIÓN .....	81
<b>CUADRO 4.08.</b> POLÍGONO DE THIESSEN MODIFICADO EN EL PUNTO DE INTERÉS – DESEMBOCADURA DEL RÍO CABANILLAS ÁREA 2018.41 KM <sup>2</sup> . .....	81
<b>CUADRO 4.08 A.</b> DETERMINACIÓN DE PESO DE CADA ESTACIÓN. ....	81
<b>CUADRO 4.09.</b> POLÍGONO DE THIESSEN MODIFICADO EN EL PUNTO DE INTERÉS - DESEMBOCADURA DEL RÍO LAMPA ÁREA: 1563.55 KM <sup>2</sup> .....	82
<b>CUADRO 4.09 A.</b> DETERMINACIÓN DE PESO DE CADA ESTACIÓN .....	82
<b>CUADRO 4.10.</b> POLÍGONO DE THIESSEN MODIFICADO EN EL PUNTO DE INTERÉS - DESEMBOCADURA DEL RÍO COATA ÁREA: 4041.92 KM <sup>2</sup> .....	83
<b>CUADRO 4.10 A.</b> DETERMINACIÓN DE PESO DE CADA ESTACIÓN .....	83
<b>CUADRO 4.11.</b> PRECIPITACION MÁXIMA EN 24 HORAS DE LA CUENCA COATA PARA LOS PUNTOS DE INTERÉS CONSIDERADOS .....	84
<b>CUADRO 4.12.</b> PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA PARA PERÍODOS DE RETORNO DEFINIDOS EN LOS PUNTOS DE INTERÉS CONSIDERADOS .....	86
<b>CUADRO 4.13.</b> PRUEBA DE SMIRNOV KOLMOGOROV-DESEMBOCADURA DEL RÍO VERDE .....	88
<b>CUADRO 4.14.</b> PRUEBA DE SMIRNOV KOLMOGOROV-DESEMBOCADURA DEL RÍO CABANILLAS .....	89
<b>CUADRO 4.15.</b> PRUEBA DE SMIRNOV KOLMOGOROV-DESEMBOCADURA DEL RÍO LAMPA .....	90
<b>CUADRO 4.16.</b> PRUEBA DE SMIRNOV KOLMOGOROV-DESEMBOCADURA DEL RÍO COATA.....	91
<b>CUADRO 4.17.</b> VALORES DE PRECIPITACIÓN PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO .....	92
<b>CUADRO 4.18.</b> PARÁMETROS FÍSICOS DE LA CUENCA COATA PARA LOS PUNTOS DE INTERÉS .....	93
<b>CUADRO 4.19.</b> DETERMINACIÓN DE CAUDALES PICO POR HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR PARA LOS PUNTOS DE INTERÉS DE LA CUENCA COATA .....	93
<b>CUADRO 4.20.</b> DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE CURVA (CN) PONDERADO PARA LOS PUNTOS DE INTERÉS.....	96
<b>CUADRO 4.21.</b> DETERMINACIÓN DE LA ECUACIÓN Q <sub>E</sub> PARA CADA PUNTO DE INTERÉS DE LA CUENCA COATA.....	97
<b>CUADRO 4.22.</b> ESTIMACIÓN DE LA INFILTRACIÓN MÍNIMA DE LA CUENCA PARA LOS PUNTOS DE INTERÉS.....	98
<b>CUADRO 4.23.</b> PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS DE LA CUENCA COATA PARA PERÍODOS DE RETORNO DEFINIDOS.....	99
<b>CUADRO 4.24.</b> DISTRIBUCIÓN HORARIA DE LAS PRECIPITACIONES (PRIMERAS 6 HORAS).....	100



<b>CUADRO 4.25.</b> HIDROGRAMA DE AVENIDA (PRIMERAS 6 HORAS) .....	102
<b>CUADRO 4.26.</b> DETERMINACIÓN DEL INCREMENTO DE ESCORRENTÍA .....	104
<b>CUADRO 4.27.</b> CAUDALES MÁXIMOS OBTENIDOS DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR .....	105
<b>CUADRO 4.28.</b> INCREMENTO DE ESCORRENTÍA (ORDEN MEJORADO) .....	105
<b>CUADRO 4.29.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=25 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO VERDE.....	106
<b>CUADRO 4.30.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=50 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO VERDE.....	107
<b>CUADRO 4.31.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=100 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO VERDE.....	108
<b>CUADRO 4.32.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=500 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO VERDE.....	109
<b>CUADRO 4.33.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=25 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO CABANILLAS.....	110
<b>CUADRO 4.34.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=50 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO CABANILLAS.....	111
<b>CUADRO 4.35.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=100 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO CABANILLAS.....	112
<b>CUADRO 4.36.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=500 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO CABANILLAS.....	113
<b>CUADRO 4.37.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=25 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO LAMPA.....	114
<b>CUADRO 4.38.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=50 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO LAMPA.....	115
<b>CUADRO 4.39.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=100 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO LAMPA.....	116
<b>CUADRO 4.40.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=500 AÑOS) –DESEMBOCADURA DEL RÍO LAMPA.....	117
<b>CUADRO 4.41.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=25 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO COATA .....	118
<b>CUADRO 4.42.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=50 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO COATA .....	120
<b>CUADRO 4.43.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=100 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO COATA .....	122
<b>CUADRO 4.44.</b> CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA PARA AMC III (T=500 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO COATA .....	124
<b>CUADRO 4.45.</b> CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS DE LA PRESA LAGUNILLAS.....	126
<b>CUADRO 4.46.</b> SIMULACIÓN DE CAUDALES DE ENTRADA Y DESCARGA DE LA PRESA LAGUNILLAS EN HEC-HMS .....	130
<b>CUADRO 4.47.</b> VALORES APROXIMADOS DE FACTOR DE ORILLA (FS).....	135
<b>CUADRO 4.48.</b> VALORES DE K1 EN ECUACIÓN DE BLENCH - ALTUNIN .....	135
<b>CUADRO 4.49.</b> VALORES PARA EL ANCHO MEDIO SEGÚN BLENCH – ALTUNIN .....	136
<b>CUADRO 4.50.</b> VALORES PARA ANCHO MEDIO SEGÚN SIMON - ALBERTSON – HENDERSON .....	137
<b>CUADRO 4.51.</b> VALORES DE COEFICIENTE ( $\phi$ ) .....	139
<b>CUADRO 4.52.</b> VALORES DEL FETCH.....	140
<b>CUADRO 4.53.</b> VALORES PARA KS .....	141
<b>CUADRO 4.54.</b> CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS.....	141
<b>CUADRO 4.55.</b> COEFICIENTE $\beta$ PARA SOCAVACIÓN .....	143
<b>CUADRO 4.56.</b> VALORES DE EXPONENTE CARACTERÍSTICO PARA MATERIAL NO COHESIVO "X" .....	144



<b>CUADRO 4.57.</b> TALUDES RECOMENDADOS PARA LOS RELLENOS ESTABILIZADORES EN MUROS DE CONTENCIÓN CONSTRUIDOS SOBRE CIMENTACIONES SATURADAS DE LIMO Y ARCILLO .....	149
<b>CUADRO 4.58.</b> GESTIÓN DEL RIESGO DE INUNDACIÓN EN LA CUENCA DEL RIO COATA .....	150

**INDICE DE FIGURAS**

**FIGURA 2.01.** ESQUEMA DEL CICLO HIDROLÓGICO..... 12

**FIGURA 2.02.** ESQUEMA DEL POLÍGONO DE THIESSEN ..... 28

**FIGURA 2.03.** CURVAS ISOYETAS DE LA CUENCA ..... 29

**FIGURA 2.04.** POLÍGONO DE THIESSEN Y CURVAS ISOYETAS..... 31

**FIGURA 2.05.** CAUDALES MEDIOS Y CAUDALES PICOS ..... 38

**FIGURA 2.06.** GRÁFICA DEL MODELO SCS ..... 40

**FIGURA 2.07** GRÁFICA DEL HIDROGRAMA UNITARIO ..... 44

**FIGURA 2.08.** GRÁFICA DEL HIDROGRAMA TÍPICO..... 45

**FIGURA 2.09.** GRÁFICA DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR ..... 46

**FIGURA 2.10.** PRESA DERIVADORA ..... 50

**FIGURA 2.11.** PRESA DE ALMACENAMIENTO ..... 51

**FIGURA 2.12.** ESQUEMA DE UNA PRESA RETENEDORA DE AZOLVES..... 52

**FIGURA 2.13.** SECCIÓN TÍPICA DE UN TERRAPLÉN ENROCADO..... 53

**FIGURA 2.14.** TIPOS DE MUROS DE ENCAUZAMIENTO ..... 54

**FIGURA 2.15** ARREGLO GENERAL PARA UN DESVIÓ GENERAL..... 54

**FIGURA 2.16.** ARREGLO GENERAL DE UN CAUCE DE ALIVIO ..... 55

**FIGURA 2.17.** ALTERNATIVAS PARA EL ARREGLO DE PRESAS ROMPE PICO ..... 56

**FIGURA 3.01.** MACRO Y MICRO LOCALIZACIÓN DE LA CUENCA DEL RÍO COATA..... 59

**FIGURA 4.01** RECTÁNGULO EQUIVALENTE DE LA CUENCA DEL RÍO COATA ..... 72

**FIGURA 4.02.** CURVA HIPSOMÉTRICA DE LA CUENCA DEL RÍO COATA ..... 75

**FIGURA 4.03.** GRÁFICA DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR PARA LOS PUNTOS DE INTERÉS CONSIDERADOS ..... 93

**FIGURA 4.04.** HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=25 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO VERDE ..... 106

**FIGURA 4.05.** HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=50 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO VERDE ..... 107

**FIGURA 4.06.** HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=100 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO VERDE ..... 108

**FIGURA 4.07.** HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=500 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO VERDE ..... 109

**FIGURA 4.08.** HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=25 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO CABANILLAS..... 110

**FIGURA 4.09.** HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=50 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO CABANILLAS..... 111

**FIGURA 4.10.** HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=100 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO CABANILLAS..... 112

**FIGURA 4.11.** HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=500 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO CABANILLAS..... 113

**FIGURA 4.12.** HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=25 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO LAMPA..... 114

**FIGURA 4.13.** HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=50 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO LAMPA..... 115

**FIGURA 4.14.** HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=100 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO LAMPA..... 116

**FIGURA 4.15.** HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=500 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO LAMPA..... 117

**FIGURA 4.16.** HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=25 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO COATA ..... 119

<b>FIGURA 4.17.</b> HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=50 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO COATA .....	121
<b>FIGURA 4.18.</b> HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=100 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO COATA .....	123
<b>FIGURA 4.19.</b> HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=500 AÑOS) – DESEMBOCADURA DEL RÍO COATA .....	125
<b>FIGURA 4.20.</b> REPRESA LAGUNILLAS .....	126
<b>FIGURA 4.21.</b> CURVA ELEVACIÓN-VOLUMEN DEL EMBALSE LAGUNILLAS .....	127
<b>FIGURA 4.22.</b> CURVA VOLUMEN-DESCARGA DEL EMBALSE LAGUNILLAS .....	128
<b>FIGURA 4.23.</b> ENTORNO DE TRABAJO PARA LA SIMULACIÓN HIDROLÓGICA EN EL PROGRAMA HEC-HMS .....	128
<b>FIGURA 4.24.</b> SIMULACIÓN DE CAUDALES DE ENTRADA Y DESCARGA DE LA PRESA LAGUNILLAS PARA 25, 50, 100, 500 AÑOS.....	131
<b>FIGURA 4.25.</b> PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN.....	145
<b>FIGURA 4.26.</b> SECCION TIPICA DEL DIQUE ENROCADO .....	148

## INDICE DE ANEXOS

- ANEXO N° 01.** SERIE DE PRECIPITACIONES MÁXIMAS EN 24 HORAS - ESTACIÓN CABANILLAS
- ANEXO N° 02.** NÚMERO DE CURVA NC PARA COMPLEJOS HIDROLÓGICOS DE SUELOS Y COBERTURA
- ANEXO N° 03.** TABLA DE CLASIFICACIÓN HIDROLÓGICA DE SUELOS
- ANEXO N° 04.** TABLA DE VALORES DE INFILTRACIÓN MÍNIMA POR GRUPO HIDROLÓGICO DE SUELOS
- ANEXO N° 05.** FACTOR DE REDUCCIÓN POR ÁREA
- ANEXO N° 06.** TABLA DE CONSTANTES PARA PERÍODOS DE LARGA DURACIÓN
- ANEXO N° 07.** GRÁFICA DE DISTRIBUCIÓN PARA DURACIONES DE 6 HORAS
- ANEXO N° 08.** COEFICIENTE “N” MANNING PARA CAUCES NATURALES

**LISTA DE ACRONIMOS**

<b>SENAMHI</b>	Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología
<b>INDECI</b>	Instituto Nacional de Defensa Civil
<b>INRENA</b>	Instituto Nacional de Recursos Naturales
<b>ALA</b>	Autoridad local de aguas
<b>INEI</b>	Instituto Nacional de Estadística E Informática
<b>PEA</b>	Población económicamente activa
<b>CPV</b>	Censo Nacional de Población y Vivienda
<b>PENA</b>	Población económicamente no activa
<b>SIG</b>	Sistema Información Geográfica
<b>HEC</b>	Centro de Ingeniería Hidrológica
<b>HMS</b>	Sistema de modelo hidrológico
<b>SIL</b>	Sistema Integral Lagunillas
<b>AMC-I</b>	Condiciones de antecedentes de humedad límite inferior
<b>AMC-II</b>	Condiciones de antecedentes de humedad promedio
<b>AMC-III</b>	Condiciones de antecedentes de humedad límite superior
<b>NC</b>	Número de curva
<b>UNI</b>	Universidad Nacional de Ingenierías
<b>UNA</b>	Universidad Nacional del Altiplano
<b>FIA</b>	Facultad de Ingeniería Agrícola

## RESUMEN

El presente estudio de tesis titulado “CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA CON FINES DE MANEJO DE MÁXIMAS AVENIDAS MEDIANTE MODELAMIENTO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA DEL RÍO COATA” se ha ejecutado en el ámbito de la cuenca Coata, que comprende las sub cuencas de Cabanillas y Lampa en una longitud de 170.78 km, que abarca los distritos de Coata, Cabana, Cabanilla, Lampa, Santa Lucía y la provincia de San Román, en el departamento de Puno.

Los caudales se estiman en base a una serie de precipitaciones máximas diarias, para la estimación de caudales se han establecido diferentes puntos de interés en la cuenca Coata, siendo estos; la desembocadura del río Verde, desembocadura del río Cabanillas, desembocadura del río Lampa, y la desembocadura del río Coata.

Los caudales de avenidas estimados en los puntos de interés considerados para un periodo de retorno de 25 años son 410.17, 616.81, 557.47, y 861.43  $m^3/s$ ; para un periodo de retorno de 50 años 441.31, 700.65, 602.53, y 932.50  $m^3/s$ ; para un periodo de retorno de 100 años 569.56, 754.39, 643.70 y 997.77  $m^3/s$ ; y para un periodo de retorno de 500 años 527.98, 866.98, 727.98 y 1133.54  $m^3/s$  consecutivamente considerando las descargas máximas de la sub cuenca regulada del río Cerrillos a través de la represa Lagunillas.

Los caudales máximos de descarga de la represa Lagunillas se han simulado en el programa Hec-HMS para períodos de retorno de 25, 50, 100 y 500 años, resultando descargas máximas de 25.30, 27.40, 30.50 y 38.50  $m^3/s$  consecutivamente.

En el control, se planteó el diseño una estructura hidráulica (terraplén de tierra) en la cual se ha la sección de la estructura es de 3.0 m de corona, talud en la cara húmeda de  $z=2.5$ , y en la cara exterior de  $z=2.0$ , una altura promedio de 5.45 m a partir de la rasante del eje del río en la comunidad de Carata distrito de Coata.

## INTRODUCCION

En el Perú se ha llevado diversos sistemas y medios de protección frente a los fenómenos climáticos que caracteriza nuestra nación, desde la zona norte, Tumbes, Piura, Lambayeque, pasando por la zona centro oriente Huánuco, Ucayali, hasta la zona sur, Madre de Dios, Puno y Arequipa.

En particular en nuestra región sur, Puno se ha distinguido por su inestabilidad pluvial lo cual ha motivado la construcción de defensas ribereñas, como es en los ríos Ramis, Huancané, llave, etc. orientadas a mitigar los efectos de estas máximas avenidas.

Obsérvese que le Perú tiene casi el 5 % de los recursos hidráulicos superficiales mundiales. Así mismo, la disponibilidad de agua por habitante del Perú es una de las más altas del mundo, es casi diez veces el promedio anual, no así China que tiene sólo 2 500 m<sup>3</sup>/hab/año, valor bastante pequeño y que obliga a un uso y cuidado intensivo de sus escasos recursos hidráulicos. El valor del agua es incalculable, ¿cómo ponerle precio?. El agua es un recurso natural insustituible para el desarrollo de los pueblos; razón por la cual estriba que el Estado, que es la organización política de una nación en un territorio determinado, proclame como suyos los recursos hidráulicos de su territorio, sin los cuales la tierra no tendría valor. Para poder aprovechar y conservar un recurso es necesario conocerlo

Los habitantes de los márgenes del río Coata, es una población rural que subsiste de los víveres que ellos mismos producen y de lo poco que pueden comerciar en otros centros poblados. La zona sufre los embates de la naturaleza al desbordarse el Río Coata, siendo estos de carácter cíclico,



asociándose al fenómeno climático de “EL NIÑO”, lo que produce el efecto de arruinar la producción agrícola y pecuaria - perdiéndose 4 de 5 surcos de papa y el 90% de cebada y habas, además de menguar dramáticamente a la población ganadera, con el consiguiente desmedro de la población, y por ende afectar en el normal desarrollo agrario de la zona, además de arruinar el medio ambiente y la flora y fauna en ella.

## I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En nuestro país el crecimiento poblacional ha ocasionado una expansión en la ocupación del espacio urbano y rural en lugares vulnerables. Este proceso se ha dado sin ninguna planificación, de tal manera que un alto porcentaje de pobladores carecen de los servicios básicos y sus viviendas están construidas en zonas de riesgo y en muchos casos cercanos a los márgenes de los ríos, lo que les hace altamente vulnerables a peligros por desbordes e inundaciones ocasionadas por los eventos meteorológicos extremos.

La región del Altiplano, el conocimiento integral de los recursos hídricos y su comportamiento es aun escasa. Particularmente uno de los problemas hidrológicos, que se presenta en esta región es la ocurrencia de las máximas avenidas que causan inundaciones, riesgo de vida útil de las obras hidráulicas, erosión y transporte de sedimentos, debido al exceso de precipitación en los meses de noviembre, diciembre, enero, febrero y marzo, es notorio en el aspecto social, ambiental y económico, en el ámbito regional, con mayor incidencia en las actividades agrícolas – pecuarias del Altiplano Puneño.

La selección correcta de un caudal máximo para un proyecto constituye una parte esencial de los estudios de ingeniería, para prevenir, diseñar y controlar los problemas mencionados, es importante tener criterio

técnico muy amplio en el estudio hidrológico del potencial de avenidas. Para ello es necesario disponer de información de serie de datos de caudales máximos instantáneos de mayor longitud de región, esto nos permitirá interpretar el comportamiento de un evento hidrológico, con el propósito de predecir el riesgo que puede sufrir los proyectos de mayor envergadura y garantizar la vida en la región de estudio. En nuestra realidad general parte de estos se registran en 6 estaciones meteorológicas a nivel de la cuenca Coata y esta información nos permitirá obtener el caudal de diseño para posibles obras hidráulicas que se construyan. Sin embargo, se tomaron referencia de 3 estaciones meteorológicas cercanas a la cuenca Coata con información de precipitación máxima en 24 horas, estos datos nos garantizan para realizaran la presente investigación de análisis de máximas avenidas.

**De esto surge la siguiente interrogante:**

**¿Con la caracterización hidrológica es posible realizar un adecuado manejo del agua del río Coata, a través del modelamiento hidrológico de máximas avenidas?**

## **1.2 ANTECEDENTES**

La cuenca Coata se caracteriza por estar afectada cíclicamente por fenómenos naturales como: sequias, inundaciones, heladas, granizadas,

entre otras; las precipitaciones pluviales son relativamente escasas, es decir que la concentradas básicamente durante tres a cuatro meses (diciembre a marzo), es decir que la cuenca Coata viene sufriendo su acelerado proceso, de desertificación y erosión hídrica de los suelos agrícolas y pecuarios. Por tal razón el agua elemento de la naturaleza de vital importancia para el desarrollo y bienestar de la humanidad, siendo básico por ellos, la determinación de su existencia, el establecimiento de su comportamiento, conservación, preservación y uso múltiple y racional.

Bajo este marco y objetivo del presente estudio de investigación es de proporcionar información valiosa para diseño de futuras obras hidráulicas y manejo adecuado de los recursos hídricos; que permitan entender el real funcionamiento hidrológico de las cuencas y de ello concluir en cuanto a las restricciones y bondades que nos ofrece este sistema natural como generador de agua superficial.

### **1.3 OBJETIVOS GENERALES Y ESPECÍFICOS**

#### **1.3.1 OBJETIVO GENERAL**

- Realizar la caracterización hidrológica para el manejo del agua mediante modelamiento hidrológico de máximas avenidas en la cuenca del río Coata.

### 1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el estudio y análisis de comportamiento de las precipitaciones pluviales máximas de 24 horas aplicando un modelo estadístico.
  
- Generar los caudales máximos en diferentes períodos de retorno en la cuenca del río Coata aplicando el modelo hidrológico del hidrograma triangular hidrograma unitario y el Hec HMS.
  
- Plantear el manejo adecuado de las máximas avenidas mediante métodos estructurales como no estructurales.

### 1.4 JUSTIFICACIÓN

La cuenca del río Coata por sus características geológicas e hidrológicas está sometida a sufrir daños causados con frecuencia durante los meses de intensas precipitaciones pluviales, por lo cual se considera que el conocimiento de los caudales de avenidas y las áreas inundables es sumamente importante para la toma de decisiones en el desarrollo económico del ámbito de la cuenca del río Coata y plantear posibles proyectos de Ingeniería hidráulica para el control de inundaciones, protección de áreas de cultivos y conservación de los cuerpos de agua para lograr la sostenibilidad de los recursos hídricos.

La parte baja de las cuencas de los ríos Cabanillas y Lampa representa un medio importante donde se desarrollan actividades agropecuarias a gran escala, esto por encontrarse el Sistema Integral Lagunillas (SIL). En las cuales se encuentran estructuras de defensa ribereña, vías férreas, carreteras, extensos campos de cultivos y viviendas rurales y necesitan un manejo adecuado de los recursos hídricos.

## II. REVISION DE LITERATURA

### 2.1 CONCEPTOS BASICOS

#### 2.1.1 PREVENCIÓN

Según INDECI (2010). 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).

#### 2.1.2 INUNDACIÓN

Según INDECI (2010). Desbordes laterales de las aguas de los ríos, lagos y mares, cubriendo temporalmente los terrenos bajos, adyacentes a sus riberas, llamadas zonas inundables. Suelen ocurrir en épocas de grandes precipitaciones, marejadas y tsunami.

#### 2.1.3 DESASTRE

Según INDECI (2010). Una interrupción grave en el funcionamiento de una comunidad causando grandes pérdidas a nivel humano,

material o ambiental, suficientes para que la comunidad afectada no pueda salir adelante por sus propios medios, necesitando apoyo externo. Los desastres se clasifican de acuerdo a su origen (natural o inducido por el hombre).

#### **2.1.4 CULTURA DE PREVENCIÓN**

Según INDECI (2010). El conjunto de conocimientos y actitudes que logra una sociedad al interiorizarse en aspectos de normas, principios, doctrinas y valores de Seguridad y Prevención de Desastres, que al ser incorporados en ella, la hacen responder de manera adecuada ante las emergencias o desastres de origen natural o inducidos por el hombre.

#### **2.1.5 HIDROLOGÍA**

Según APARICIO (1996). 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.



### 2.1.6 CUENCA HIDROGRÁFICA

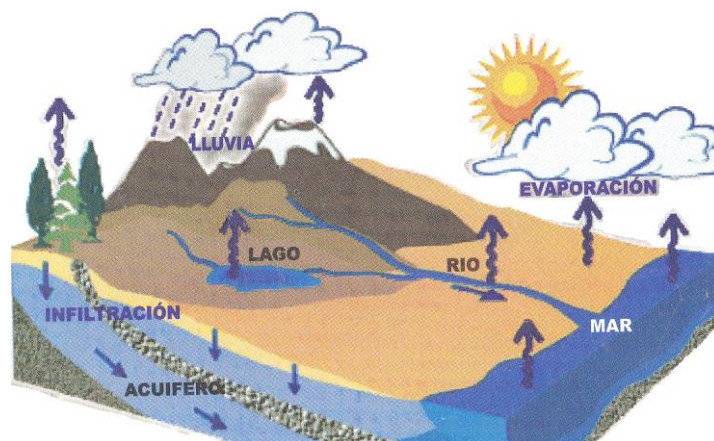
Según CHEREQUE (1996). Es el área de terreno donde las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido.

Según INDECI (2010). Región avenida por un río y sus afluentes. Es el espacio delimitado por la divisoria de aguas entre cuencas, que recoge el agua de las precipitaciones pluviales y, de acuerdo a las características fisiográficas, geológicas y ecológicas del suelo, donde se almacena, distribuye y transforma el agua.

Según REYES (1992). La cuenca de drenaje de una corriente, es el área de 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.

### 2.1.7 CICLO HIDROLÓGICO

Según CHEREQUE (1996). Se denomina ciclo hidrológico al conjunto de cambios que experimenta el agua en la naturaleza, tanto en su estado (sólido, líquido y gaseoso) como en su forma (agua superficial, agua subterránea, etc).

**FIGURA 2.01. Esquema del ciclo hidrológico**

Fuente: Chereque 1996.

### 2.1.8 PRECIPITACIÓN

Según CHEREQUE (1996). 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.

### 2.1.9 ESCORRENTÍA

Según APARICIO (1996). 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 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.

La esorrentía mundial ha sido cuantificada por varios autores, entre ellos Lindh y Shiklomanov, cuyos resultados pueden verse en los cuadros 2.01 y 2.02 Lindh encontró para la esorrentía mundial un valor de 38,820 km<sup>3</sup>/año, que presenta distribuido en siete áreas continentales del planeta.

#### CUADRO 2.01. Distribución continental de la esorrentía mundial según Lindh

REGION	Esorrentía km <sup>3</sup> /año			Esc. Persistente Esc. Total x 100
	Total	Persistente	No Persistente	
Africa	4 225	1 905	2 320	45%
Asia (sin la ex URSS)	9 544	2 900	6 644	30%
Australia	1 965	495	1 470	25%
Europa (sin la ex URSS)	2 362	1 020	1 342	43%
Norte América	5 960	2 380	3 580	40%
Sud América	10 380	3 900	6 480	38%
La ex-URSS	4 384	1 410	2 974	32%
<b>Total continental sin regiones polares</b>	<b>38 820</b>	<b>14 010</b>	<b>24 810</b>	<b>36%</b>
<b>Caudal</b>	<b>1 230 974 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>444 254 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>786 720 m<sup>3</sup>/s</b>	

Fuente: A. Rocha F. (1998), Introducción a la Hidráulica Fluvial

### CUADRO 2.02. Distribución continental de la escorrentía mundial según Shiklomanov

Territorio	Caudal mm	Anual km <sup>3</sup>	Porcentaje de la Escorrentía Total	Superficie 10 <sup>3</sup> km <sup>2</sup>	Descarga Específica l s <sup>-1</sup> km <sup>2</sup>
Europa	306	3 210	7	10 500	9,7
Asia	332	14 410	31	43 475	10,5
Africa	151	4 570	10	30 120	4,8
América del Norte y Central	339	8 200	17	24 200	10,7
América del Sur	661	11 760	25	17 800	20,9
Australia y Tasmania	45	348	1	7 683	1,4
Oceanía	1 610	2 040	4	1 267	51,1
Antártida	160	2 230	5	13 977	5,1
<b>Total Mundial</b>	<b>314</b>	<b>46 768</b>	<b>100</b>	<b>149 022</b>	<b>10,0</b>
<b>Caudal</b>	<b>1 483 004 m<sup>3</sup>/s</b>				

Fuente: A. Rocha F. (1998), Introducción a la hidráulica fluvial.

#### 2.1.10 DESCARGA MÁXIMA

Según VÁSQUEZ (1997). Una corriente o avenida es un caudal de gran magnitud que desborda los ríos, quebradas y canales artificiales. Al hidrólogo le interesa estudiar el caudal creciente, o avenida de diseño para estructuras de condición (canales, obras de demasías, bocatomas, alcantarillas, etc.), para estructuras de regulación (embalses).

Según MEJÍA (2001). La avenida es el caudal máximo instantáneo que ocurre en un período de tiempo dado, producido por la ocurrencia de fuertes tormentas (intensas lluvias), ocasionando grandes daños en el ámbito urbano y rural, pérdidas de cultivos y ganadería, e incluso originan pérdidas de vidas humanas.

Para estimar las descargas máximas, se han desarrollados varios métodos, entre ellos:

- a. Fórmulas empíricas; que predicen las descargas en función de algunas características como la precipitación, área, frecuencia de crecida, características fisiográficas y otros.
- b. Métodos analíticos; que relaciona la información histórica para establecer cursos de lluvias máximas probables, histogramas unitarios.
- c. Métodos estadísticos; expresan las descargas probables en función de la distribución de frecuencias de los valores, que son aplicados a problemas hidrológicos, así tenemos distribuciones tipo: Pearson, Gumbel, Log normal 2 parámetros, Log normal 3 parámetros, etc., el uso de cada uno de ellos depende de la forma como están presentados los datos.

## **2.2 CARACTERISTICAS GEOMORFOLOGICAS DE LA CUENCA**

### **2.2.1 ÁREA DE LA CUENCA**

Según JIMENEZ (1986). Está determinada por una línea imaginaria que une los puntos más altos y encierran el área de

confluencia; aunque interiormente se encuentren picos aislados más altos.

Esta línea de divorcio de aguas que separa una cuenca de las circundantes se denomina divisoria de aguas o parteaguas y en su trazado no debe cortar ninguna corriente de agua, salvo a la salida de ella.

### **2.2.2 PERÍMETRO DE LA CUENCA**

Según JIMENEZ (1986). El perímetro de la cuenca o la longitud de la línea de divorcio de la hoya es un parámetro importante, pues en conexión con el área nos puede decir algo sobre la forma de la cuenca.

### **2.2.3 FORMA DE LA CUENCA**

Según MEJÍA (2001). Esta característica es importante, pues se relaciona con el tiempo de concentración, el cual es el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la cuenca contribuya a la sección de la corriente principal.

### a. Coeficiente de Compacidad o índice de Gravelius ( $K_c$ )

Según JIMENEZ (1986). Designado por  $K_c$  e igualmente propuesto por Gravelius, compara la forma de la cuenca a la de una circunferencia, cuyo círculo inscrito tiene la misma superficie de la cuenca en estudio,  $K_c$  se define como la razón entre el perímetro de la cuenca  $P$  que es la misma longitud del parteaguas que la encierra y el perímetro de la circunferencia.

$$K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\pi r} \dots\dots\dots (2.01)$$

Donde:

$P$ : perímetro de la cuenca (km).

$P_c$ : perímetro del círculo de igual área (km).

Para determinar el círculo:

$$A = r^2 \pi \dots\dots \rightarrow r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \dots\dots\dots (2.02)$$

Reemplazando 2.02 en 2.01, tenemos:

$$K_c = \frac{P}{P_c} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}} \dots\dots\dots (2.03)$$

### b. Factor de forma ( $K_f$ )

Según JIMENEZ (1986). Este índice propuesto por Gravelius, es estimado de la relación entre el ancho promedio del área de

captación (A) con respecto a la longitud de la cuenca (L) medida desde el punto más alejado de ella hasta la salida.

$$K_f = \frac{A}{L^2} \dots\dots\dots (2.04)$$

Dónde.

*A = área de la cuenca.*

*L = distancia desde la salida hasta el límite de la cuenca.*

Este factor relaciona la forma de la cuenca con la de un cuadrado, correspondiendo un  $K_f=1$  para regiones con esta forma, que es imaginaria.

Un valor  $K_f$  superior a la unidad nos dará en grado de achatamiento de ella o de un río principal corto y por consecuencia con tendencia a concentrar el escurrimiento de una lluvia intensa formando fácilmente grandes crecidas. Para la cuenca del río Cañaveralejo  $K_f=0.43$ .

### c. Rectángulo equivalente

Según JIMENEZ (1986). Propuesto por hidrólogos franceses con el fin de comparar la influencia de las características de la cuenca sobre el escurrimiento.



El rectángulo equivalente tiene la misma área de la cuenca índice de compacidad  $K_c$ ; como su nombre lo indica de forma rectangular, tal que el lado mayor sea  $L$  y el menor  $l$ .

Las curvas de nivel se trazan paralelas al lado menor del rectángulo ( $l$ ). De las consideraciones anteriores se tiene.

$$A = L \times l$$

$$P = 2(L + l)$$

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Reordenando los términos se tiene:

Para el lado mayor:

$$L = \frac{C_c * \sqrt{A}}{1.128} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{C_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (2.05)$$

Para el lado menor:

$$l = \frac{C_c * \sqrt{A}}{1.128} \left[ 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{C_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (2.06)$$

**2.2.4 SISTEMA DE DRENAJE**

Según JIMENEZ (1986). Está conformado por el río principal y sus tributarios; el conocimiento de su disposición; ramificación y características es básico si se considera su influencia en la mayor o menor velocidad con que será evacuada el agua de la cuenca.

La red de drenaje se traza considerando las corrientes perennes y las intermitentes, incluyéndose los cauces efímeros o sea aquellos que sólo llevan agua durante las lluvias.

#### **a. Orden de los cauces**

Según JIMENEZ (1986). Es una clasificación que se da a los diferentes cauces y que toman un determinado valor, de acuerdo al grado de bifurcación.

Se consideran ríos de primer orden, aquellas corrientes fuertes, portadoras de aguas de nacimientos y que no tienen afluentes. Las corrientes de segundo orden son las resultantes de la confluencia de dos corrientes de orden primario; de igual forma la unión de dos ríos de orden dos da origen a uno de tercer orden y así sucesivamente.

En general dos ríos de  $n$  orden dan lugar a uno de orden  $n+1$ .

#### **b. Densidad de drenaje (Dd)**

Según JIMENEZ (1986). Este índice designado por  $Dd$  permite tener un conocimiento de la complejidad y desarrollo del sistema de drenaje de la cuenca.

La densidad de drenaje se calcula dividiendo la longitud total de las corrientes de la cuenca por el área total que las contiene o sea:

$$D_d = \frac{\sum L}{A} \dots\dots\dots (2.07)$$

A fin de catalogar una cuenca como bien o mal drenado, analizando su densidad de drenaje; se puede considerar que valores de  $D_d$  próximos a 0.5 corresponden a una cuenca pobremente drenada mientras que valores de 3.0 o mayores indican la eficiencia de la red de drenaje.

La red de drenaje toma sus características, influenciada por las lluvias y la topografía; por esto se tiene que para un valor alto de  $D_d$  corresponde grandes volúmenes de escurrimiento, al igual que mayores velocidades de desplazamiento de las aguas, lo que producirá rápidos ascensos de las crecientes.

### **c. Frecuencia de corriente (F)**

Según JIMENEZ (1986). El concepto de frecuencia de corriente, definida como el número de corrientes por unidad de área.

M. A. Meton, analizó en detalle la relación entre la densidad de drenaje y la frecuencia de corriente, y encontró que ambos son

medidas de la magnitud de la red de drenaje, pero cada una trata aspectos diferentes.

$$F = \frac{\sum Nu}{A} \dots\dots\dots (2.08)$$

## 2.2.5 PARÁMETROS RELATIVOS A LA VARIACIÓN DE LA ALTITUD

### a. Curva hipsométrica

Según JIMENEZ (1986). La curva hipsométrica es la representación gráfica de la variación altitudinal de una cuenca y se obtiene a partir de un plano topográfico, tomándose los valores en porcentaje del área que están por debajo de una determinada altura; que inicialmente será la del más bajo de la cuenca e irá aumentando de acuerdo a los valores de las cotas de la curva de nivel que encierre las franjas de terreno por ellas definida y el punto de salida que es generalmente el sitio más bajo de la cuenca.

La elevación mediana divide a la cuenca en dos zonas de igual área, una por encima y la otra por debajo de dicha cota.

### b. Elevación mediana de la cuenca

Según JIMENEZ (1986). Se denomina elevación mediana de una cuenca hidrográfica aquella que determina la cota de la curva de nivel que divide la cuenca en dos zonas de igual área; es decir la elevación correspondiente al 50% del área total.

### c. Elevación media de la cuenca

Según JIMENEZ (1986). Para esto es necesario disponer de un plano con curva de nivel con la misma diferencia de nivel o desnivel.

Este método inicia con la medición del área de las diferentes franjas de terreno, delimitada por las curvas de nivel consecutivas y la divisoria de aguas.

La elevación media de la cuenca se calcula con la fórmula:

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

Donde:

*a* : área entre dos curvas de nivel.

*e* : elevación media entre dos curvas de nivel.

*E* : elevación media de la cuenca.

#### d. Pendiente de la cuenca

Según JIMENEZ (1986). La pendiente media de la cuenca se estima en base a un plano topográfico que contenga curvas de nivel con igual desnivel entre ellas empleando alguno de los métodos propuesto por Alvord u Horton.

$$S_m = \frac{DL}{A} \dots\dots\dots (2.10)$$

Donde:

*S<sub>m</sub>* : pendiente media de la cuenca.

*D* : desnivel constante entre curvas de nivel (km).

*L* : longitud total de las curvas de nivel en la cuenca (km).

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

Según JIMENEZ (1986). La variación de la inclinación de la superficie de la cuenca, incide en la presencia de diversos fenómenos relacionados con el desplazamiento de de las capas del suelo en una cuenca; sean de erosión o de sedimentación.

En cuencas con pendientes fuertes, hay la tendencia a la generación de crecientes de los ríos formándose en tiempos relativamente cortos; estas cuencas se conocen como torrenciales, igual a los ríos que las drenan.

### e. Pendiente del cauce principal

Partiendo de un perfil topográfico del río principal se puede estimar por alguno de los siguientes métodos

#### e.1 Método de valores extremos

Según JIMENEZ (1986). Consiste en determinar el desnivel  $\Delta H$  entre los puntos más elevado y más bajo del río en estudio y luego dividirlo entre la longitud del mismo cauce  $L$  esto es:

$$S = \frac{H}{L} \dots\dots\dots (2.11)$$

Donde:

$H$  : *diferencia de cotas.*

$L$  : *longitud de cauce principal.*

Este método puede ser empleado en cauces de poca longitud, o de muy poca variación altitudinal; en donde el perfil del río casi que coincide con la recta que une los puntos extremos.

## e.2 Método de Taylor y Schwar

Según JIMENEZ (1986). Tratando de ajustar una rasante al perfil del río. Los proponentes de este método sugieren subdividir el río en tramos de igual longitud  $\Delta L$  cada uno con pendiente uniforme.

$$S = \left[ \frac{m}{\frac{1}{\sqrt{s_1}} + \frac{1}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{s_n}}} \right] \dots\dots\dots (2.12)$$

Donde:

$S_1, S_2, \dots, S_n$ : pendiente de cada segmento ( $S=H/L$ ).

$S$ : pendiente medio del cauce.

Se comprende que entre mayor sea el número de tramos en que se subdivida el cauce principal, mejor será la estimación de su pendiente media.

## 2.3 ANALISIS DE PRECIPITACION DE LA CUENCA

### 2.3.1 PRECIPITACIÓN MEDIA EN LA CUENCA

Según CHEREQUE (1996). A partir de las lluvias medidas en los pluviómetros es posible calcular la precipitación media en la



cuenca. Singularmente útil resulta la precipitación media anual, o módulo pluviométrico anual en la cuenca.

Para el cálculo de la precipitación media de la cuenca existen varios métodos disponibles, de los cuales los más usados son los tres que se describen a continuación:

#### a. Promedio aritmético

Según CHEREQUE (1996). Si  $p_1, p_2, \dots, p_n$  son las precipitaciones anuales observados en diferentes puntos de la cuenca, entonces la precipitación anual media de la cuenca es:

$$p = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_n}{n} \dots\dots\dots (2.13)$$

Este método es el más sencillo pero que sólo da buenos resultados cuando el número de pluviómetros es grande.

#### b. Polígono de Thiessen

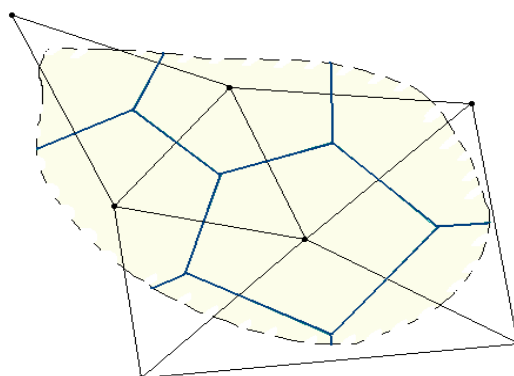
Según CHEREQUE (1996). El método consiste en:

- Unir las estaciones formando triángulos.

- Trazar las mediatrices de los lados de los triángulos formando polígonos. Cada polígono es el área de influencia de una estación.
- Hallar las áreas  $a_1, a_2, \dots, a_n$  de los polígonos.
- Si  $p_1, p_2, \dots, p_n$  son las correspondientes precipitaciones anuales, entonces:

$$p = \frac{p_1 a_1 + p_2 a_2 + \dots + p_n a_n}{a_1 + a_2 + \dots + a_n} \dots\dots\dots (2.14)$$

Es la precipitación anual media en la cuenca.



**FIGURA 2.02. Esquema del polígono de thiessen**

**c. Curvas isoyetas**

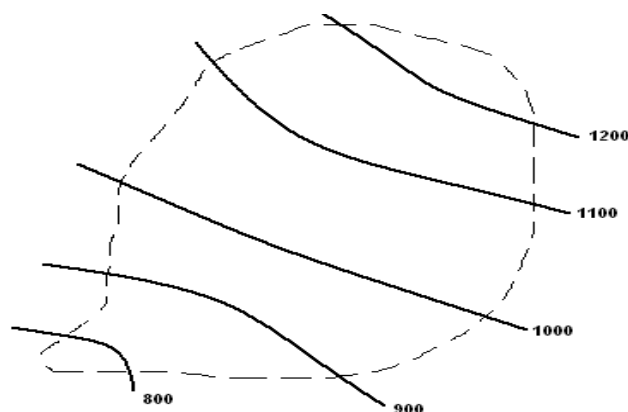
Según CHEREQUE (1996). Se define isoyeta a la línea de igual precipitación. El método consiste en:

- Trazar las isoyetas, interpolando entre las diversas estaciones, de modo igual como se trazan las curvas de nivel.

- Hallar las áreas  $a_1, a_2, \dots, a_n$  entre dos isoyetas seguidas.
- Si  $p_0, p_1, \dots, p_n$  son las precipitaciones anuales representadas por las isoyetas respectivas, entonces:

$$p = \frac{p_1 a_1 + p_2 a_2 + \dots + p_n a_n}{a_1 + a_2 + \dots + a_n} \dots\dots\dots (2.15)$$

Es la precipitación anual media de la cuenca.



**FIGURA 2.03. Curvas isoyetas de la cuenca**

De los tres métodos, el más preciso es el de isoyetas, por que en la construcción de las curvas isoyetas el ingeniero puede utilizar todo su conocimiento sobre los posibles efectos orográficos.

**d. Método de Thiessen modificado**

Según CHEREQUE (1996). El método clásico de Thiessen se puede mejorar asignándole un peso a cada estación, de modo que la precipitación media en toda la cuenca se evalúe en la forma simple.

$$p = \sum P_i * p_i \dots\dots\dots (2.16)$$

**Donde:**

**p** : precipitación media de la cuenca (en lámina de agua).

**P<sub>i</sub>**: en cada estación.

**p<sub>i</sub>**: el peso de cada estación.

Para los polígonos de Thiessen de una cuenca los pesos se determinan una sola vez, del modo que a continuación se indica:

- Se dibujan los polígonos de Thiessen y las curvas isoyetas al mismo tiempo (figura 2.05).
- Se hallan las precipitaciones sobre cada polígono operando con las isoyetas.

$$h = \sum hm \frac{a}{aT} \dots\dots\dots (2.17)$$

Donde:

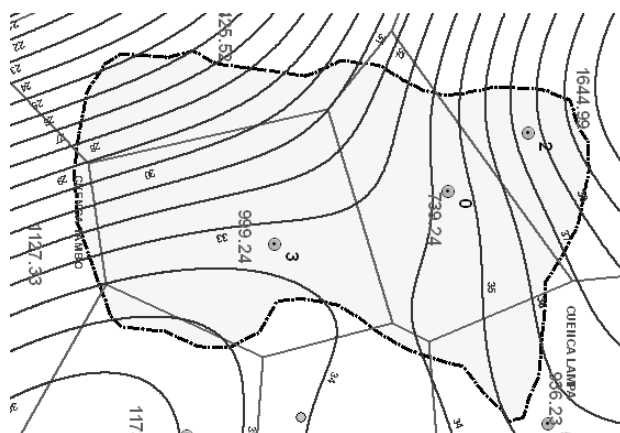
**hm** : precipitación media entre isoyetas.

**a** : área comprendida entre isoyetas.

**aT** : área del polígono.

- Se anota la relación de áreas de cada polígono (área del polígono entre el área de la cuenca).
- Se halla el peso de cada estación con la fórmula:

$$pi = \frac{\text{precip. sobre el poligono}}{\text{precip. en la cuenca}} \dots\dots\dots (2.18)$$



**FIGURA 2.04. Polígono de Thiessen y curvas isoyetas**

Para realizar el cálculo de los pesos, se procede el procedimiento del cuadro 2.03.

**CUADRO 2.03. Cálculo de los pesos por Thiessen modificado**

Estación (1)	Precip. sobre el polígono Thiessen (2)	Relación de áreas. (3)	Precip. en la estación. (4)	Peso=(2)(3)/(4)
A	4.3	0.389	4.73	0.35
B	4.6	0.370	5.56	0.31
C	2.8	0.211	2.06	0.29
D	5.0	0.030	4.06	0.04

## 2.4 PROBABILIDAD Y ESTADISTICA EN HIDROLOGIA

Según VILLON (2002). El diseño y la planeación de obra hidráulicas están siempre relacionadas con eventos hidrológicos futuros, la avenida de diseño para el vertedor de una presa es un evento que tal vez no se ha presentado jamás, o al menos no en el período de datos disponible, pero que es necesario conocer para determinar las dimensiones de la obra.

### 2.4.1 DISTRIBUCIONES TEORICAS

Según VILLON (2002). El Hidrólogo tendrá disponible un registro de datos hidrometeorológicos (precipitación, caudales, evapotranspiración, temperaturas, etc.), a través de su conocimiento del problema físico escogerá un modelo probabilístico a usar, que represente en forma satisfactoria el comportamiento de la variable.

Para utilizar estos modelos probabilísticos, se deben calcular sus parámetros y realizar la prueba de bondad de ajuste, un esquema de este proceso se muestra en la figura 2.06.

Las funciones de distribuciones teóricas de probabilidad permiten calcular:

- La probabilidad de los distintos estados o valores que pueden tomar la variable aleatoria.
- La probabilidad de tener valores mayores o menores de un determinado límite.
- Los valores de probabilidad de ocurrencia asociados a cada valor de la variable aleatoria.

Según se trate de variables discretas o continuas, se usarán modelos de distribución probabilístico discretos o continuos. Serán modelos discretos aquellos cuya función de densidad de probabilidad y función de probabilidad acumulada se encuentra definida para determinar los valores que puede tomar las variables. Las distribuciones teóricas comúnmente utilizadas son:

Las distribuciones teóricas comúnmente utilizadas son:

- Distribución Normal o gaussiana.
- Distribución Log-Normal de 2 ó 3 parámetros.
- Distribución Gamma de 2 ó 3 parámetros.
- Distribución Log-Pearson tipo III.
- Distribución Gumbel (Valor extremo Tipo I).
- Distribución log-Gumbel.

#### **2.4.2 PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE**

Según VILLON (2002). Las pruebas de bondad de ajuste, consiste en comprobar gráfica y estadísticamente, si la frecuencia empírica

de la serie analizada, se ajusta a la determinada función de probabilidades teórica seleccionada a priori, con los parámetros estimados con base en los valores muestrales.

Las pruebas de bondad de ajuste más utilizado son.

- Ajuste gráfico.
- Ajuste estadístico (Chi-cuadrado y Smirnov-Kolmogorov).

**a. Prueba Chi-cuadrado ( $X^2$ )**

Según VILLON (2002). 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.

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

$$x_c^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(\theta_i - e_i)^2}{e_i} \dots\dots\dots (2.19)$$

Donde:

$$\sum_{i=1}^k \theta_i = \sum_{i=1}^k e_i = N$$

$x_c^2$ : Valor calculado de Chi-cuadrado a partir de los datos.

$\theta_i$ : Número de valores observados en el intervalo de clase  $i$ .



$e_i$ : Número de valores esperados en el intervalo de clase  $i$ .

$k$ : Número de intervalos de clase.

### b. Prueba de Smirnov-Kolmogorov

Según VILLON (2002). La prueba 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:

$$\Delta = \max |F(x) - P(x)| \dots \dots \dots (2.20)$$

Donde:

$\Delta$ : 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 distribución teórica.

$P(x)$ : Probabilidad experimental o empírica de los datos.

### 2.4.3 PERIODO DE RETORNO (T)

Según VILLON (2002). Se define el período de retorno  $T$ , como el intervalo promedio de tiempo en años, dentro del cual un evento

de magnitud  $x$  puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. Así, si un evento igual o mayor a  $x$ , ocurre una vez en  $T$  años, su probabilidad de ocurrencia  $P$ , es igual 1 en  $T$  años, es decir:

$$P(X \geq x) = \frac{1}{T} \dots\dots\dots (2.22)$$

$$\text{ó } T = \frac{1}{P(X \geq x)}$$

Donde:

$P(X \geq x)$ : probabilidad de ocurrencia de un evento  $\geq x$ .

$T$ : período de retorno.

$$P(X < x) = 1 - P(X \geq x)$$

De donde:

$$P(X < x) = 1 - \frac{1}{T} \dots\dots\dots (2.23)$$

$$\text{ó } T = \frac{1}{1 - P(X < x)} \dots\dots\dots (2.24)$$

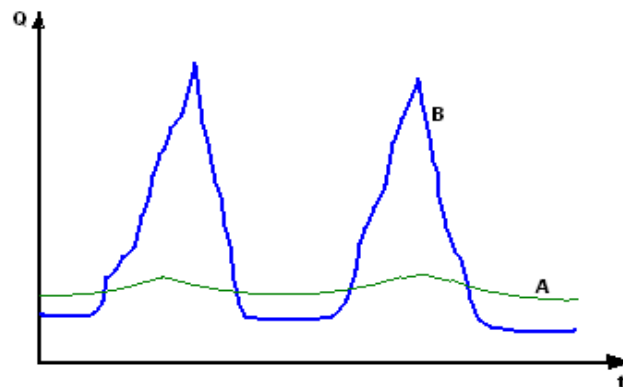
Donde:

$T$ : período de retorno.

$P (X \geq x)$ : probabilidad de excedencia.

$P(X < x)$ : probabilidad de no excedencia.





**FIGURA 2.05. Caudales medios y caudales picos**

Según CHEREQUE (1996). Los hidrogramas de crecidas vienen a ser hidrogramas resultantes de lluvias importantes aisladas. Su estudio es bastante útil para el diseño de aliviaderos de las presas de embalse, cuya misión es la de dejar salir del embalse las aguas provenientes de avenidas, también es útil para otros proyectos como defensas contra inundaciones, predicción de avenidas y otros.

### **2.5.1 MODELO DEL NUMERO DE CURVA DEL SCS (SCS Curve number)**

Según VILLON (2008). Este modelo desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos, usa el número de curva (*CN*, de sus siglas en inglés), el cual es un parámetro empírico estimado de la combinación del tipo de suelo, cobertura vegetal y la condición de humedad antecedente del suelo (AMC).

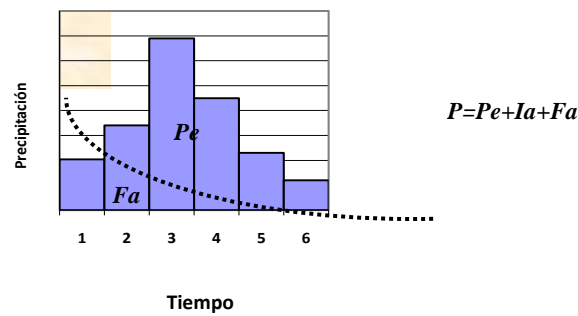
Este método es utilizado para estimar la precipitación neta ( $P_e$ ), a partir de los datos de precipitación ( $P$ ) y otros parámetros de la cuenca de drenaje que se traducen en el número de curva ( $CN$ ).

Según CHEREQUE (1996). Por mediciones hechas en las cuencas naturales se sabe que  $P_e$  se aproxima a  $P$ , mientras  $P$  aumenta en la tormenta. También que los valores de  $(P-P_e)$  se aproximan a una constante mientras  $P$  continúa aumentando. Las cantidades pueden agruparse en la forma:

$$\frac{P-P_e}{S} = \frac{P_e}{P} \dots\dots\dots (2.25)$$

Siendo  $S$  a diferencia máxima ( $P-Q$ ) que podría ocurrir para la tormenta dada en las condiciones de la cuenca. Durante una tormenta, el  $(P-P_e)$  real que ocurre está limitado por el agua almacenado en el suelo o por la intensidad de la infiltración al aumenta  $P$ . el potencial máximo  $S$ , por lo tanto, depende del agua almacenada en el suelo y de las intensidades de infiltración de la cuenca:

$$P_e = \frac{P^2}{P+S} \dots\dots\dots (2.26)$$



**FIGURA 2.06. Gráfica del modelo SCS**

De las ecuaciones anteriores se tiene:

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S} \dots\dots\dots (2.27)$$

**Donde:**

**P:** Precipitación de la Tormenta (mm).

**Pe:** Precipitación efectiva (mm).

**Ia:** Pérdidas o sustracciones iniciales (mm).

**Fa:** Retención acumulada.

**S:** Infiltración Potencial máxima (mm).

De la observación de numerosas cuencas el U.S. Soil Conservation Service ha deducido que **Ia=0.2 S**, Por lo que se obtiene:

$$Pe = \frac{(P - 0.2 S)^2}{P - 0.8 S} \dots\dots\dots (2.28)$$

Las curvas representativas de complejos hidrológicos suelo-vegetación se numeran, por comodidad, de 100 a cero. Los números se relacionan a **S** como sigue:

$$\text{Número de curva (NC)} = \frac{1000}{10 + S} \dots\dots\dots (2.29)$$

Despejando S.

$$S = \frac{1000 - 10NC}{NC} \dots\dots\dots (2.30)$$

Recordemos que el problema consiste en averiguar la escorrentía directa  $P_e$ , en una cuenca a la que corresponde el número NC, debido a una precipitación intensa y prolongada  $P$ . de manera que la solución se logra hallando  $S$  con la ecuación (2.36) y usando este valor en la ecuación (2.34).

De esta forma podemos obtener la escorrentía superficial  $Q_e$  en mm que produce una lluvia de  $P$  mm sobre un complejo suelo-vegetación identificado con un Número de Curva  $NC$ .

#### a. Grupo hidrológico

Según VILLON (2008). Define los grupos hidrológicos y pueden ser:

Grupo A. tiene bajo potencial de escorrentía.

Grupo B. tiene un moderado bajo potencial de escorrentía.

Grupo C. tiene un moderado alto potencial de escorrentía.

Grupo D. tiene un alto potencial de escorrentía.

En la tabla se muestran los valores número de curva para las diferentes complejos suelo-vegetación de Condición II de humedad precedente (Anexo N° 07)

### **b. Condiciones de humedad antecedente (AMC)**

Según VILLON (2008). La condición o estado de humedad, tiene en cuenta los antecedentes previos de humedad de la cuenca; determinado por la lluvia total en el período de 5 días, anterior a la tormenta.

AMC-I, es el límite inferior de humedad o el límite superior de **S** (infiltración potencial máxima). Hay un mínimo potencial de escurrimiento. Los suelos de la cuenca están lo suficientemente secos, para permitir el arado o cultivos.

AMC-II, es el promedio para el cual el SCS preparó la tabla (Anexo N° 07).

AMC-III, es el límite superior de humedad o el límite inferior de **S**. Hay máximo potencial de escurrimiento. La cuenca está prácticamente saturada por lluvias anteriores.



La tabla permite calcular el número de curva **NC** (II) para AMC-II, si se tiene AMC-I o AMC-III, el número de curva equivalente se calcula con las siguientes ecuaciones:

Condición I de humedad precedente:

$$NC(I) = \frac{4.2 * NC(II)}{10 - 0.058 * NC(II)} \dots\dots\dots (2.31)$$

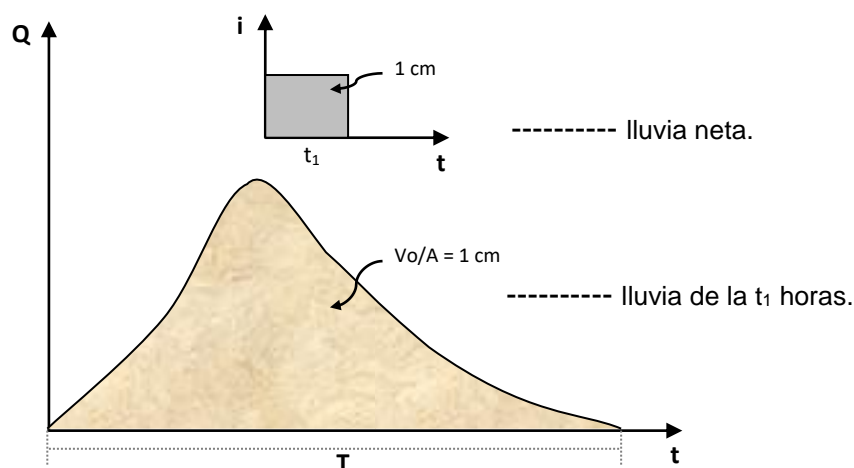
Condición III de humedad precedente:

$$NC(III) = \frac{23 * NC(II)}{10 - 0.13 * NC(II)} \dots\dots\dots (2.32)$$

## 2.5.2 HIDROGRAMA UNITARIO

### a. Definición

Según CHEREQUE (1996). Puesto que las características físicas de la cuenca (forma, tamaño, pendiente, cubierta, etc.) son constantes, se debe esperar una similitud considerable en la forma de los hidrogramas resultantes de tormentas parecidas. Esta es la esencia del hidrograma unitario tal como lo propuso Sherman en 1932.



**FIGURA 2.07 Gráfica del hidrograma unitario**

El Hidrograma Unitario de las  $t_1$  horas de una cuenca se define como el hidrograma de escorrentía directa resultante de 1 cm de lluvia neta caída en  $t_1$  horas, generada uniformemente sobre el área de la cuenca a una tasa uniforme.

### b. Obtención del hidrograma unitario

Según CHEREQUE (1996). Se parte de conocer el hidrograma resultante de una lluvia neta uniforme de duración conocida ( $t_1$  horas). Se trata de hallar el H. U. de las  $t_1$  horas para la cuenca.

El método consiste en:

- Separar el flujo base de la escorrentía directa.
- Por planimetría obtener el volumen de escorrentía directa ( $V_0$ ).
- Obtener la lámina de escorrentía directa ( $h$ ), dividiendo el volumen  $V_0$  entre el área de la cuenca.

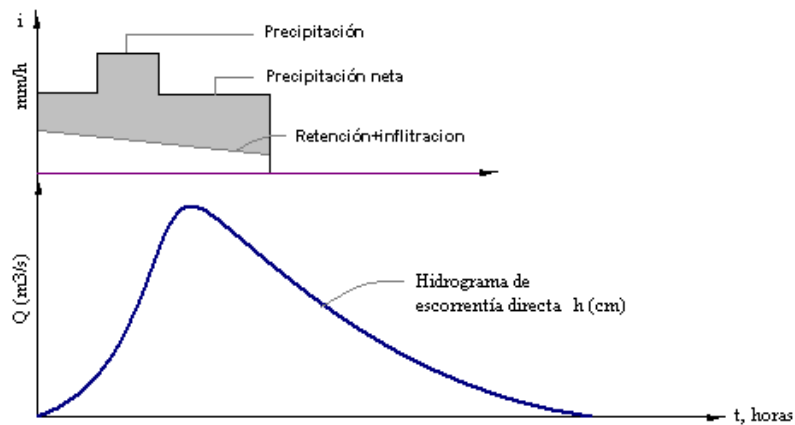
$$h = \frac{V_0}{A} \dots\dots\dots (2.33)$$

Esta lámina de escorrentía directa es, por definición, igual a la lámina de lluvia neta.

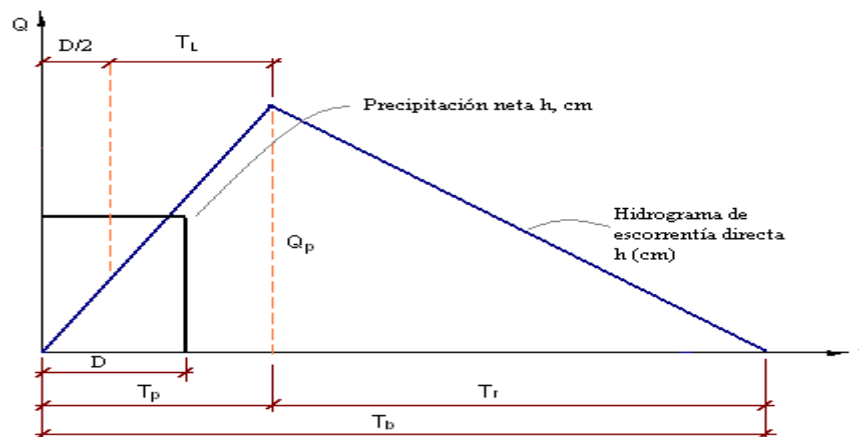
- Dividir las ordenadas de escorrentía directa entre la lámina h. Los valores obtenidos son las ordenadas del H. U. de las  $t_1$  horas.

**2.5.3 HIDROGRAMA TRIANGULAR**

Según CHEREQUE (1996). Es posible representar los hidrogramas de crecidas como triángulos, con la consiguiente simplificación del trabajo. A continuación se describe el procedimiento adoptado por el U. S. Conservation Service.



**FIGURA 2.08. Gráfica del hidrograma típico**



**FIGURA 2.09. Gráfica del hidrograma triangular**

A continuación deduciremos la fórmula para el caudal pico en el hidrograma triangular:

**h:** lluvia neta (cm)

**Vo:** volumen de escorrentía directa ( $m^3$ ).

**Qp:** caudal pico ( $m^3/s$ ).

**Tp:** tiempo pico (horas) =  $D/2+L$

**Tb:** tiempo base del hidrograma (horas)

**D:** período de lluvia neta

**Tr:** tiempo de retardo (horas)

**Tc:** tiempo de concentración (horas)

**A:** área de la cuenca ( $km^2$ )

#### a. Tiempo de concentración

Fórmula de Kirpich o de California para el cálculo del tiempo de concentración:

$$T_c = \left( \frac{0.87 * L^3}{H} \right)^{0.385} \dots\dots\dots (2.34)$$

Donde:

L: longitud del cauce principal en Km.

H, desnivel correspondiente a L en m.

**b. Tiempo de Retardo**

Para el tiempo de retardo se utiliza la fórmula empírica:

$$T_r = 0.6 * T_c \dots\dots\dots (2.35)$$

Donde:

Tr: tiempo de retardo en horas.

Tc: tiempo de concentración en horas.

**c. Tiempo pico**

Está dado por la siguiente relación:

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 * T_c \dots\dots\dots (2.36)$$

**d. Tiempo base**

El tiempo total de duración del hidrograma está dado por la siguiente relación:

$$T_b = 2.67 * T_p \dots\dots\dots (2.37)$$

### e. Caudal pico

Según CHEREQUE (1996). Conocido también como caudal punta que pueden dar una idea orientativa de la magnitud que puede llegar a alcanzar el flujo a la salida de la cuenca en estudio, cuando se produzcan eventos extraordinarios de precipitación, se determina por la fórmula:

$$Q_p = 2.08 * \frac{A * h}{T_p} \dots\dots\dots (2.38)$$

Donde:

***Q<sub>p</sub>***: caudal pico en m<sup>3</sup>/s

***h***: lluvia neta en cm.

***T<sub>p</sub>***: tiempo pico en horas.

***A***: área de la cuenca en km<sup>2</sup>.

## 2.6 MODELO HEC-HMS

Según VILLON (2008). El Hec-HMS (Hydroloyc Engineering Center's Hydrologic Modeling system), es un programa de simulación hidrológica, desarrollados para estimar los hidrogramas de salida en

una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos al pico) a partir de condiciones extremas de lluvia.

Para realizar estos cálculos parte de los datos de un hietograma de precipitación y a través de una serie de modelos se calcula el exceso de precipitación (precipitación neta), restando las pérdidas por infiltración y detención, sobre la base de una función de velocidad de infiltración del agua en los suelos. Los excesos de precipitación resultantes son luego seguidos mediante hidrogramas unitarios o técnicas de la onda cinemática a la salida de la sub cuenca generando un hidrograma.

La aplicación tiene una interfaz gráfica, que permite al usuario introducir la información necesaria para la simulación, manejar los componentes de análisis hidrológicos, a través de módulos integrados y obtener respuestas gráficas o tabuladas de fácil comprensión e impresión.

Los resultados hallados por el Hec-HMS permiten:

- Dimensionar obras de control de inundaciones, como muros de encauzamiento y embalses.
- Establecer dimensiones preliminares de alcantarillas viales, luz en los puentes y sistemas de drenaje pluvial.
- Estudiar el impacto ambiental de las crecientes, causado por la transformación del uso de los suelos en cuencas rurales y urbanas.

## 2.7 PRINCIPALES OBRAS HIDRAULICAS QUE CONSTITUYEN UNA CUENCA

Las principales obras hidráulicas que se construyen en una cuenca hidrológica son presas de control de avenidas y para otros usos, entre las cuales destacan las siguientes:

### a. Presa derivadora

Es una estructura que cierra el cauce de un río hasta determinada altura con objeto de desviar volúmenes de agua para satisfacer demandas locales para usos diversos y funciona como vertedor para dar pasó a las avenidas.



**Figura 2.10. Presa derivadora**

### b. Presa de almacenamiento

Es una estructura que cierra el cauce del río para almacenar volúmenes de agua de las avenidas, para extraerla de acuerdo con demandas previamente establecidas.





**Figura 2.11. Presa de almacenamiento**

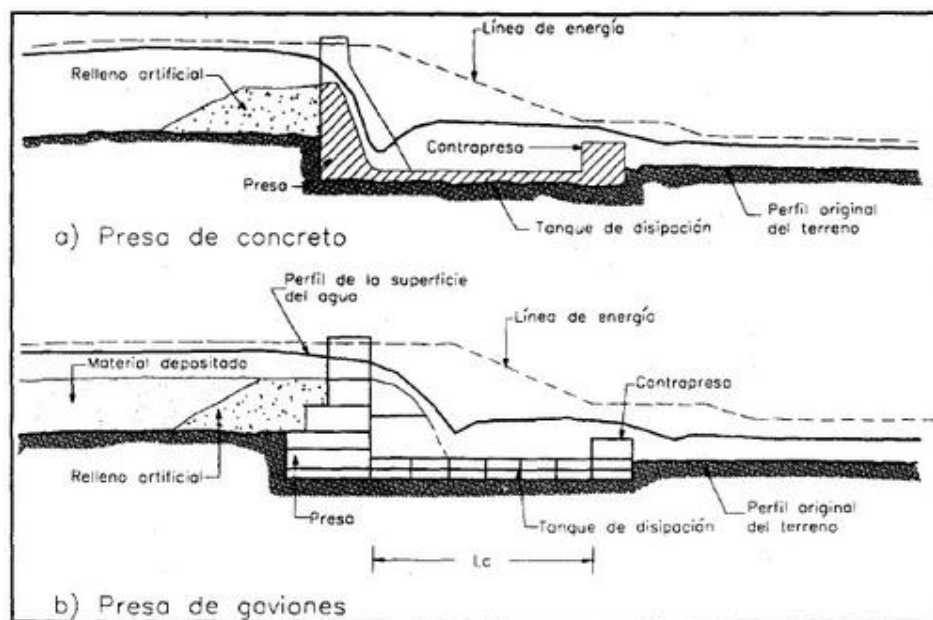
### **c. Presa reguladora**

Es una estructura que se construye en el cauce de un río para retardar el escurrimiento y disminuir el efecto de avenidas ocasionales. Se tienen dos tipos, en el primero se almacenan volúmenes de agua dejando salir únicamente volúmenes que no exceden la capacidad del cauce de agua abajo, y en el otro el agua se almacena para lograr que se infiltre en laderas o suelos con objeto de que se recarguen los acuíferos.

### **d. Represas de control de Azolves**

Son estructuras pequeñas y su construcción puede ser de concreto, mampostería, madera o una combinación de varios materiales; se emplean generalmente en los arroyos o ríos para disminuir la

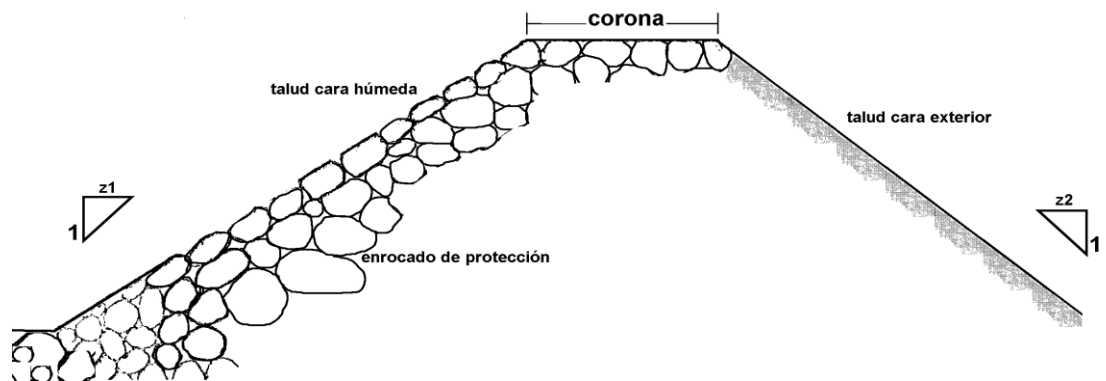
pendiente, reducir la erosión y consolidar laderas mediante la elevación de cauce.



**Figura 2.12. Esquema de una presa retenedora de azolves**

#### e. Terraplén y muros de encauzamiento

Los Terraplenes y muros de encauzamiento esencialmente son estructuras longitudinales erigidas en dirección paralela a un río. Un Terraplén es un dique de tierra, mientras que un muro de encauzamiento, usualmente es una construcción de mampostería. En general los Terraplén y los muros de encauzamiento deben satisfacer los mismos criterios de diseño que las presas reguladoras.



**Figura 2.13. Sección típica de un terraplén enrocado**

Los Terraplenes se usan con más frecuencia para el control de avenidas con el fin de proteger contra inundaciones, su altura dependerá de la capacidad del cauce a controlar de acuerdo con las avenidas máximas que pueden presentarse. Existen acciones no estructurales que permiten un mejor manejo de cuencas hidrológicas así como la operación de las compuertas de dichas obras hidráulicas con el fin de mitigar las avenidas y gastos máximos evitando daños en zonas de alto peligro tanto por inundaciones como por riesgos en estructuras.

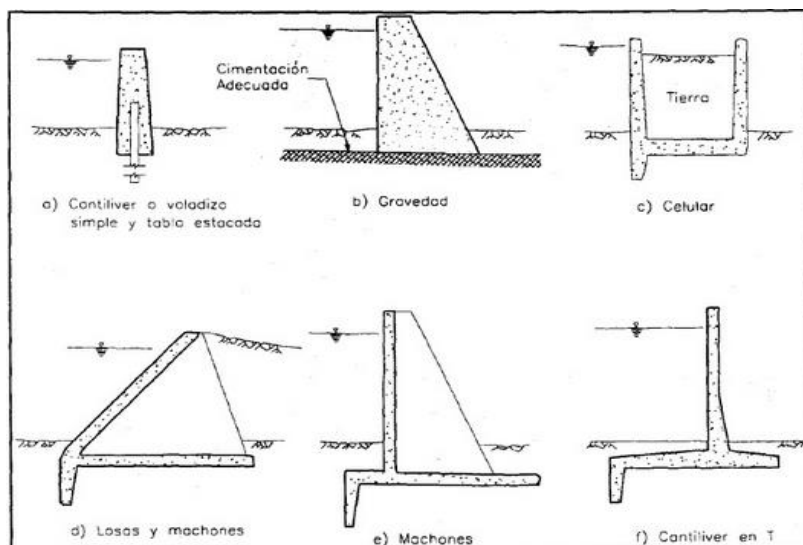


Figura 2.14. Tipos de muros de encauzamiento

f. Desvíos temporales

El proyecto de estas obras obedece a la existencia de zonas bajas, lagunas o depósitos artificiales que puedan ser inundados momentáneamente, mientras se presenta la avenida. Debido a que las zonas afectadas fueron elegidas de antemano para ese fin.

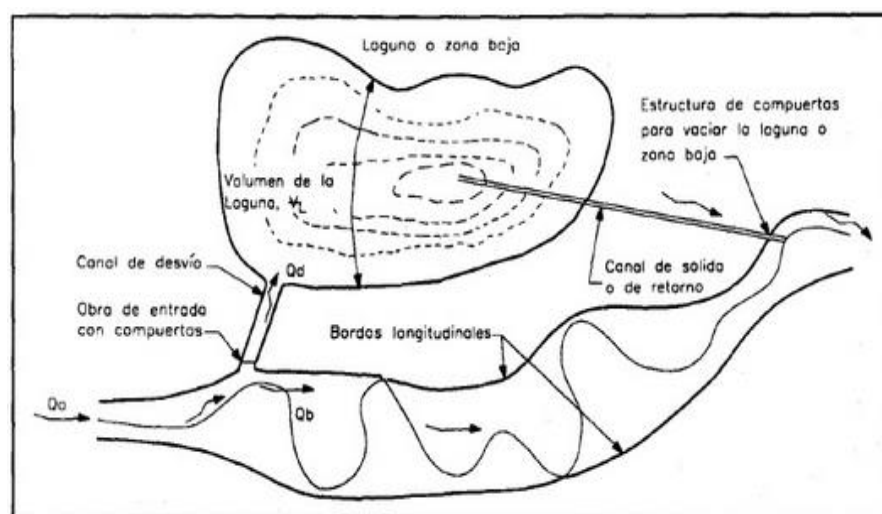


Figura 2.15 Arreglo general para un desvío general

### g. Cauces de alivio

Su principal función es desviar mediante un canal hacia el mar, una laguna, otro cauce o alguna zona previamente definida parte del volumen de agua que escurre sobre el cauce principal reduciendo la magnitud del hidrograma de la avenida y, al mismo tiempo, la altura de los bordos o muros de encauzamiento localizados aguas abajo del sitio donde se ubica dicho desvío también se reduce. A este tipo de obras también se les conoce con el nombre de desvíos permanentes.

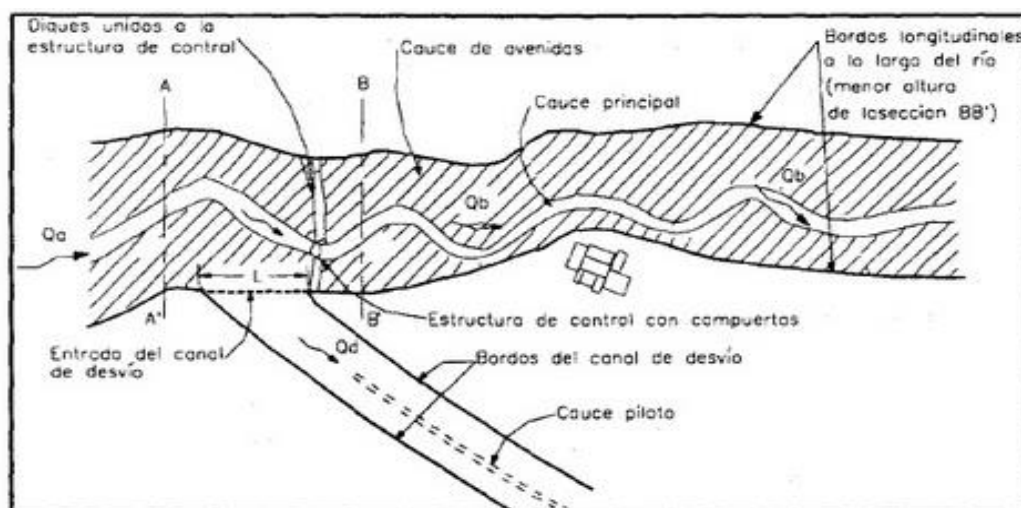


Figura 2.16. Arreglo general de un cauce de alivio

### h. Presas rompe-picos

El objetivo de este tipo de estructura es regular las avenidas que se generen a lo largo del cauce sobre el que están construidas. Normalmente, se emplean en corrientes pequeñas y su principal

característica es la poca altura de su cortina y, consecuentemente, su reducida capacidad de almacenamiento.

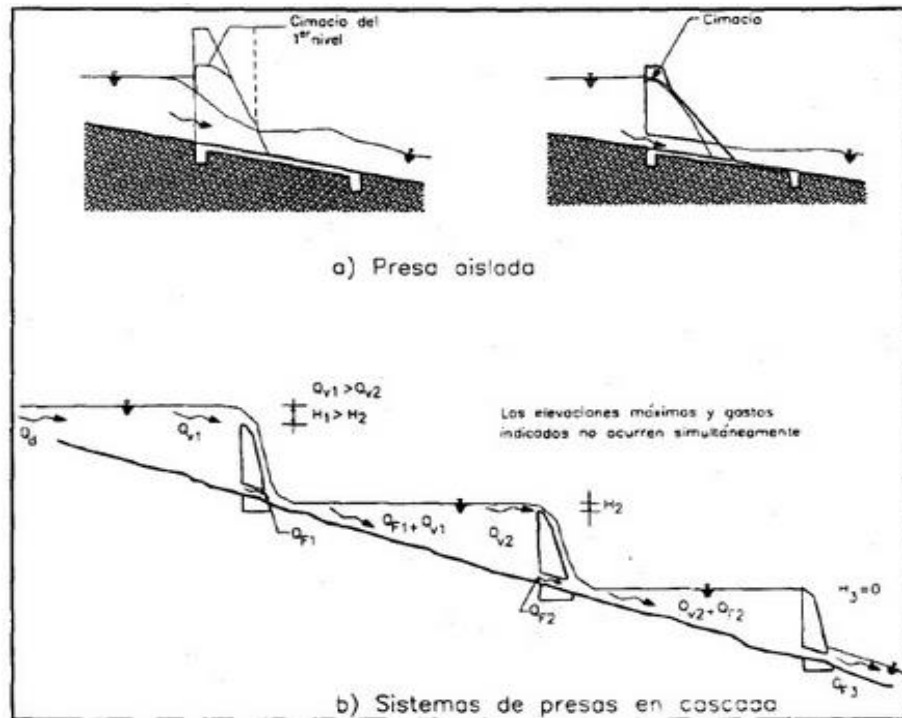


Figura 2.17. Alternativas para el arreglo de presas rompe pico

### III. MATERIALES Y METODOS

#### 3.1 INFORMACIÓN BÁSICA

##### 3.1.1 DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

La naciente del río Coata se encuentra sobre los 3800 m.s.n.m., formándose en la confluencia de las subcuencas de los ríos Cabanillas y Lampa. Desde sus nacientes hasta la desembocadura con el Lago Titicaca, la cuenca del río Coata tiene un área de 4908.44 km<sup>2</sup>. El 87% del volumen total anual de agua es descargado en el período de avenidas (diciembre a abril). En esta cuenca se encuentra el sistema de regulación más importante de la región, su infraestructura de mayor importancia es la Presa Lagunillas que regula las aguas provenientes de la cuenca del río Cerrillos con un volumen útil de almacenamiento de 500 MMC.

##### 3.1.2 UBICACIÓN

###### a. Ubicación política

Región : Puno

Departamento : Puno

Provincias : San Román y Lampa

Distritos : Coata, Cabana, Cabanilla, Lampa, Santa Lucía y Paratía.

### **b. Ubicación geográfica**

Coordenadas UTM WGS 1984.

Este (m) : 282907 - 401525

Norte (m) : 8328509 - 8239696

Altitud : 3800 - 5400 m.s.n.m.

### **c. Ubicación hidrográfica**

Sistema hidrográfico : T.D.P.S.

Vertiente : Titicaca.

Unidad Hidrográfica : Coata.



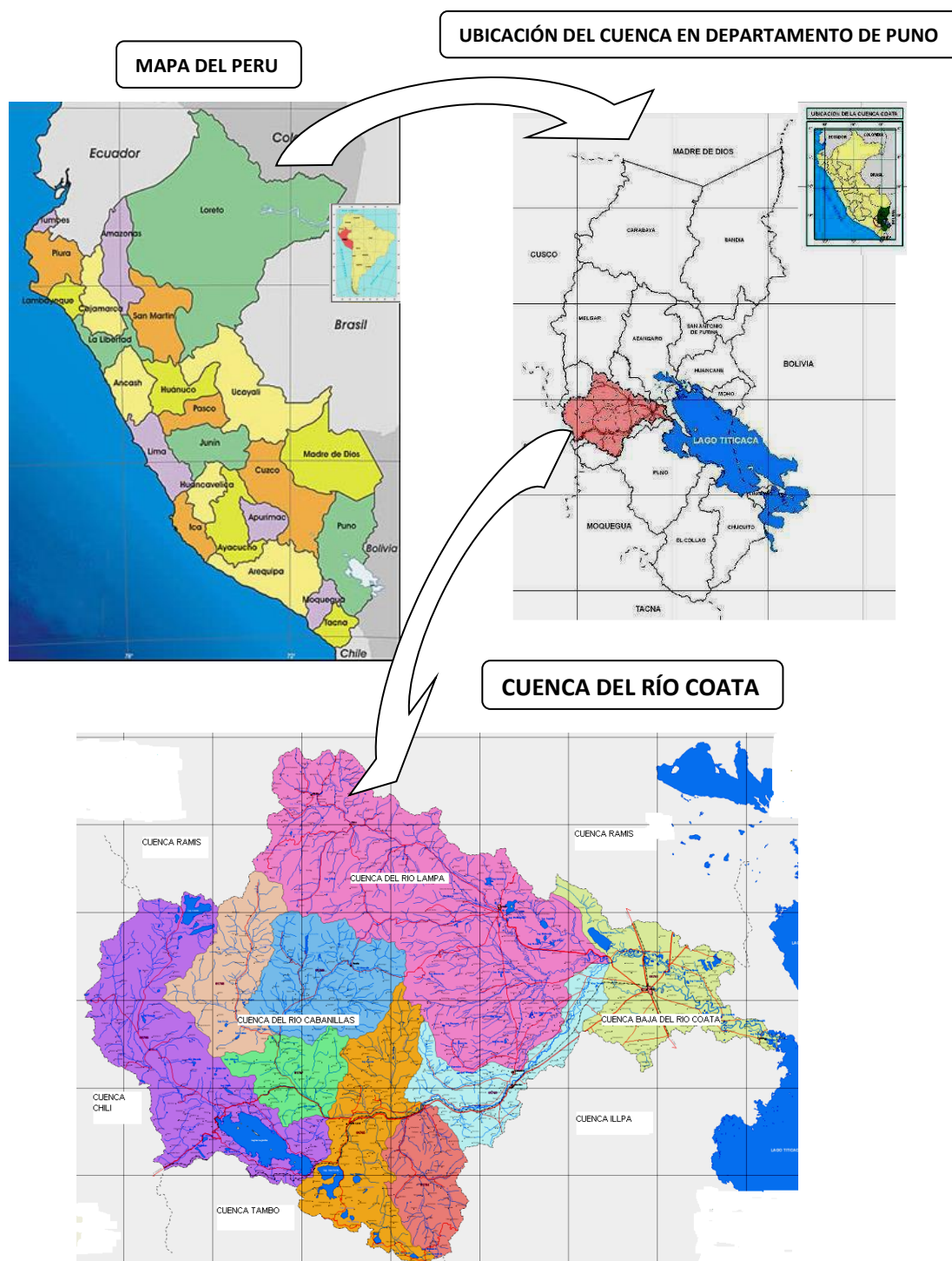


FIGURA 3.01. Macro y micro localización de la cuenca del río Coata

### 3.1.3 VIAS DE COMUNICACIÓN

El sistema de transporte es extenso y uno de los más importantes de la zona debido a su longitud y a la cantidad de vías de comunicación existentes; así tenemos que toda la zona está recorrida por una carretera principal que comunica al departamento de Puno con la costa peruana. Dicha carretera une las ciudades de Arequipa, Juliaca y Puno siendo totalmente asfaltado, soportando un tránsito muy activo y de unidades diversas, desde ligeras hasta pesadas, tanto nacionales como Internacionales.

**CUADRO 3.01. Vías de comunicación**

TRAMO	DIST.	TIEMPO	TIPO DE VÍA	VÍA PRINCIPAL
	(Km)	(horas)		
Lima - Arequipa	1009	14	Asfaltada	Lima - Arequipa
Arequipa - Juliaca	277	3	Asfaltada	Arequipa - Juliaca
Puno - Juliaca	41	45 min	Asfaltada	Puno - Juliaca
Huancané - Juliaca	52	1	Asfaltada	Juliaca - Huancané
Cusco - Juliaca	353	5	Asfaltada	Cusco - Juliaca
Desvió Puno Juliaca	28	40 min	Asfaltada	Puno - Juliaca

### 3.1.4 DEMOGRAFIA

#### a. Población

En el cuadro N° 3.01 se presenta los resultados del XI Censo Nacional de Población efectuada en 2007. En el indicado cuadro se aprecia lo siguiente:

La población total en la Cuenca del río Coata es de 221,097 habitantes. El 70.49% de la población total, se ubica dentro del área urbana y el 29.51% en la zona rural; mientras que el 49.51% es de sexo masculino, y el 50.49% es de sexo femenino. Por otro lado, la mayor población está conformada por habitantes cuyas edades oscilan entre 15 y 29 años (28.35%).

**CUADRO 3.02. Población total según sexo y tipo de población cuenca río Coata– 2007**

Descripción	Población			Urbana			Rural		
	Total	Hombres	Mujeres	Total	Hombres	Mujeres	Total	Hombres	Mujeres
Menores de 5 años	28,395	14,476	13,919	19,493	9,945	9,548	8,902	4,531	4,371
De 5 a 14 años	59911	30513	29398	42144	21479	20665	17767	9034	8733
De 15 a 29 años	62690	30550	32140	48273	23994	24279	14417	6556	7861
De 30 a 44 años	37167	18065	19102	28303	14050	14253	8864	4015	4849
De 45 a 64 años	23879	11601	12278	13871	7150	6721	10008	4451	5557
De 65 a más años	9055	4259	4796	3778	1767	2011	5277	2492	2785
<b>TOTAL</b>	<b>221097</b>	<b>109464</b>	<b>111633</b>	<b>155862</b>	<b>78385</b>	<b>77477</b>	<b>65235</b>	<b>31079</b>	<b>34156</b>

**Fuente:** Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) del Censo Nacional: IX de Población y X de Vivienda 2007.

#### **b. Población económicamente activa**

En el cuadro 3.02 podemos apreciar que 66,955 habitantes forman parte de la Población Económicamente Activa (PEA) representando

el 35.92% de la población total; mientras que la Población Económicamente No Activa (P.E.N.A), está constituida por 119,453 habitantes representando el 64.08% de la población total. Observamos en el cuadro que la mayor densidad de la Población Económicamente Activa, la conforman los habitantes cuyas edades oscilan entre 15 a 29 años y representando el 37.73%, en ese sentido indicaremos que la mayor densidad de la Población Económicamente No Activa, la conforman los habitantes cuyas edades oscilan entre 6 y 14 años con el 43.38% del total de la Población Económicamente No Activa. Por otro lado, la P.E.A. en menor proporción; la conforman los habitantes cuyas edades oscilan entre 6 y 14 años con un total de 1,793 habitantes los que representan el 2.68%.

**CUADRO 3.03. Población económicamente activa de 6 a más años  
cuena río Coata - 2007**

DESCRIPCIÓN	TOTAL	6-14 años	15-29 años	30-44 años	45-64 años	65 a más
Lampa	10158	2725	3032	1806	1698	897
P.E.A	3337	70	993	1081	907	286
P.E.N.A	6821	2655	2039	725	791	611
Cabenilla	4575	1366	1330	706	802	371
P.E.A	707	17	261	220	175	34
P.E.N.A	3868	1349	1069	486	627	337
Santa Lucía	6066	1922	1768	1111	940	325
P.E.A	2054	87	748	623	502	94
P.E.N.A	4012	1835	1020	488	438	231
Cabenillas	4148	1208	1156	725	735	324
P.E.A	1132	27	322	355	312	116
P.E.N.A	3016	1181	834	370	423	208
Cabena	3936	1162	1039	646	689	400
P.E.A	1156	30	339	321	336	130
P.E.N.A	2780	1132	700	325	353	270
Juliaca	128619	36840	46897	27467	13643	3772
P.E.A	48946	1234	19515	18387	8403	1407
P.E.N.A	79673	35606	27382	9080	5240	2365
Caracoto	5816	1657	1676	969	1014	500
P.E.A	2513	66	902	633	637	275
P.E.N.A	3303	1591	774	336	377	225
Pusi	5747	1726	1554	1037	955	475
P.E.A	2330	86	806	699	555	184
P.E.N.A	3417	1640	748	338	400	291
Coata	5200	1673	1391	928	861	347
P.E.A	981	30	310	299	265	77
P.E.N.A	4219	1643	1081	629	596	270
Capachica	9653	2705	2221	1372	2072	1283
P.E.A	3014	58	826	683	906	541
P.E.N.A	6639	2647	1395	689	1166	742
Huata	2490	633	626	400	470	361
P.E.A	785	88	241	192	172	92
P.E.N.A	1705	545	385	208	298	269
<b>Total</b>	<b>186408</b>	<b>53617</b>	<b>62690</b>	<b>37167</b>	<b>23879</b>	<b>9055</b>
<b>P.E.A</b>	<b>66955</b>	<b>1793</b>	<b>25263</b>	<b>23493</b>	<b>13170</b>	<b>3236</b>
<b>P.E.N.A</b>	<b>119453</b>	<b>51824</b>	<b>37427</b>	<b>13674</b>	<b>10709</b>	<b>5819</b>

**Fuente:** Instituto Nacional de Estadística e Informática. I.N.E.I.

Resultados definitivos de los Censos Nacional: IX de Población y IV de Vivienda 2007.

## 3.2 MATERIALES Y EQUIPOS

### 3.2.1 INFORMACION CARTOGRAFICA

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

- Cartas nacionales: Puno, Juliaca, Ocuvi, Ácora y Lagunillas.
- Mapa de delimitación política del departamento de Puno.
- Mapa hidrográfico del ámbito de estudio.
- Mapa de delimitación de Unidades Hidrográficas.
- Mapa de uso actual del suelo de la cuenca Coata.
- Mapa de cobertura vegetal.

### 3.2.2 INFORMACION PLUVIOMETRICA

La información pluviométrica se ha tomado de las estaciones meteorológicas existentes dentro de la cuenca Coata y tres estación de apoyo del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología.

- Precipitación máxima en 24 horas (serie histórica): Estación Juliaca (1964-2010), Estación Lagunillas (1964-2010), Estación Pampahuta (1964-2010), Estación Quillasani (1964-2010); Estación Cabanillas (1964-2010); Estación Lampa (1964-2010);

### 3.2.3 EQUIPOS UTILIZADOS

#### a. Equipos de gabinete

- Computadora Core 2 Duo, Procesador 2.4 GHz.
- Impresora a color CANON MP250.
- Impresora Lasser KYOCERA.
- Impresora de Formato A1.
- Memora USB de 4Gb.
- Papel Bond A4 y A1.

#### b. Software de ingeniería

- HEC-HMS.
- Hidroesta.
- Sistema de Información geográfica (SIG v.9.3).
- AutoCAD 2012.

### 3.3 METODOLOGÍA

El estudio se organizó en una serie de fases en las que se realizaron varias actividades preparatorias para la recopilación, análisis e interpretación de la información.

#### 3.3.1 ETAPA DE CAMPO

- Se hará reconocimiento IN SITU de la zona, recorriendo a detalle toda observación necesaria, como formaciones geológicas, fluviales o artificiales.

- Se prosigue con el levantamiento topográfico pormenorizado, paralelamente se verifica el estudio de suelos, realizándose la toma de muestras en el lecho y márgenes del río. Simultáneamente se evalúan los aspectos de impacto ambiental y socioeconómico, así como de desarrollo de poblacional

### 3.3.2 TRABAJO DE GABINETE

#### a. Análisis de comportamiento de las precipitaciones pluviales máximas de 24 horas

- Determinamos las precipitaciones máximas diarias para diferentes períodos de retorno utilizando los modelos de distribución de probabilidad Normal, Log Normal 2 parámetros, Log Normal 3 parámetros, Log Pearson tipo III y Gumbel valor extremo tipo I.
- Realización de la prueba de bondad de ajuste de Smirnov Kolmogorov para ver cuál de las distribuciones teóricas se ajusta mejor a los datos de precipitación máxima diaria para los diferentes puntos de interés considerados.
- Elegimos los valores de precipitación máxima diaria para los diferentes períodos de retorno en cada punto de interés de las distribuciones teóricas que mejor se ajustan en la prueba de bondad de Smirnov Kolmogorov.



## b. Estimación de caudales máximos de avenida

- Se consideró cinco puntos de interés en el tramo del río Coata para estimar los caudales de avenida, estos son en los puntos de desembocadura de los afluentes a lo largo del río Coata, correspondiéndole a cada punto diferentes áreas de drenaje descontando la cuenca regulada del río Cerrillos las cuales son río Verde, río Cabanillas, río Lampa, y río de la cuenca de Coata.
- Se determina la precipitación por área para cada punto de interés de la cuenca utilizando el método del polígono de Thiessen modificado, para ello nos hemos basado con el apoyo de isoyetas
- Se estiman los caudales de avenida para períodos de retorno de 25, 50, 100 y 500 años utilizando el modelo del Número de Curva del SCS para separar el exceso de precipitación de la total y el modelo del **HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR** para determinar el hidrograma de avenidas en cada punto de interés de la cuenca.
- Para estimar los **caudales de descarga** de la cuenca regulada del río Cerrillos realizamos la Simulación hidrológica con el programa **Hec-HMS** en base a datos de precipitación máxima diaria y las curvas elevación-volumen y volumen-descarga proveídas por la Administración Local da Agua Juliaca.

### c. Plantear el control de máximas avenidas

- Para el plan de manejo de máximas avenidas diseñaremos una defensa ribereña en la sub cuenca de bajo Coata, se determinara el diseño hidráulico y la profundidad de descolmatación del rio.
- Para cálculo de la sección estable y la altura media de la estructura se considerara la teoría del régimen estable de Blench - Altunin, o de Simón - Henderson.
- Para el diseño hidráulico para el cálculo del tirante medio se aplicará la fórmula de Manning.
- Para la profundidad de socavación utilizaremos el método propuesto por List Van Lebediev, orientado a cauces naturales definidos.
- Con los datos obtenidos se podrá hacer le montaje del sistema de defensa ribereña y se podrá determinar la sección del muro de control de inundaciones para la corona, borde libre, talud del terraplén y talud del enrocado.
- Al final se realizara la redacción final del trabajo de investigación acorde a las normas de APA y el reglamento de tesis de la Facultad de Ingeniería Agrícola.

#### **IV. RESULTADOS Y DISCUSIONES**

##### **4.1 ANALISIS DE COMPORTAMIENTO DE LAS PRECIPITACIONES PLUVIALES MAXIMAS DE 24 HORAS**

###### **4.1.1 PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS DE LA CUENCA DEL RIO COATA**

###### **4.1.1.1 Área de la cuenca**

La cuenca del río Coata abarca una extensión total de 4,908.44 km<sup>2</sup>, de los cuales la cuenca regulada (cerrillos) le corresponde un área de 868.253 km<sup>2</sup>, de acuerdo al estudio realizado por la Intendencia de Recursos Hídricos en el año 2007.

###### **4.1.1.2 Perímetro de la cuenca**

El perímetro de la cuenca del río Coata tiene una longitud total de 464.65 Km iniciando desde la confluencia de los ríos Coata y Lampa hasta el punto más alto de la cuenca siguiendo la línea divisoria de las aguas (divortium acuarium).

#### 4.1.1.3 Forma de la cuenca

##### a. Coeficiente de compacidad

Reemplazando en la ecuación (2.01) y (2.02), considerando:

$$\text{Perímetro} = 464.65 \text{ km.}$$

*Perímetro de círculo (Pc).*

$$A = r^2 * \pi \implies r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{464.65}{3.1416}} = 39.53$$

$$Pc = r * 2\pi = 39.53 * 2 * 3.1416 = 248.36$$

Tendremos lo siguiente:

$$Cc = \frac{P}{Pc} = \frac{464.65}{248.36} = 1.87$$

Esto indica que la cuenca del río Coata tiene una forma alargada y asimétrica según JIMENES (1986), forma de la cuenca.

##### b. Factor de forma

$$A = \text{área de la cuenca} = 4908.44 \text{ km}^2.$$

$$L = \text{longitud de la salida hasta el límite de la cuenca} = 170.78 \text{ km.}$$

$$Kf = \frac{A}{L^2} = \frac{4908.44}{170.78^2} = 0.14$$

Este factor indica que la cuenca esta menos sujeta a crecidas.

**c. Rectángulo equivalente**

Reemplazando en las ecuaciones (2.05) y (2.06), se ha determinado lo siguiente:

**$l = 23.51 \text{ km.}$**

**$L = 208.82 \text{ km.}$**

**CUADRO 4.01. Rectángulo equivalente de la cuenca del río Coata**

AREA	Li	I
622.83	26.50	23.51
314.13	13.37	
240.11	10.21	
237.97	10.12	
393.07	16.72	
429.94	18.29	
531.99	22.63	
440.16	18.73	
424.94	18.08	
381.75	16.24	
359.65	15.30	
250.97	10.68	
171.10	7.28	
70.79	3.01	
31.38	1.33	
7.67	0.33	

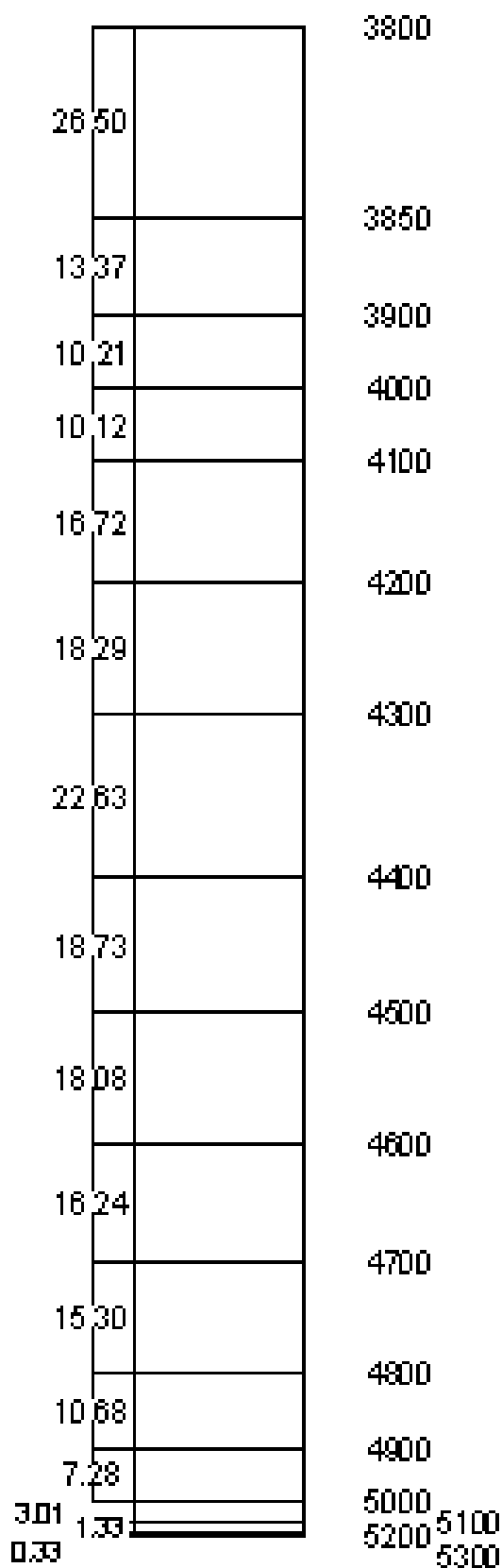


FIGURA 4.01 Rectángulo equivalente de la cuenca del río Coata

**4.1.1.4 Sistema de drenaje de la cuenca**

**a. Tipos de corriente**

En el ámbito de la cuenca del río Coata existen tres tipos de corrientes, entre ellas los perennes, intermitentes y efímeras.

**b. Orden de corrientes**

Se ha clasificado los cauces según el grado de ramificación, encontrándose que el cauce principal de la cuenca Coata, el río Coata es de orden seis (6), los ríos Cabanillas, Lampa, Verde y Paratía son de orden 5, en tanto los ríos Cotaña, Cerrillos y Jarpaña son de orden 4. En la cuenca predominan los cauces de 1º orden, representan en número el 52.8% del total y en longitud el 55.2% de total:

**CUADRO 4.02. Orden y longitud de corrientes de la cuenca Coata**

Subcuenca	Codigo	ORDENES DE RIOS											
		1°		2°		3°		4°		5°		6°	
		N°	Longitud (km)	N°	Longitud (km)	N°	Longitud (km)	N°	Longitud (km)	N°	Longitud (km)	N°	Longitud (km)
Paratia	01769	93	205.405	39	55.312	26	35.102	7	9.104	13	12.168	0	0.0000
Jarpaña	01768	42	115.294	18	28.535	28	25.425	4	10.709	0	0.000	0	0.0000
Medio Alto Coata	01767	21	67.353	9	32.65	0	0.000	0	0.000	13	19.681	0	0.0000
Cerrillos	01766	98	266.618	44	100.276	16	38.162	17	32.487	0	0.000	0	0.0000
Medio Coata	01765	49	141.28	30	55.647	13	24.677	0	0.000	8	20.148	0	0.0000
Cotaña	01764	50	125.66	28	35.285	9	14.333	11	17.401	0	0.000	0	0.0000
Medio Bajo Coata	01763	44	81.407	12	13.383	18	23.148	0	0.000	7	52.997	0	0.0000
Lampa	01762	245	565.622	119	239.759	69	177.488	34	165.937	5	21.472	0	0.0000
Bajo Coata	01761	45	73.341	13	9.697	3	6.026	0	0.000	0	0.000	10	56.8530
<b>Total</b>		<b>687</b>	<b>1641.98</b>	<b>312</b>	<b>570.544</b>	<b>182</b>	<b>344.361</b>	<b>73</b>	<b>235.638</b>	<b>46</b>	<b>126.466</b>	<b>10</b>	<b>56.853</b>

**c. Densidad de drenaje**

Se relaciono la longitud total de las corrientes existentes dentro de la cuenca del río Coata entre la superficie total de la cuenca se

obtuvo 0.61 km de curso natural por cada km<sup>2</sup> de área en nuestra cuenca, esto indica que la densidad de drenaje es regular esto implica moderados ascensos de crecidas con regular volumen de escurrimiento.

#### 4.1.1.5 Parámetros relativos a la variación de la altitud

##### a. Curva hipsométrica

Gráficamente representamos la relación entre elevaciones del terreno y las áreas acumuladas por debajo y por encima de la elevación. La curva hipsométrica nos permitirá calcular la elevación mediana y media de la cuenca Coata.

**CUADRO 4.03. Distribución altimétrica - cuenca Coata**

COTAS	COTAS MEDIANA	AREA	AREA ACUMULADO	AREA (%)	AREA ACUM. DEBAJO (%)	AREA ACUMULADA (%)
3800-3850	3825	622.83	622.83	12.69	87.31	12.69
3850-3900	3875	314.13	936.96	6.40	80.91	19.09
3900-4000	3950	240.11	1177.07	4.89	76.02	23.98
4000-4100	4050	237.97	1415.04	4.85	71.17	28.83
4100-4200	4150	393.07	1808.11	8.01	63.16	36.84
4200-4300	4250	429.94	2238.05	8.76	54.40	45.60
4300-4400	4350	531.99	2770.04	10.84	43.57	56.43
4400-4500	4450	440.16	3210.20	8.97	34.60	65.40
4500-4600	4550	424.94	3635.14	8.66	25.94	74.06
4600-4700	4650	381.75	4016.89	7.78	18.16	81.84
4700-4800	4750	359.65	4376.54	7.33	10.84	89.16
4800-4900	4850	250.97	4627.51	5.11	5.72	94.28
4900-5000	4950	171.10	4798.61	3.49	2.24	97.76
5000-5100	5050	70.79	4869.40	1.44	0.80	99.20
5100-5200	5150	31.38	4900.77	0.64	0.16	99.84
5200-5400	5250	7.67	4908.44	0.16	0.00	100.00



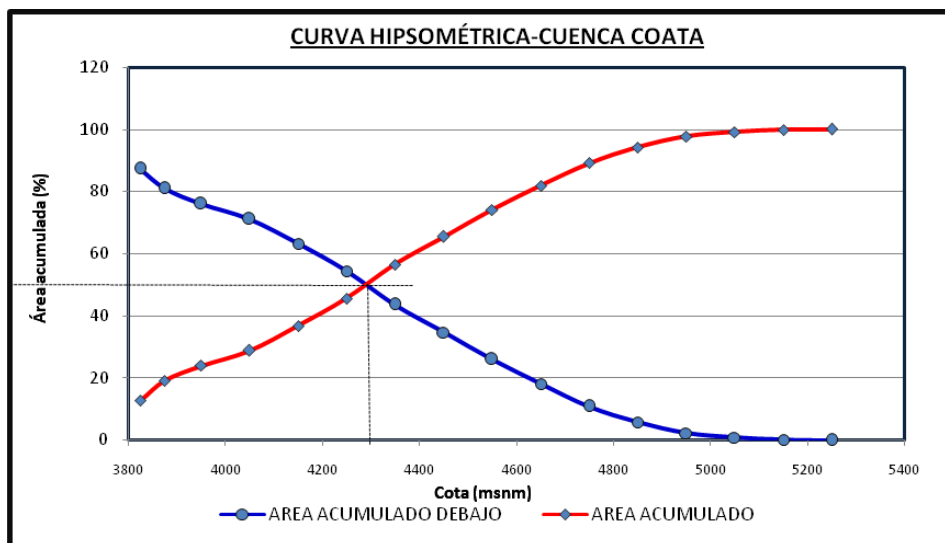


FIGURA 4.02. Curva hipsométrica de la cuenca del río Coata

**b. Elevación mediana de la cuenca**

De la gráfica de curva hipsométrica de la cuenca Coata se puede observar que la elevación mediana de la cuenca es 4300 msnm.

**c. Elevación media de la cuenca**

Aplicando la Ecuación (2.09) determinamos la pendiente media de la cuenca Coata, considerando:

Donde:

$$\sum ae = 21283577.0 \text{ Km}^2$$

$$A = 4908.44 \text{ km}^2$$

$$E = 4336.12 \text{ m.s.n.m.}$$

#### d. Pendiente de la cuenca

La pendiente media de la cuenca del río Coata calculamos con la Ecuación (2.10) considerando:

$$Sc = 0.1312$$

Donde:

**Sc:** Pendiente de la Cuenca.

#### e. Pendiente media del cauce principal

Para el cálculo de la pendiente media del cauce principal aplicamos la diferencia de cotas entre los extremos del cauce y la longitud total en metros.

$$S = 0.007\%$$

Donde:

**S:** Pendiente del cauce principal.

### 4.1.2 INFORMACION CARTOGRAFICA

En base a la información cartográfica del Instituto Geofísico Nacional y la delimitación y codificación de unidades hidrográficas del Perú aprobado por **R.M. 033-2008-AG** que fue elaborado por la Intendencia de

Recursos Hídricos del Instituto Nacional de Recursos Naturales (**INRENA**), se ha determinado las áreas y longitudes del curso principal de la cuenca del río Coata por puntos de interés (confluencia de ríos), restando el área de drenaje correspondiente al río Cerrillos por ser una cuenca regulada.

Para determinar el aporte hídrico de la cuenca regulada Cerrillos se realizó la simulación hidrológica con el programa Hec-HMS con el que se determinó los caudales de ingreso y salida de la presa Lagunillas.

**CUADRO 4.04. Áreas de influencia de la cuenca Coata para cada punto de interés**

Punto de interés	Área (Km <sup>2</sup> )	Longitud de cauce principal (Km)	Área de la cuenca regulada	Área de la cuenca Coata
Desembocadura río Verde	959.27	38.12	868.15	4908.44
Desembocadura río Cabanillas	2018.41	104.95		
Desembocadura río Lampa	1563.55	98.70		
Desembocadura río Coata	4041.92	170.98		

**4.1.3 ANALISIS DE LA INFORMACION PLUVIOMETRICA**

Para el presente estudio de tesis se ha contado con información meteorológica del SENAMHI de seis estaciones ubicadas dentro del ámbito de la cuenca del río Coata y tres estaciones de apoyo.

**CUADRO 4.05. Estaciones pluviométricas utilizadas**

Estación	Ubicación geográfica		Altitud	Período de registro	Años
	Longitud W	Latitud S			
<b>Pampahuta</b>	70° 40' 33"	15° 28' 59"	4400	1964-2010	47
<b>Cabanillas</b>	70° 20' 53"	15° 38' 20"	3892	1964-2010	47
<b>Quillasani</b>	70° 45' 00"	15° 22' 59"	4600	1964-2010	47
<b>Lagunillas</b>	70° 36' 34"	15° 42' 11"	3980	1964-2010	47
<b>Mañazo</b>	70° 21' 43"	15° 48' 53"	3920	1964-2010	47
<b>Lampa</b>	15° 21' 40 "	70° 22' 27"	3892	1964-2010	47
<b>Juliaca</b>	15° 26' 39"	70° 12' 28"	3826	1964-2010	47
<b>Pucara</b>	15° 02' 42"	70° 21' 59"	3900	1964-2010	47
<b>Ayaviri</b>	14° 52' 22"	70° 35' 34"	3928	1964-2010	47

#### 4.1.3.1 Serie de precipitación máxima diaria anual de las estaciones

En el Cuadro 4.05 se observan los valores de precipitación máxima en 24 horas, siendo la estación de Cabanillas que tiene los mayores valores de precipitación. También puede verse que las estaciones de Cabanillas, Lagunillas, Pampahuta, Quillasani, Juliaca y Lampa no difieren demasiado en el promedio de precipitaciones máximas anuales siendo sus valores de 33.73, 33.50, 34.37, 37.48, 35.10, 35.52 mm consecutivamente.

**CUADRO 4.06. Serie histórica de precipitación máxima en 24 horas anual (mm.) de las estaciones pluviométricas**

N°	Precipitación Máxima en 24 Horas Anual (mm.)												
	AÑO	Mes	Cabanillas	Mes	Lagunillas	Mes	Pampahuta	Mes	Quillasani	Mes	Juliaca	Mes	Lampa
1	1964	DIC	22.00	FEB	28.00	MAR	24.90	MAR	28.00	FEB	42.00	MAR	26.00
2	1965	MAR	27.80	DIC	53.60	ENE	35.20	NOV	35.40	DIC	29.00	DIC	41.00
3	1966	FEB	25.00	FEB	35.90	FEB	22.50	FEB	25.70	MAY	29.20	DIC	21.00
4	1967	MAR	31.20	MAR	32.90	DIC	28.20	ENE	27.20	MAR	48.20	MAR	36.10
5	1968	FEB	22.20	FEB	26.20	NOV	32.50	FEB	37.50	NOV	38.00	NOV	22.90
6	1969	ENE	27.20	DIC	27.90	DIC	45.70	DIC	43.30	NOV	24.30	ENE	38.70
7	1970	MAR	24.00	DIC	35.80	FEB	33.30	FEB	44.30	NOV	28.40	MAR	32.50
8	1971	FEB	30.80	FEB	28.90	ENE	33.60	FEB	33.40	MAR	51.30	DIC	24.50
9	1972	ENE	31.80	ENE	31.80	ENE	35.40	ENE	46.90	ENE	36.20	ENE	41.30
10	1973	DIC	40.00	FEB	58.90	DIC	31.40	ENE	31.10	FEB	25.20	MAR	38.80
11	1974	FEB	43.60	ENE	46.20	DIC	33.10	FEB	34.30	DIC	30.00	ENE	35.80
12	1975	DIC	36.00	ENE	31.10	ENE	26.20	DIC	30.30	OCT	25.20	FEB	31.50
13	1976	ENE	38.20	ENE	56.40	FEB	35.20	FEB	37.50	ENE	21.50	ENE	30.00
14	1977	MAR	36.70	FEB	26.40	MAR	27.00	MAR	25.40	DIC	37.40	FEB	35.00
15	1978	ENE	25.90	NOV	26.70	DIC	34.00	NOV	39.00	DIC	34.00	FEB	44.00
16	1979	FEB	31.80	ENE	38.60	ENE	31.80	ENE	33.10	FEB	25.70	NOV	26.40
17	1980	MAR	33.20	MAR	29.30	MAR	36.50	ENE	46.30	MAR	30.30	NOV	40.00
18	1981	MAR	26.20	ABR	28.70	FEB	45.30	ENE	41.40	MAR	26.00	ENE	49.00
19	1982	ENE	13.40	ENE	42.40	ABR	22.90	NOV	28.00	ABR	49.00	ABR	64.00
20	1983	DIC	21.00	DIC	37.60	MAR	30.40	ENE	8.60	FEB	26.50	OCT	24.50
21	1984	FEB	28.20	DIC	40.30	DIC	43.60	FEB	46.00	OCT	52.00	DIC	50.40
22	1985	DIC	20.50	DIC	35.40	NOV	32.60	FEB	48.40	ABR	36.70	FEB	48.30
23	1986	ENE	54.20	ENE	35.80	ABR	35.70	FEB	43.90	ABR	38.60	FEB	37.00
24	1987	NOV	29.00	ENE	38.20	ENE	25.20	NOV	19.90	MAR	38.80	ENE	36.60
25	1988	DIC	46.00	OCT	22.40	MAR	32.40	FEB	24.30	MAY	33.00	ABR	35.70
26	1989	ENE	29.50	ABR	32.80	DIC	34.30	FEB	29.96	FEB	33.00	MAR	22.20
27	1990	OCT	31.00	ENE	30.30	ENE	27.10	JUN	39.19	DIC	20.00	DIC	30.30
28	1991	ABR	20.20	ENE	33.90	ENE	32.10	FEB	33.56	JUN	35.00	ENE	28.80
29	1992	AGO	21.20	AGO	28.60	FEB	36.60	FEB	47.06	NOV	26.60	AGO	39.30
30	1993	OCT	53.40	DIC	34.70	ENE	36.30	FEB	39.60	NOV	50.00	ENE	29.90
31	1994	MAR	54.60	ABR	29.30	NOV	37.30	ENE	37.19	NOV	37.83	MAR	35.20
32	1995	MAR	15.50	DIC	23.30	DIC	25.40	FEB	28.54	FEB	30.00	FEB	24.70
33	1996	ENE	42.70	ENE	37.30	ENE	39.80	ENE	41.58	FEB	31.62	ENE	42.70
34	1997	FEB	44.60	FEB	25.30	NOV	42.30	ENE	42.42	OCT	63.30	MAR	31.40
35	1998	FEB	39.50	NOV	35.20	FEB	38.00	FEB	48.86	DIC	36.50	FEB	32.80
36	1999	DIC	34.90	FEB	42.00	DIC	38.60	DIC	32.41	ENE	32.80	ENE	32.70
37	2000	MAR	31.60	OCT	24.10	MAR	34.40	FEB	39.21	FEB	47.40	FEB	33.40
38	2001	FEB	44.20	DIC	52.40	FEB	49.90	FEB	64.16	MAR	30.30	ENE	28.10
39	2002	ABR	30.50	FEB	30.90	FEB	47.90	FEB	61.59	NOV	35.36	OCT	36.90
40	2003	NOV	42.30	ENE	26.00	ENE	36.40	FEB	40.37	NOV	35.33	DIC	36.70
41	2004	FEB	29.60	ENE	27.00	FEB	40.00	FEB	51.43	FEB	40.00	ENE	43.80
42	2005	FEB	66.00	ENE	23.00	NOV	43.30	NOV	42.69	FEB	37.30	MAR	49.60
43	2006	FEB	35.20	ENE	25.00	ABR	33.10	FEB	39.09	OCT	33.79	FEB	27.10
44	2007	NOV	46.40	ENE	31.00	FEB	33.00	FEB	42.43	DIC	35.15	FEB	35.60
45	2008	ENE	44.10	DIC	37.00	DIC	38.60	DIC	32.41	ENE	30.00	DIC	34.70
46	2009	NOV	35.60	ENE	25.00	FEB	26.30	FEB	33.81	FEB	38.20	FEB	54.70
47	2010	FEB	27.00	ENE	25.00	DIC	30.00	FEB	34.71	MAR	33.94	ENE	28.00

**4.1.3.2 Precipitación máxima en 24 horas de la cuenca Coata**

Para determinar la precipitación de la cuenca del río Coata en cada punto de interés, se ha utilizado el método del Polígono de

Thiessen modificado, para lo cual se ha utilizado el programa SIG, realizando el siguiente procedimiento:

- Se dibujan los polígonos de Thiessen con las estaciones pluviométricas dentro de la cuenca y estaciones de apoyo.
- Se generan las curvas Isoyetas en base a la media de las precipitaciones máximas en 24 horas de las estaciones dentro de la cuenca y estaciones de apoyo.
- Se hallan las precipitaciones sobre cada polígono operando con las isoyetas que se han generado.
- Se halla la relación de áreas de cada polígono (área del polígono entre el área de la cuenca).
- Se determina el peso de cada estación (influencia de cada estación sobre la precipitación de la cuenca).

**a. Desembocadura del río Verde**

**CUADRO 4.07. Polígono de thiessen modificado en el punto de interés - confluencia de los ríos verde área: 959.27 km<sup>2</sup>**

Estación	Área polígono	PP isoyetas	Área isoyetas	PP sobre cada polígono (h)
Quillasani	122.17	31	37.13	24.65
		33	25.04	6.76
Pampahuta	579.192	31	36.54	1.96
		33	288.36	16.43
		35	237.75	14.37
		37	16.54	1.06
Lagunillas	257.9	33	27.08	3.56
		35	76.12	10.33
		37	110.07	15.79
		39	43.91	6.64

**CUADRO 4.07 a. Determinación de peso de cada estación**

Estación	PP. polígono	Área de la cuenca-polígono	Relación de áreas	PP de la estación	Peso de cada estación
Quillasani	36.32	257.9	0.27	37.48	0.26
Pampahuta	33.81	579.19	0.6	34.37	0.59
Lagunillas	31.41	122.17	0.13	33.5	0.12
Sumados					1.00

**b. Desembocadura del río Cabanillas**

**CUADRO 4.08. Polígono de thiesen modificado en el punto de interés – desembocadura del río cabanillas área 2018.41 km<sup>2</sup>.**

Estación	Área polígono	PP isoyetas	Área isoyetas	PP sobre cada polígono (h)
Quillisaní	257.901	33	27.8	3.56
		35	76.12	10.33
		37	110.07	15.79
		39	43.91	6.64
Pampahuta	625.98	31	36.54	1.81
		33	332.82	17.55
		35	240.03	13.42
		37	16.58	0.98
Lagunillas	642.05	31	31.23	1.51
		33	428.89	22.04
		35	181.93	9.92
Cabanillas	249.42	33	192	25.4
		35	57.42	8.06
Mañazo	182.2	35	182.2	35
Juliaca	60.86	35	60.86	35

**CUADRO 4.08 a. Determinación de peso de cada estación.**

Estación	PP. polígono	Área de la cuenca-polígono	Relación de áreas	PP de la estación	Peso de cada estación
Lagunillas	33.47	642.05	0.32	33.5	0.32
Pampahuta	33.76	625.98	0.31	34.37	0.3
Quillisaní	36.32	257.9	0.13	37.48	0.12
Mañazo	35	182.2	0.09	35.93	0.09
Cabanillas	33.46	249.42	0.12	33.73	0.12
Juliaca	35	60.86	0.03	35.1	0.03
Sumatoria					1.00

c. Desembocadura del río Lampa

**CUADRO 4.09. Polígono de Thiessen modificado en el punto de interés - desembocadura del río Lampa área: 1563.55 km<sup>2</sup>**

Estación	Área polígono	PP isoyetas	Área isoyetas	PP sobre cada polígono (h)
Quillisani	398.97	37	80.09	7.43
		39	201.75	19.72
		41	117.13	12.04
Lampa	685.4	39	22.17	1.26
		37	197.05	10.64
		35	446.06	22.78
		33	20.12	0.97
Cabanillas	222.44	33	204.58	30.35
		35	17.86	2.81
Juliaca	141.03	35	141.03	35
Pampahuta	78.56	33	8.32	3.5
		35	34.04	15.17
		37	36.2	17.05
Pucara	30.65	39	30.65	39
Ayaviri	6.5	41	6.5	41

**CUADRO 4.09 a. Determinación de peso de cada estación**

Estación	PP. polígono	Área de la cuenca-polígono	Relación de áreas	PP de la estación	Peso de cada estación
Quillisani	39.19	398.97	0.26	37.48	0.27
Lampa	35.65	685.4	0.44	35.52	0.44
Cabanillas	33.16	222.44	0.14	33.73	0.14
Juliaca	35	141.03	0.09	35.1	0.09
Pampahuta	35.71	78.56	0.05	34.37	0.05
Pucara	39	30.65	0.02	35.42	0.02
Ayaviri	41	6.5	0	33.29	0.01
Sumatoria					1.00



d. Desembocadura del río Coata

**CUADRO 4.10. Polígono de thiesen modificado en el punto de interés - desembocadura del río Coata área: 4041.92 km<sup>2</sup>**

Estación	Área polígono	PP isoyetas	Área isoyetas	PP sobre cada polígono (h)
Lagunillas	642.05	31	31.23	1.51
		33	428.89	22.04
		35	181.93	9.92
Pampahuta	704.54	31	36.54	1.61
		33	341.14	15.98
		35	274.07	13.62
		37	52.79	2.77
Quillisani	656.871	33	27.801	1.4
		35	76.12	4.06
		37	190.16	10.71
		39	245.66	14.59
		41	117.13	7.31
Mañazo	182.2	35	182.2	35
Cabanillas	471.86	33	396.58	27.74
		35	75.28	5.58
Lampa	693.66	39	22.17	1.25
		37	197.05	10.51
		35	454.32	22.92
		33	20.12	0.96
Juliaca	653.592	35	653.59	34.99
Pucara	30.65	39	30.65	39
Ayaviri	6.5	41	6.5	41

**CUADRO 4.10 a. Determinación de peso de cada estación**

Estación	PP. polígono	Área de la cuenca-polígono	Relación de áreas	PP de la estación	Peso de cada estación
Lagunillas	33.47	642.05	0.16	33.5	0.16
Pampahuta	33.97	704.54	0.17	34.37	0.17
Quillisani	38.06	656.87	0.16	37.48	0.17
Mañazo	35	182.2	0.05	35.93	0.04
Cabanillas	33.32	471.86	0.12	33.73	0.12
Lampa	35.64	693.66	0.17	35.52	0.17
Juliaca	35	653.59	0.16	35.1	0.16
Pucara	39	30.65	0.01	35.42	0.01
Ayaviri	41	6.5	0	33.29	0
Sumatoria					1.00

Los valores de precipitación areal para la cuenca Coata en los puntos de interés considerados, los cuales se han determinado de acuerdo a los pesos obtenidos de cada estación sobre la cuenca por el método del polígono de Thiessen modificado.

**CUADRO 4.11. PRECIPITACION MÁXIMA EN 24 HORAS DE LA CUENCA COATA PARA LOS PUNTOS DE INTERÉS CONSIDERADOS**

N°	Precipitación máxima en 24 horas Anual (mm.)				
	AÑO	Verde	Cabanillas	Lampa	Coata
1	1964	25.43	26.36	27.54	28.55
2	1965	36.53	38.27	36.83	36.67
3	1966	24.35	27.75	24.22	26.52
4	1967	27.76	30.12	34.18	33.71
5	1968	32.2	29.37	28.98	30.16
6	1969	41.76	35.33	37.42	34.91
7	1970	35.59	34.02	34.53	33.57
8	1971	32.11	31.84	31.26	33.76
9	1972	37.04	34.43	41	37.17
10	1973	33.79	41.59	35.8	37.51
11	1974	34.11	39.03	36.12	36.88
12	1975	27.17	31.11	31.62	30.64
13	1976	37.41	43.15	33.26	36.87
14	1977	25.81	30.43	33.1	32.24
15	1978	33.54	30.07	39.2	34.06
16	1979	32.12	33.38	29.72	31.08
17	1980	37.24	32.6	39.87	35.16
18	1981	41.12	36.04	41.99	37.24
19	1982	25.96	32.72	44.18	39.02
20	1983	24.79	27.15	20.75	24.59
21	1984	42.69	40.77	46.43	44.21
22	1985	36.2	35.54	42.81	38.49
23	1986	36.92	39.13	41.67	40.04
24	1987	24.71	29.99	31.19	31.44
25	1988	28.25	29.8	34.19	31.86
26	1989	32.09	31.09	27.56	29.91
27	1990	29.92	29.52	32.32	29.54

N°	Precipitación máxima en 24 horas Anual (mm.)				
	AÑO	Verde	Cabanillas	Lampa	Coata
28	1991	31.86	30.62	30.21	30.94
29	1992	37.41	32.37	38.11	33.95
30	1993	36.02	37.50	38.59	39.28
31	1994	35.34	37.42	39.3	38.17
32	1995	25.3	24.19	25.39	25.3
33	1996	38.93	39.97	42.01	39.82
34	1997	39.2	36.11	40.19	40.69
35	1998	39.5	38.60	39.23	38.59
36	1999	36.39	37.19	33.59	35.28
37	2000	33.52	30.45	36.38	34.63
38	2001	52.61	50.87	42.62	45.33
39	2002	48.19	39.48	43.69	40.63
40	2003	35.24	32.72	38.97	35.42
41	2004	40.38	34.10	44.51	38.79
42	2005	39.59	37.77	49.45	42.25
43	2006	32.83	31.71	33.24	32.51
44	2007	34.36	35.40	39.24	36.85
45	2008	35.79	36.57	35.67	35.47
46	2009	27.41	31.03	43.86	36.83
47	2010	29.85	28.27	30.82	29.87

#### 4.1.4 ESTUDIO DE HIDROGRAMA DE AVENIDA

##### 4.1.4.1 Análisis probabilístico de la información pluviométrica

Se ha realizado el análisis estadístico de probabilidad de la información pluviométrica (precipitación máxima en 24 horas de la cuenca Coata) que se han determinado anteriormente para cada punto de interés.

De acuerdo a las distribuciones de probabilidad realizadas para los valores de precipitación se han determinado valores de precipitación máxima diaria para diferentes períodos de retorno, para ello se ha

utilizado los modelos probabilísticos de Distribución Normal, Log Normal 2 parámetros, Log Normal 3 parámetros, Log-Pearson tipo 3 y Gumbel Valor Extremo Tipo I en el programa Hidroesta, que se muestran en el Cuadro 4.12.

De igual forma se han realizado los Cálculos de ajuste de Smirnov Kolmogorov utilizando el programa Hidroesta, resultando en cada una de las distribuciones realizadas el delta teórico menor que el delta tabular para un nivel de significancia de 5%, por lo que los datos pluviométricos se ajustan a las distribuciones teóricas aplicadas. Los resultados comparativos se muestran en los Cuadros 4.13, 4.14, 4.15 y 4.16.

De acuerdo a la prueba de bondad realizada, los que mejor se ajustan en cada punto de interés son: desembocadura del río Verde, desembocadura del río Lampa, desembocadura del río Coata, son distribución normal, desembocadura del río Cabanillas log normal 2 parámetros.

#### **CUADRO 4.12. Precipitación máxima diaria para períodos de retorno definidos en los puntos de interés considerados**

##### **a. Desembocadura del río Verde**

Probabilidad	Período de Retorno	Precipitación máxima 24Hrs (mm)		
		Normal	Log Normal 2 Parámetros	Gumbel valor extremo Tipo I
0.960	25	44.91	46.03	46.71
0.980	50	46.77	48.60	50.07
0.990	100	48.44	51.03	53.41
0.998	500	51.83	56.33	61.12

**b. Desembocadura del río Cabanillas**

Probabilidad	Período de Retorno	Precipitación máxima 24Hrs (mm)		
		Normal	Log Normal 2 Parámetros	Gumbel valor extremo Tipo I
0.960	25	42.89	43.42	44.36
0.980	50	44.41	45.35	47.11
0.990	100	45.78	47.17	49.84
0.998	500	48.54	51.06	56.15

**c. Desembocadura del río Lampa**

Probabilidad	Período de Retorno	Precipitación máxima 24Hrs (mm)		
		Normal	Log Normal 2 Parámetros	Gumbel valor extremo Tipo I
0.960	25	47.05	48.97	48.86
0.980	50	48.92	51.72	52.25
0.990	100	50.61	54.34	55.61
0.998	500	54.02	60.04	63.39

**d. Desembocadura del río coata**

Probabilidad	Período de Retorno	Precipitación máxima 24Hrs (mm)		
		Normal	Log Normal 2 Parámetros	Gumbel valor extremo Tipo I
0.960	25	43.15	44.09	44.50
0.980	50	44.56	45.95	47.05
0.990	100	45.82	47.69	49.58
0.998	500	48.38	51.41	55.42

De acuerdo a las distribuciones de probabilidad realizadas para los valores de precipitación se han determinado valores de precipitación máxima diaria para diferentes períodos de retorno, para ello se ha utilizado los modelos probabilísticos de Distribución Normal, Log Normal 2 parámetros, Log Normal 3 parámetros, Log-Pearson tipo 3 y Gumbel Valor Extremo Tipo I en el programa Hidroesta.

**CUADRO 4.13. Prueba de smirnov kolmogorov-desembocadura del río Verde**

DISTRIBUCIONES TEÓRICAS			NORMAL		LOG NORMAL 2 PARAMETROS		GUMBEL VALOR EXT. TIPO I	
PARAMETROS N=47 años			X	34.1772	$\mu y$	3.5159	$\mu$	31.4177
			S	6.1316	$Sy$	0.179	$\alpha$	4.7808
m	P=X (mm)	P(X)=m/n+1	F(Z)	$\Delta= F(Z)-P(X) $	F(Z)	$\Delta= F(Z)-P(X) $	F(Z)	$\Delta= F(Z)-P(X) $
1	24.35	0.0208	0.0545	0.0337	0.0354	0.0146	0.0125	0.0084
2	24.71	0.0417	0.0613	0.0196	0.0423	0.0006	0.0171	0.0245
3	24.79	0.0625	0.0629	0.0004	0.0440	0.0185	0.0183	0.0442
4	25.3	0.0833	0.0738	0.0095	0.0556	0.0277	0.0275	0.0559
5	25.43	0.1042	0.0768	0.0273	0.0589	0.0453	0.0302	0.0739
6	25.81	0.1250	0.0862	0.0388	0.0693	0.0557	0.0395	0.0855
7	25.96	0.1458	0.0901	0.0557	0.0737	0.0721	0.0436	0.1022
8	27.17	0.1667	0.1266	0.0401	0.1162	0.0505	0.0879	0.0788
9	27.41	0.1875	0.1349	0.0526	0.1260	0.0615	0.0990	0.0885
10	27.76	0.2083	0.1476	0.0607	0.1413	0.0670	0.1166	0.0918
11	28.25	0.2292	0.1669	0.0623	0.1644	0.0648	0.1437	0.0854
12	29.85	0.2500	0.2402	0.0098	0.2518	0.0018	0.2496	0.0004
13	29.92	0.2708	0.2437	0.0271	0.2560	0.0149	0.2546	0.0162
14	31.86	0.2917	0.3527	0.0611	0.3802	0.0886	0.4019	0.1102
15	32.09	0.3125	0.3668	0.0543	0.3956	0.0831	0.4194	0.1069
16	32.11	0.3333	0.3680	0.0347	0.3970	0.0636	0.4210	0.0876
17	32.12	0.3542	0.3686	0.0145	0.3976	0.0435	0.4217	0.0676
18	32.2	0.3750	0.373	0.001	0.403	0.028	0.427	0.052
19	32.83	0.3958	0.4130	0.0172	0.4454	0.0495	0.4751	0.0793
20	33.52	0.4167	0.4573	0.0407	0.4916	0.0749	0.5251	0.1084
21	33.54	0.4375	0.4586	0.0211	0.4929	0.0554	0.5265	0.0890
22	33.79	0.4583	0.4748	0.0165	0.5094	0.0511	0.5440	0.0857
23	34.11	0.4792	0.4956	0.0165	0.5304	0.0512	0.5659	0.0867
24	34.36	0.5000	0.5119	0.0119	0.5466	0.0466	0.5825	0.0825
25	35.24	0.5208	0.5688	0.0480	0.6019	0.0811	0.6379	0.1171
26	35.34	0.5417	0.5752	0.0335	0.6080	0.0664	0.6439	0.1022
27	35.59	0.5625	0.5911	0.0286	0.6231	0.0606	0.6585	0.0960
28	35.79	0.5833	0.6037	0.0204	0.6349	0.0516	0.6699	0.0865
29	36.02	0.6042	0.6181	0.0139	0.6483	0.0441	0.6826	0.0784
30	36.2	0.6250	0.629	0.004	0.658	0.033	0.692	0.067
31	36.39	0.6458	0.6409	0.0049	0.6692	0.0234	0.7023	0.0564
32	36.53	0.6667	0.6494	0.0173	0.6770	0.0103	0.7095	0.0428
33	36.92	0.6875	0.6727	0.0148	0.6980	0.0105	0.7288	0.0413
34	37.04	0.7083	0.6797	0.0286	0.7042	0.0041	0.7345	0.0262
35	37.24	0.7292	0.6913	0.0379	0.7146	0.0146	0.7439	0.0147
36	37.41	0.7500	0.7010	0.0490	0.7231	0.0269	0.7516	0.0016
37	37.41	0.7708	0.7010	0.0698	0.7231	0.0477	0.7516	0.0192
38	38.93	0.7917	0.7809	0.0108	0.7924	0.0007	0.8124	0.0207
39	39.2	0.8125	0.793	0.018	0.803	0.009	0.821	0.009
40	39.5	0.8333	0.807	0.026	0.814	0.018	0.831	0.001
41	39.59	0.8542	0.8113	0.0428	0.8182	0.0360	0.8345	0.0197
42	40.38	0.8750	0.8441	0.0309	0.8459	0.0291	0.8578	0.0172
43	41.12	0.8958	0.8712	0.0246	0.8687	0.0271	0.8769	0.0190
44	41.76	0.9167	0.8919	0.0248	0.8862	0.0304	0.8914	0.0253
45	42.69	0.9375	0.9175	0.0200	0.9082	0.0293	0.9097	0.0278
46	48.19	0.9583	0.9889	0.0305	0.9776	0.0193	0.9705	0.0122
47	52.61	0.9792	0.9987	0.0195	0.9937	0.0146	0.9882	0.0090
<b><math>\Delta=</math>Máx <math> F(Z)-P(X) </math></b>					<b>0.0698</b>		<b>0.0886</b>	<b>0.1171</b>
<b>Para <math>\alpha=0.05</math> se tiene <math>\Delta_0</math> valor crítico</b>					<b>0.1984</b>		<b>0.1984</b>	<b>0.1984</b>
					Se ajusta		Se ajusta	Se ajusta

**CUADRO 4.14. Prueba de smirnov kolmogorov-desembocadura del río Cabanillas**

DISTRIBUCIONES TEÓRICAS			NORMAL		LOG NORMAL 2 PARAMETROS		GUMBEL VALOR EXT. TIPO I		
PARAMETROS N=47 años			X	34.1053	$\mu y$	3.5192	$\mu$	31.8477	
			S	5.0163	$Sy$	0.1437	$\alpha$	3.9112	
m	P=X (mm)	P(X)=m/n+1	F(Z)	$\Delta= F(Z)-P(X) $	F(Z)	$\Delta= F(Z)-P(X) $	F(Z)	$\Delta= F(Z)-P(X) $	
1	24.19	0.0208	0.0240	0.0032	0.0102	0.0106	0.0008	0.0200	
2	26.36	0.0417	0.0613	0.0196	0.0426	0.0010	0.0171	0.0245	
3	27.15	0.0625	0.0828	0.0203	0.0648	0.0023	0.0360	0.0265	
4	27.75	0.0833	0.1026	0.0193	0.0864	0.0030	0.0578	0.0255	
5	28.27	0.1042	0.1224	0.0182	0.1085	0.0044	0.0824	0.0218	
6	29.37	0.1250	0.1726	0.0476	0.1663	0.0413	0.1520	0.0270	
7	29.52	0.1458	0.1803	0.0345	0.1753	0.0295	0.1631	0.0173	
8	29.8	0.1667	0.1954	0.0287	0.1928	0.0261	0.1849	0.0182	
9	29.99	0.1875	0.2060	0.0185	0.2051	0.0176	0.2003	0.0128	
10	30.07	0.2083	0.2106	0.0022	0.2104	0.0021	0.2069	0.0014	
11	30.12	0.2292	0.2135	0.0157	0.2138	0.0154	0.2111	0.0181	
12	30.43	0.2500	0.2319	0.0181	0.2351	0.0149	0.2377	0.0123	
13	30.45	0.2708	0.2331	0.0377	0.2365	0.0343	0.2394	0.0314	
14	30.62	0.2917	0.2436	0.0481	0.2486	0.0430	0.2544	0.0372	
15	31.03	0.3125	0.2699	0.0426	0.2788	0.0337	0.2916	0.0209	
16	31.09	0.3333	0.2739	0.0594	0.2834	0.0500	0.2971	0.0363	
17	31.11	0.3542	0.2752	0.0790	0.2849	0.0693	0.2989	0.0552	
18	31.71	0.3750	0.3165	0.0585	0.3316	0.0434	0.3549	0.0201	
19	31.84	0.3958	0.3258	0.0701	0.3420	0.0538	0.3672	0.0287	
20	32.37	0.4167	0.3647	0.0520	0.3851	0.0316	0.4169	0.0002	
21	32.6	0.4375	0.382	0.055	0.404	0.033	0.438	0.000	
22	32.72	0.4583	0.3912	0.0671	0.4140	0.0444	0.4493	0.0090	
23	32.72	0.4792	0.3912	0.0880	0.4140	0.0652	0.4493	0.0299	
24	33.38	0.5000	0.4425	0.0575	0.4688	0.0312	0.5087	0.0087	
25	34.02	0.5208	0.4932	0.0276	0.5214	0.0006	0.5634	0.0425	
26	34.11	0.5417	0.5004	0.0413	0.5287	0.0129	0.5708	0.0291	
27	34.43	0.5625	0.5258	0.0367	0.5545	0.0080	0.5965	0.0340	
28	35.33	0.5833	0.5964	0.0131	0.6242	0.0409	0.6633	0.0800	
29	35.4	0.6042	0.601	0.002	0.629	0.025	0.668	0.064	
30	35.54	0.6250	0.6126	0.0124	0.6398	0.0148	0.6777	0.0527	
31	36.04	0.6458	0.6501	0.0043	0.6755	0.0296	0.7101	0.0643	
32	36.11	0.6667	0.6553	0.0114	0.6803	0.0136	0.7144	0.0477	
33	36.57	0.6875	0.6884	0.0009	0.7111	0.0236	0.7416	0.0541	
34	37.19	0.7083	0.7307	0.0224	0.7497	0.0414	0.7748	0.0665	
35	37.42	0.7292	0.7456	0.0165	0.7631	0.0340	0.7862	0.0570	
36	37.5	0.7500	0.750	0.000	0.767	0.017	0.790	0.040	
37	37.77	0.7708	0.7675	0.0034	0.7827	0.0118	0.8025	0.0317	
38	38.27	0.7917	0.7968	0.0051	0.8086	0.0169	0.8240	0.0323	
39	38.6	0.8125	0.814	0.002	0.824	0.011	0.837	0.024	
40	39.03	0.8333	0.8369	0.0036	0.8436	0.0103	0.8527	0.0193	
41	39.13	0.8542	0.8417	0.0124	0.8479	0.0063	0.8561	0.0019	
42	39.48	0.8750	0.8580	0.0170	0.8620	0.0130	0.8676	0.0074	
43	39.97	0.8958	0.8788	0.0170	0.8800	0.0158	0.8822	0.0136	
44	40.77	0.9167	0.9080	0.0087	0.9054	0.0113	0.9029	0.0138	
45	41.59	0.9375	0.9322	0.0053	0.9267	0.0108	0.9205	0.0170	
46	43.15	0.9583	0.9643	0.0060	0.9562	0.0022	0.9459	0.0124	
47	50.87	0.9792	0.9996	0.0204	0.9978	0.0187	0.9923	0.0131	
$\Delta=\text{Máx }  F(Z)-P(X) $					0.0880		0.0693		0.0800
Para $\alpha=0.05$ se tiene $\Delta_0$ valor crítico					0.1984		0.1984		0.1984
					Se ajusta		Se ajusta		Se ajusta

**CUADRO 4.15. Prueba de smirnov kolmogorov-desembocadura del río Lampa**

DISTRIBUCIONES TEÓRICAS			NORMAL		LOG NORMAL 2 PARAMETROS		GUMBEL VALOR EXT. TIPO I		
PARAMETROS N=47 años			X	36.2300	$\mu y$	3.5746	$\mu$	33.4489	
			S	6.1795	$Sy$	0.1808	$\alpha$	4.8182	
m	P=X (mm)	P(X)=m/n+1	F(Z)	$\Delta= F(Z)-P(X) $	F(Z)	$\Delta= F(Z)-P(X) $	F(Z)	$\Delta= F(Z)-P(X) $	
1	20.75	0.0208	0.0061	0.0147	0.0014	0.0195	0.0000	0.0208	
2	24.22	0.0417	0.0260	0.0157	0.0161	0.0256	0.0011	0.0405	
3	25.39	0.0625	0.0397	0.0228	0.0299	0.0326	0.0049	0.0576	
4	27.54	0.0833	0.0798	0.0035	0.0760	0.0073	0.0331	0.0503	
5	27.56	0.1042	0.0803	0.0239	0.0766	0.0276	0.0335	0.0706	
6	28.98	0.1250	0.1204	0.0046	0.1250	0.0000	0.0798	0.0452	
7	29.72	0.1458	0.1461	0.0002	0.1560	0.0102	0.1144	0.0315	
8	30.21	0.1667	0.1650	0.0017	0.1787	0.0120	0.1411	0.0256	
9	30.82	0.1875	0.1907	0.0032	0.2090	0.0215	0.1781	0.0094	
10	31.19	0.2083	0.2074	0.0010	0.2285	0.0201	0.2023	0.0061	
11	31.26	0.2292	0.2106	0.0185	0.2322	0.0031	0.2070	0.0222	
12	31.62	0.2500	0.2278	0.0222	0.2520	0.0020	0.2318	0.0182	
13	32.32	0.2708	0.2635	0.0074	0.2922	0.0214	0.2825	0.0117	
14	33.1	0.2917	0.306	0.014	0.339	0.047	0.341	0.049	
15	33.24	0.3125	0.3142	0.0017	0.3476	0.0351	0.3519	0.0394	
16	33.26	0.3333	0.3154	0.0179	0.3489	0.0155	0.3535	0.0201	
17	33.59	0.3542	0.3346	0.0196	0.3693	0.0151	0.3787	0.0245	
18	34.18	0.3750	0.3700	0.0050	0.4061	0.0311	0.4235	0.0485	
19	34.19	0.3958	0.3707	0.0252	0.4068	0.0109	0.4243	0.0284	
20	34.53	0.4167	0.3916	0.0250	0.4281	0.0115	0.4498	0.0331	
21	35.67	0.4375	0.4639	0.0264	0.4994	0.0619	0.5322	0.0947	
22	35.8	0.4583	0.472	0.013	0.507	0.049	0.541	0.082	
23	36.12	0.4792	0.4929	0.0137	0.5271	0.0479	0.5630	0.0839	
24	36.38	0.5000	0.5097	0.0097	0.5428	0.0428	0.5803	0.0803	
25	36.83	0.5208	0.5387	0.0178	0.5697	0.0488	0.6091	0.0883	
26	37.42	0.5417	0.5764	0.0347	0.6039	0.0622	0.6449	0.1033	
27	38.11	0.5625	0.6195	0.0570	0.6423	0.0798	0.6838	0.1213	
28	38.59	0.5833	0.6487	0.0654	0.6678	0.0844	0.7089	0.1256	
29	38.97	0.6042	0.6713	0.0671	0.6872	0.0831	0.7276	0.1235	
30	39.2	0.6250	0.684	0.059	0.698	0.073	0.738	0.113	
31	39.23	0.6458	0.6863	0.0405	0.7001	0.0543	0.7399	0.0941	
32	39.24	0.6667	0.6869	0.0202	0.7006	0.0339	0.7404	0.0737	
33	39.3	0.6875	0.690	0.002	0.703	0.016	0.743	0.055	
34	39.87	0.7083	0.7221	0.0137	0.7305	0.0222	0.7682	0.0598	
35	40.19	0.7292	0.7392	0.0100	0.7449	0.0157	0.7813	0.0521	
36	41.0	0.7500	0.779	0.029	0.779	0.029	0.811	0.061	
37	41.67	0.7708	0.8107	0.0398	0.8047	0.0339	0.8340	0.0632	
38	41.99	0.7917	0.8244	0.0327	0.8162	0.0245	0.8438	0.0521	
39	42.01	0.8125	0.8252	0.0127	0.8169	0.0044	0.8444	0.0319	
40	42.62	0.8333	0.8494	0.0161	0.8373	0.0039	0.8615	0.0282	
41	42.81	0.8542	0.8565	0.0024	0.8432	0.0109	0.8665	0.0123	
42	43.69	0.8750	0.8863	0.0113	0.8687	0.0063	0.8875	0.0125	
43	43.86	0.8958	0.8915	0.0043	0.8732	0.0226	0.8912	0.0047	
44	44.18	0.9167	0.9009	0.0158	0.8814	0.0353	0.8978	0.0189	
45	44.51	0.9375	0.9099	0.0276	0.8894	0.0481	0.9042	0.0333	
46	46.43	0.9583	0.9506	0.0077	0.9274	0.0309	0.9346	0.0237	
47	49.45	0.9792	0.9838	0.0046	0.9645	0.0147	0.9645	0.0146	
$\Delta=\text{Máx }  F(Z)-P(X) $					<b>0.0671</b>		<b>0.0844</b>		<b>0.1256</b>
Para $\alpha=0.05$ se tiene $\Delta_0$ valor crítico					<b>0.1984</b>		<b>0.1984</b>		<b>0.1984</b>
					Se ajusta		Se ajusta		Se ajusta



**CUADRO 4.16. Prueba de smirnov kolmogorov-desembocadura del río Coata**

DISTRIBUCIONES TEÓRICAS			NORMAL		LOG NORMAL 2 PARAMETROS		GUMBEL VALOR EXT. TIPO I	
PARAMETROS N=47 años			X	35.0298	$\mu y$	3.573	$\mu$	32.9421
			S	4.6388	$Sy$	0.1364	$\alpha$	3.6169
m	P=X (mm)	P(X)=m/n+1	F(Z)	$\Delta= F(Z)-P(X) $	F(Z)	$\Delta= F(Z)-P(X) $	F(Z)	$\Delta= F(Z)-P(X) $
1	24.59	0.0208	0.0122	0.0086	0.0057	0.0151	0.0000	0.0208
2	25.3	0.0417	0.018	0.0237	0.010	0.0315	0.000	0.0414
3	26.52	0.0625	0.0333	0.0292	0.0241	0.0384	0.0027	0.0598
4	28.55	0.0833	0.0812	0.0021	0.0757	0.0076	0.0345	0.0489
5	29.54	0.1042	0.1183	0.0142	0.1181	0.0140	0.0772	0.0270
6	29.87	0.1250	0.1330	0.0080	0.1350	0.0100	0.0965	0.0285
7	29.91	0.1458	0.1349	0.0110	0.1372	0.0087	0.0990	0.0468
8	30.16	0.1667	0.1469	0.0198	0.1510	0.0157	0.1156	0.0511
9	30.64	0.1875	0.1720	0.0155	0.1797	0.0078	0.1511	0.0364
10	30.94	0.2083	0.1890	0.0193	0.1991	0.0093	0.1756	0.0327
11	31.08	0.2292	0.1973	0.0319	0.2084	0.0207	0.1876	0.0415
12	31.44	0.2500	0.2195	0.0305	0.2335	0.0165	0.2198	0.0302
13	31.86	0.2708	0.2472	0.0236	0.2643	0.0065	0.2596	0.0113
14	32.24	0.2917	0.2738	0.0179	0.2935	0.0018	0.2969	0.0053
15	32.51	0.3125	0.2935	0.0190	0.3149	0.0024	0.3240	0.0115
16	33.57	0.3333	0.3765	0.0432	0.4025	0.0692	0.4314	0.0981
17	33.71	0.3542	0.3880	0.0338	0.4144	0.0602	0.4454	0.0913
18	33.76	0.3750	0.3921	0.0171	0.4186	0.0436	0.4504	0.0754
19	33.95	0.3958	0.4080	0.0121	0.4348	0.0389	0.4692	0.0733
20	34.06	0.4167	0.4172	0.0005	0.4441	0.0274	0.4799	0.0633
21	34.63	0.4375	0.4657	0.0282	0.4925	0.0550	0.5341	0.0966
22	34.91	0.4583	0.4897	0.0314	0.5160	0.0577	0.5597	0.1014
23	35.16	0.4792	0.5112	0.0320	0.5368	0.0577	0.5818	0.1026
24	35.28	0.5000	0.5215	0.0215	0.5468	0.0468	0.5922	0.0922
25	35.42	0.5208	0.5335	0.0127	0.5582	0.0374	0.6041	0.0833
26	35.47	0.5417	0.5378	0.0039	0.5623	0.0206	0.6083	0.0666
27	36.67	0.5625	0.6382	0.0757	0.6557	0.0932	0.6999	0.1374
28	36.83	0.5833	0.6510	0.0677	0.6674	0.0840	0.7108	0.1275
29	36.85	0.6042	0.6526	0.0484	0.6688	0.0647	0.7122	0.1080
30	36.87	0.6250	0.6542	0.0292	0.6703	0.0453	0.7135	0.0885
31	36.88	0.6458	0.6550	0.0092	0.6710	0.0252	0.7142	0.0683
32	37.17	0.6667	0.6777	0.0111	0.6915	0.0248	0.7329	0.0663
33	37.24	0.6875	0.6831	0.0044	0.6963	0.0088	0.7373	0.0498
34	37.51	0.7083	0.7036	0.0048	0.7146	0.0062	0.7537	0.0453
35	38.17	0.7292	0.7508	0.0216	0.7564	0.0272	0.7901	0.0609
36	38.49	0.7500	0.7721	0.0221	0.7751	0.0251	0.8060	0.0560
37	38.59	0.7708	0.7786	0.0078	0.7808	0.0100	0.8107	0.0399
38	38.79	0.7917	0.7912	0.0005	0.7918	0.0002	0.8199	0.0283
39	39.02	0.8125	0.8052	0.0073	0.8040	0.0085	0.8300	0.0175
40	39.28	0.8333	0.8202	0.0131	0.8172	0.0161	0.8408	0.0075
41	39.82	0.8542	0.8491	0.0051	0.8425	0.0116	0.8613	0.0071
42	40.04	0.8750	0.8599	0.0151	0.8521	0.0229	0.8689	0.0061
43	40.63	0.8958	0.8863	0.0095	0.8755	0.0204	0.8875	0.0083
44	40.69	0.9167	0.8888	0.0279	0.8777	0.0390	0.8892	0.0274
45	42.25	0.9375	0.9402	0.0027	0.9250	0.0125	0.9266	0.0109
46	44.21	0.9583	0.9761	0.0178	0.9618	0.0034	0.9566	0.0017
47	45.33	0.9792	0.9868	0.0076	0.9747	0.0045	0.9680	0.0112
$\Delta=\text{Máx }  F(Z)-P(X) $					0.0757		0.0932	0.1394
Para $\alpha=0.05$ se tiene $\Delta_0$ valor crítico					0.1984		0.1984	0.1984
				Se ajusta		Se ajusta		Se ajusta

En el Cuadro siguiente se muestran los valores de precipitación para los períodos de retorno definidos en los puntos de interés considerados, de acuerdo a las distribuciones de probabilidad que más se ajustaron con las prueba de bondad de Smirnov Kolmogorov y están en el siguiente cuadro.

**CUADRO 4.17. Valores de precipitación para diferentes períodos de retorno**

PUNTO DE INTERÉS DE LA CUENCA	AREA DE LA CUENCA		PERÍODO DE RETORNO (T)			
	(Km <sup>2</sup> )	(millas <sup>2</sup> )	25	50	100	500
Desembocadura del río Verde	959.27	370.37	44.91	46.77	48.44	51.83
Desembocadura de río Cabanillas	2018.41	779.31	43.42	45.35	47.17	51.06
Desembocadura de río Lampa	1563.55	603.69	47.05	48.92	50.61	54.02
Desembocadura de río Coata	4041.32	1560.59	43.15	44.56	45.82	48.38

## 4.2 CAUDALES MAXIMOS EN DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO DE LA CUENCA DEL RIO COATA

### 4.2.1 DETERMINACION DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR DE LA CUENCA COATA PARA LOS PUNTOS DE INTERES

El hidrograma triangular de la cuenca del río Coata se ha obtenido en base a los parámetros de la cuenca, obteniéndose los caudales picos por la ecuación (2.38) considerando duraciones de 2 y 6 horas para las precipitaciones totales.

**CUADRO 4.18. Parámetros físicos de la cuenca Coata para los puntos de interés**

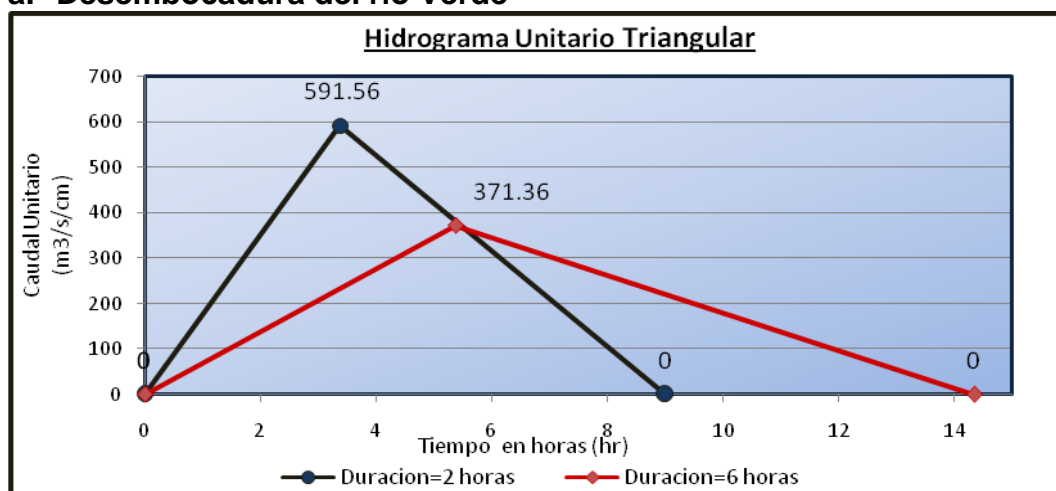
PUNTOS DE INTERÉS	Área (Km <sup>2</sup> )	Longitud de río (Km)	Desnivel (m)	COTA m.s.n.m.	
		Long. Total		Máximo	Mínimo
Desembocadura del río Verde	959.26	38.12	1,355	5,400	4,045
Desembocadura del río Cabanillas	2,018.41	104.95	1,570	5,400	3,830
Desembocadura del río Lampa	1,563.55	98.70	1,570	5,400	3,830
Desembocadura de río Coata	4,041.92	170.78	1,600	5,400	3,800

**CUADRO 4.19. Determinación de caudales pico por hidrograma unitario triangular para los puntos de interés de la cuenca Coata**

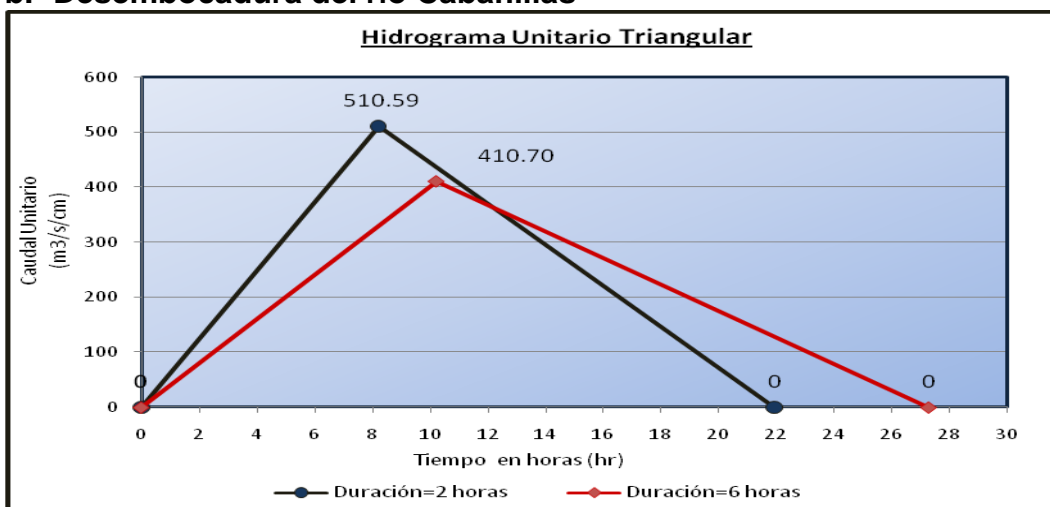
PUNTOS DE INTERÉS	D (hrs)	Tc (hrs)	Tr (hrs)	Tp (hrs)	Tb (hrs)	Qp (m <sup>3</sup> /s/cm)
Desembocadura del río Verde	2	3.95	2.37	3.37	9.01	591.56
	6	3.95	2.37	5.37	14.35	371.36
Desembocadura del río Cabanillas	2	12.04	7.22	8.22	21.95	510.59
	6	12.04	7.22	10.22	27.29	410.70
Desembocadura del río Lampa	2	11.21	6.73	7.73	20.63	420.84
	6	11.21	6.73	9.73	25.97	334.31
Desembocadura del río Coata	2	20.97	12.58	13.58	36.26	618.99
	6	20.97	12.58	15.58	41.60	539.54

**FIGURA 4.03. Gráfica del hidrograma unitario triangular para los puntos de interés considerados**

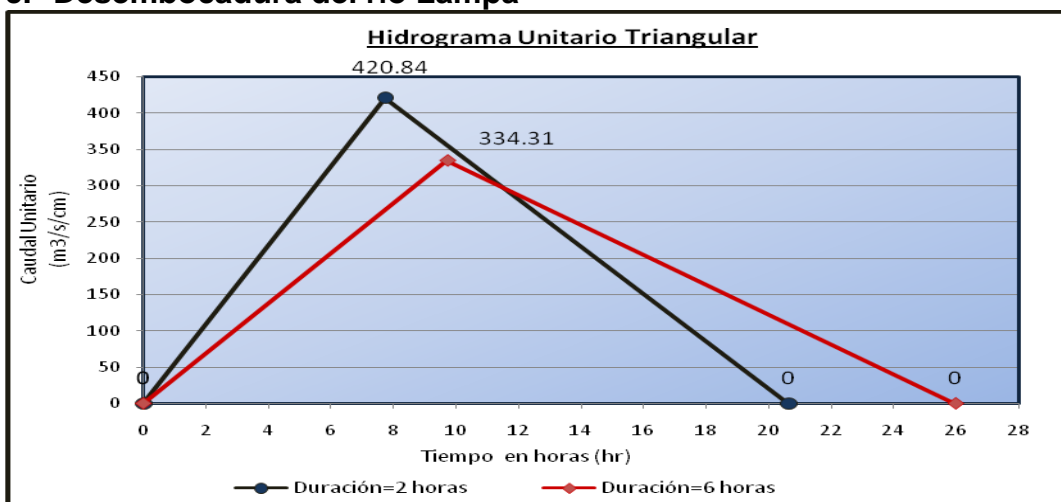
**a. Desembocadura del río Verde**



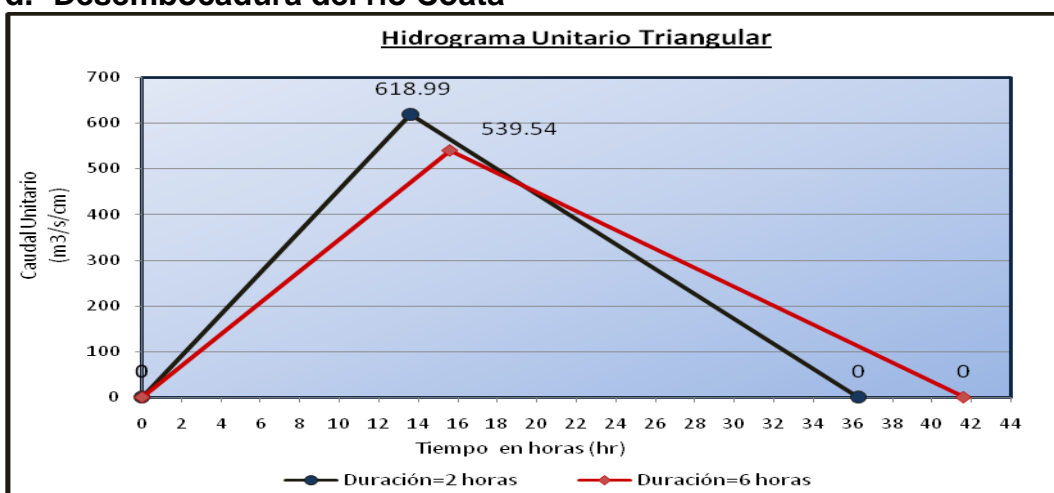
**b. Desembocadura del río Cabanillas**



**c. Desembocadura del río Lampa**



**d. Desembocadura del río Coata**



#### 4.2.2 METODO DEL NÚMERO DE CURVA Y CONDICIONES ANTECEDENTES DE HUMEDAD

En la cuenca del río Coata se han identificado 03 grupos hidrológicos de suelos, con sus respectivas áreas de influencia en la cuenca para cada punto de interés, los datos se han obtenido del mapa de cobertura y uso actual del suelo.

La tabla del Anexo N° 07 provee los valores del CN para condiciones antecedentes de humedad AMC II. Sin embargo para el presente estudio se ha considerado **CN** para las **Condiciones Antecedentes de Humedad III (AMC III)**.

**CUADRO 4.20. Determinación del número de curva (cn) ponderado para los puntos de interés**

Punto de Interes	ComplejoHidrologico	AREA (Km2)	GRUPO HIDROLÓGI CO	CN	AREA DE CUENCA (Km2)	AxCN/Ac
Cuenca del rio Verde	Cultivos agropecuarios	20.12	B	89.64	959.27	1.88
	Pajonal / Césped de puna	282.86	B	83.66	959.27	24.67
	Tierras altoandinas sin vegetación	27.56	C	93.39	959.27	2.68
	Bofedal	247.51	C	93.9	959.27	24.23
	Herbazal de tundra	376.88	C	86.75	959.27	34.08
	Población	0.44	C	91.29	959.27	0.04
	Caminos	1.40	C	93.9	959.27	0.14
	Superficies impermeables	2.32	D	99.12	959.27	0.24
	Vía asfaltada	0.18	D	96.36	959.27	0.02
Cuenca del rio cabanillas	Cultivos agropecuarios	129.55	B	89.64	2018.41	5.75
	Pajonal / Césped de puna	986.99	B	83.66	2018.41	40.91
	Tierras altoandinas sin vegetación	277.05	C	93.39	2018.41	12.82
	Bofedal	45.33	C	93.9	2018.41	2.11
	Herbazal de tundra	550.52	C	86.75	2018.41	23.66
	Población	1.66	C	91.29	2018.41	0.08
	Caminos	4.39	C	93.9	2018.41	0.20
	Superficies impermeables	22.25	D	99.12	2018.41	1.09
	Vía asfaltada	0.67	D	96.36	2018.41	0.03
Cuenca del rio Lampa	Cultivos agropecuarios	348.49	B	89.64	1563.55	19.98
	Pajonal / Césped de puna	652.98	B	83.66	1563.55	34.94
	Tierras altoandinas sin vegetación	85.92	C	93.39	1563.55	5.13
	Bofedal	215.04	C	93.9	1563.55	12.91
	Herbazal de tundra	239.96	C	86.75	1563.55	13.31
	Población	1.48	C	91.29	1563.55	0.09
	Caminos	2.05	C	93.9	1563.55	0.12
	Superficies impermeables	17.15	D	99.12	1563.55	1.09
	Vía asfaltada	0.48	D	96.36	1563.55	0.03
Cuenca del rio Coata	Cultivos agropecuarios	789.06	B	89.64	4041.92	17.50
	Pajonal / Césped de puna	1766.77	B	83.66	4041.92	36.57
	Tierras altoandinas sin vegetación	378.27	C	93.39	4041.92	8.74
	Bofedal	260.37	C	93.9	4041.92	6.05
	Herbazal de tundra	790.48	C	86.75	4041.92	16.97
	Población	7.35	C	91.29	4041.92	0.17
	Caminos	6.62	C	93.9	4041.92	0.15
	Superficies impermeables	41.43	D	99.12	4041.92	1.02
	Vía asfaltada	1.57	D	96.36	4041.92	0.04

Según aumenta la precipitación, la diferencia  $P - Q_e$  tiende a ser un valor constante  $S$  que representa la máxima infiltración, estos valores se han obtenido para cada punto de interés de la cuenca aplicando la ecuación (2.30).

Según la ecuación (2.28) que determina la precipitación efectiva  $Q_e$ , se obtiene reemplazando los valores de  $S$  y obtenemos las ecuaciones a aplicar para determinar los valores de escorrentía superficial de los datos de precipitación calculados para los períodos de retorno  $T$  definidos para cada punto de interés de la cuenca.

**CUADRO 4.21. Determinación de la ecuación  $q_e$  para cada punto de interés de la cuenca Coata**

Punto de interés de la cuenca	CN	S	$Q_e$
Desembocadura del río Verde	87.98	1.37	$Q_e = \frac{(P-0.274)^2}{P+1.096}$
Desembocadura de río Cabanillas	86.66	1.54	$Q_e = \frac{(P-0.308)^2}{P+1.232}$
Desembocadura de río Lampa	87.60	1.41	$Q_e = \frac{(P-0.283)^2}{P+1.132}$
Desembocadura de río Coata	87.20	1.47	$Q_e = \frac{(P-0.294)^2}{P+1.175}$

#### 4.2.3 CALCULO DE LA INFILTRACION MINIMA

Es la capacidad mínima de infiltración  $f_c$  del suelo en plg/hr asociada al flujo laminar y esto se alcanza cuando el suelo está totalmente saturado.

El **Soil Conservation Service** recomienda valores de la capacidad de infiltración mínima **fc** por grupo hidrológico de suelo (*Anexo N° 09*).

En el cuadro siguiente se muestran los valores de **fc** según tabla para los ámbitos de influencia de la cuenca en cada punto de interés.

**CUADRO 4.22. Estimación de la infiltración mínima de la cuenca para los puntos de interés**

PUNTO DE INTERÉS	GRUPO HIDROLOG	AREA (Km2)	AREA DE CUENCA (Km2)	fc (plg/hr)	A x fc /Ac	fc min.	fc min. 2 hr	fc min. 6 hr
DESEMBOCADURA DELRIO VERDE	B	20.12	959.27	0.15	0.003	0.102	0.204	0.612
	B	282.86	959.27	0.15	0.044			
	C	27.56	959.27	0.08	0.002			
	C	247.51	959.27	0.08	0.021			
	C	376.88	959.27	0.08	0.031			
	C	0.44	959.27	0.08	0.000			
	C	1.4	959.27	0.08	0.000			
	D	2.32	959.27	0.02	0.000			
D	0.18	959.27	0.02	0.000				
DESEMBOCADURA DELRIO CABANILLAS	B	129.55	2018.41	0.15	0.010	0.118	0.236	0.708
	B	986.99	2018.41	0.15	0.073			
	C	277.05	2018.41	0.08	0.011			
	C	45.33	2018.41	0.08	0.002			
	C	550.52	2018.41	0.08	0.022			
	C	1.66	2018.41	0.08	0.000			
	C	4.39	2018.41	0.08	0.000			
	D	22.25	2018.41	0.02	0.000			
D	0.67	2018.41	0.02	0.000				
DESEMBOCADURA DELRIO LAMPA	B	348.49	1563.55	0.15	0.033	0.124	0.248	0.745
	B	652.98	1563.55	0.15	0.063			
	C	85.92	1563.55	0.08	0.004			
	C	215.04	1563.55	0.08	0.011			
	C	239.96	1563.55	0.08	0.012			
	C	1.48	1563.55	0.08	0.000			
	C	2.05	1563.55	0.08	0.000			
	D	17.15	1563.55	0.02	0.000			
D	0.48	1563.55	0.02	0.000				
DESEMBOCADURA DEL RIO COATA	B	789.06	4041.92	0.15	0.029	0.124	0.247	0.742
	B	1766.77	4041.92	0.15	0.066			
	C	378.27	4041.92	0.08	0.007			
	C	260.37	4041.92	0.08	0.005			
	C	790.48	4041.92	0.08	0.016			
	C	7.35	4041.92	0.08	0.000			
	C	6.62	4041.92	0.08	0.000			
	D	41.43	4041.92	0.02	0.000			
D	1.57	4041.92	0.02	0.000				



#### 4.2.4 DISTRIBUCION DE LA PRECIPITACION MAXIMA EN EL ESPACIO Y HORARIA

Para esto se han tomado los datos de precipitación máxima en 24 horas de la cuenca para los períodos de retorno definidos de los modelos probabilístico que más se ajustaron.

En el cuadro siguiente se muestran los valores de Precipitación utilizados en la cuenca Coata en los puntos de interés considerados para los diferentes períodos de retorno.

**CUADRO 4.23. Precipitación máxima en 24 horas de la cuenca Coata para períodos de retorno definidos**

PUNTO DE INTERÉS DE LA CUENCA	AREA DE LA CUENCA		PERIODO DE RETORNO (T)			
	(Km <sup>2</sup> )	(millas <sup>2</sup> )	25	50	100	500
Desembocadura del río Verde	959.27	370.37	44.91	46.77	48.44	51.83
Desembocadura del río cabanillas	2018.41	779.31	43.42	45.35	47.17	51.06
Desembocadura del río Lampa	1563.55	603.69	47.05	48.92	50.61	54.02
Desembocadura del río coata	4041.92	1560.59	43.15	44.56	45.82	48.38

Realizamos la distribución de la precipitación máxima en 24 horas en intervalos de 2 horas, (períodos de larga duración de tormentas) de acuerdo a las constantes de distribución del **Anexo N° 06**, *correspondiéndole* un factor de reducción del 10% en función del área.

Según Bureau Reclamation acuerdo a la gráfica del **Anexo N° 07**, en intervalos de tiempo de 1 hora, considerando que en dicho tiempo la tormenta presenta mayor intensidad, correspondiéndole el 100% de la precipitación.

**CUADRO 4.24. Distribución horaria de las precipitaciones (primeras 6 horas)**

**a. Desembocadura del río Verde**

Tiempo (hrs)	Tiempo (hrs)	Porcentaje (%)	PERIODOS DE RETORNO (T)							
			25		50		100		500	
			PP = 6.031		PP = 6.281		PP = 6.505		PP = 6.960	
			PP acum. (plg)	PP increm.	PP acum. (plg)	PP increm.	PP acum. (plg)	PP increm.	PP acum. (plg)	PP increm.
1	0-1	0.24	0.382	0.382	0.398	0.398	0.412	0.412	0.441	0.441
2	1-2	0.44	0.700	0.318	0.729	0.331	0.755	0.343	0.808	0.367
3	2-3	0.60	0.955	0.255	0.994	0.265	1.030	0.275	1.102	0.294
4	3-4	0.74	1.178	0.223	1.226	0.232	1.270	0.240	1.359	0.257
5	4-5	0.87	1.384	0.207	1.442	0.215	1.493	0.223	1.598	0.239
6	5-6	1.00	1.591	0.207	1.657	0.215	1.716	0.223	1.836	0.239

**b. Desembocadura del río Cabanillas**

Tiempo (hrs)	Tiempo (hrs)	Porcentaje (%)	PERIODOS DE RETORNO (T)							
			25		50		100		500	
			PP = 5.831		PP = 6.090		PP = 6.335		PP = 6.857	
			PP acum. (plg)	PP increm. (plg)	PP acum. (plg)	PP increm. (plg)	PP acum. (plg)	PP increm. (plg)	PP acum. (plg)	PP increm. (plg)
1	0-1	0.24	0.369	0.369	0.386	0.386	0.401	0.401	0.434	0.434
2	1-2	0.44	0.677	0.308	0.707	0.321	0.735	0.334	0.796	0.362
3	2-3	0.60	0.923	0.246	0.964	0.257	1.003	0.267	1.086	0.289
4	3-4	0.74	1.138	0.215	1.189	0.225	1.237	0.234	1.339	0.253
5	4-5	0.87	1.338	0.200	1.398	0.209	1.454	0.217	1.574	0.235
6	5-6	1.00	1.539	0.200	1.607	0.209	1.671	0.217	1.809	0.235

**c. Desembocadura del río Lampa**

Tiempo (hrs)	Tiempo (hrs)	Porcentaje (%)	PERIODOS DE RETORNO (T)							
			25		50		100		500	
			PP = 6.318		PP = 6.570		PP = 6.796		PP = 7.254	
			PP acum. (plg)	PP increm. (plg)	PP acum. (plg)	PP increm. (plg)	PP acum. (plg)	PP increm. (plg)	PP acum. (plg)	PP increm. (plg)
1	0-1	0.24	0.400	0.400	0.416	0.416	0.430	0.430	0.459	0.459
2	1-2	0.44	0.734	0.333	0.763	0.347	0.789	0.359	0.842	0.383
3	2-3	0.60	1.000	0.267	1.040	0.277	1.076	0.287	1.148	0.306
4	3-4	0.74	1.234	0.233	1.283	0.243	1.327	0.251	1.416	0.268
5	4-5	0.87	1.450	0.217	1.508	0.225	1.560	0.233	1.665	0.249
6	5-6	1.00	1.667	0.217	1.733	0.225	1.793	0.233	1.914	0.249

**d. Desembocadura del río Coata**

Tiempo (hrs)	Tiempo (hrs)	Porcentaje (%)	PERIODOS DE RETORNO (T)							
			25		50		100		500	
			PP = 5.795		PP = 5.984		PP = 6.153		PP = 6.497	
			PP acum. (plg)	PP increm. (plg)	PP acum. (plg)	PP increm. (plg)	PP acum. (plg)	PP increm. (plg)	PP acum. (plg)	PP increm. (plg)
1	0-1	0.24	0.367	0.367	0.379	0.379	0.390	0.390	0.411	0.411
2	1-2	0.44	0.673	0.306	0.695	0.316	0.714	0.325	0.754	0.343
3	2-3	0.60	0.917	0.245	0.947	0.253	0.974	0.260	1.029	0.274
4	3-4	0.74	1.131	0.214	1.168	0.221	1.201	0.227	1.269	0.240
5	4-5	0.87	1.330	0.199	1.374	0.205	1.412	0.211	1.491	0.223
6	5-6	1.00	1.529	0.199	1.579	0.205	1.624	0.211	1.714	0.223

**4.2.5 OBTENCION DEL HIDROGRAMA DE AVENIDA PARA PERIODOS DE RETORNO DEFINIDOS**

Para obtener los hidrogramas de avenida preferentemente realizamos un ordenamiento de los incrementos de la escorrentía de las primeras 6 horas hasta lograr un valor de acumulación máximo y será el orden que utilizaremos para generar los hidrogramas de avenida.

En los cuadros siguientes se muestran los valores obtenidos con los órdenes mejorados.

**CUADRO 4.25. Hidrograma de avenida (Primeras 6 horas)**

**a. Confluencia del río Verde**

T=25 AÑOS						T=50 AÑOS					
Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento	Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento
	Incrementen.	Acumul.	Acumul.	Incrementen.	Pérdida (plg)		Incrementen.	Acumul.	Acumul.	Incrementen.	Pérdida (plg)
1	0.382	0.382	0.008	0.008	0.374	1	0.398	0.398	0.010	0.010	0.387
2	0.318	0.700	0.102	0.094	0.225	2	0.331	0.729	0.114	0.104	0.228
3	0.255	0.955	0.227	0.125	0.129	3	0.265	0.994	0.249	0.135	0.130
4	0.223	1.178	0.360	0.133	0.089	4	0.232	1.226	0.392	0.143	0.089
5	0.207	1.384	0.498	0.138	0.069	5	0.215	1.442	0.539	0.147	0.068
6	0.207	1.591	0.647	0.149	0.058	6	0.215	1.657	0.696	0.158	0.058

T=100 AÑOS						T=500 AÑOS					
Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento	Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento
	Incrementen.	Acumul.	Acumul.	Incrementen.	Pérdida (plg)		Incrementen.	Acumul.	Acumul.	Incrementen.	Pérdida (plg)
1	0.412	0.412	0.013	0.013	0.399	1	0.441	0.441	0.018	0.018	0.422
2	0.343	0.755	0.126	0.113	0.230	2	0.367	0.808	0.150	0.132	0.235
3	0.275	1.030	0.270	0.144	0.131	3	0.294	1.102	0.313	0.162	0.131
4	0.240	1.270	0.421	0.151	0.089	4	0.257	1.359	0.481	0.168	0.089
5	0.223	1.493	0.575	0.155	0.068	5	0.239	1.598	0.652	0.171	0.068
6	0.223	1.716	0.741	0.166	0.057	6	0.239	1.836	0.834	0.182	0.057

**b. Desembocadura del río Cabanillas**

T=25 AÑOS						T=50 AÑOS					
Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento	Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento
	Incrementen.	Acumul.	Acumul.	Incrementen.	Pérdida (plg)		Incrementen.	Acumul.	Acumul.	Incrementen.	Pérdida (plg)
1	0.369	0.369	0.002	0.002	0.367	1	0.386	0.386	0.004	0.004	0.382
2	0.308	0.677	0.071	0.069	0.239	2	0.321	0.707	0.082	0.078	0.243
3	0.246	0.923	0.176	0.104	0.142	3	0.257	0.964	0.196	0.114	0.143
4	0.215	1.138	0.291	0.115	0.100	4	0.225	1.189	0.321	0.125	0.100
5	0.200	1.338	0.413	0.122	0.078	5	0.209	1.398	0.452	0.131	0.078
6	0.200	1.539	0.547	0.133	0.067	6	0.209	1.607	0.594	0.143	0.066

T=100 AÑOS						T=500 AÑOS					
Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento	Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento
	Incrementen.	Acumul.	Acumul.	Incrementen.	Pérdida (plg)		Incrementen.	Acumul.	Acumul.	Incrementen.	Pérdida (plg)
1	0.401	0.401	0.005	0.005	0.396	1	0.434	0.434	0.010	0.010	0.425
2	0.334	0.735	0.093	0.088	0.247	2	0.362	0.796	0.117	0.108	0.254
3	0.267	1.003	0.216	0.123	0.144	3	0.289	1.086	0.261	0.143	0.146
4	0.234	1.237	0.349	0.133	0.101	4	0.253	1.339	0.413	0.152	0.101
5	0.217	1.454	0.489	0.140	0.078	5	0.235	1.574	0.571	0.158	0.077
6	0.217	1.671	0.640	0.151	0.066	6	0.235	1.809	0.741	0.170	0.065

**c. Desembocadura del río Lampa**

T=25 AÑOS						T=50 AÑOS					
Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento	Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento
	Incrementen.	Acumul.	Acumul.	Incrementen.			Acumul.	Incrementen.	Pérdida (plg)		
1	0.400	0.400	0.009	0.009	0.391	1	0.416	0.416	0.011	0.011	0.405
2	0.333	0.734	0.109	0.100	0.234	2	0.347	0.763	0.121	0.110	0.237
3	0.267	1.000	0.241	0.132	0.134	3	0.277	1.040	0.264	0.142	0.135
4	0.233	1.234	0.382	0.141	0.093	4	0.243	1.283	0.414	0.150	0.093
5	0.217	1.450	0.528	0.146	0.071	5	0.225	1.508	0.568	0.155	0.071
6	0.217	1.667	0.684	0.157	0.060	6	0.225	1.733	0.734	0.166	0.060

T=100 AÑOS						T=500 AÑOS					
Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento	Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento
	Incrementen.	Acumul.	Acumul.	Incrementen.			Acumul.	Incrementen.	Pérdida (plg)		
1	0.430	0.430	0.014	0.014	0.416	1	0.459	0.459	0.020	0.020	0.440
2	0.359	0.789	0.133	0.119	0.239	2	0.383	0.842	0.158	0.139	0.244
3	0.287	1.076	0.285	0.151	0.135	3	0.306	1.148	0.328	0.170	0.136
4	0.251	1.327	0.443	0.158	0.093	4	0.268	1.416	0.504	0.176	0.092
5	0.233	1.560	0.606	0.163	0.071	5	0.249	1.665	0.683	0.179	0.070
6	0.233	1.793	0.780	0.174	0.059	6	0.249	1.914	0.873	0.190	0.058

**d. Desembocadura del río Coata**

T=25 AÑOS						T=50 AÑOS					
Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento	Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento
	Incrementen.	Acumul.	Acumul.	Incrementen.			Acumul.	Incrementen.	Pérdida (plg)		
1	0.367	0.367	0.003	0.003	0.363	1	0.379	0.379	0.005	0.005	0.374
2	0.306	0.673	0.078	0.074	0.231	2	0.316	0.695	0.086	0.081	0.234
3	0.245	0.917	0.186	0.108	0.136	3	0.253	0.947	0.201	0.115	0.137
4	0.214	1.131	0.304	0.118	0.096	4	0.221	1.168	0.327	0.125	0.096
5	0.199	1.330	0.429	0.125	0.074	5	0.205	1.374	0.458	0.131	0.074
6	0.199	1.529	0.564	0.135	0.063	6	0.205	1.579	0.600	0.142	0.063

T=100 AÑOS						T=500 AÑOS					
Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento	Tiempo (hrs)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento
	Incrementen.	Acumul.	Acumul.	Incrementen.			Acumul.	Incrementen.	Pérdida (plg)		
1	0.390	0.390	0.006	0.006	0.384	1	0.411	0.411	0.009	0.009	0.403
2	0.325	0.714	0.094	0.088	0.237	2	0.343	0.754	0.110	0.101	0.242
3	0.260	0.974	0.215	0.122	0.138	3	0.274	1.029	0.245	0.135	0.139
4	0.227	1.201	0.347	0.131	0.096	4	0.240	1.269	0.389	0.144	0.096
5	0.211	1.412	0.484	0.137	0.074	5	0.223	1.491	0.538	0.149	0.074
6	0.211	1.624	0.632	0.148	0.063	6	0.223	1.714	0.699	0.160	0.062

**4.2.6 CAUDALES DE AVENIDA (T=25 años)**

En el Cuadro 4.28 se puede ver claramente que de 0-6 horas del hidrograma la escorrentía se incrementa hasta un máximo de 0.446

plgs y en lo que resta del tiempo la escorrentía disminuye aproximándose a cero.

También se observa que existe una precipitación acumulada de 1.591 pulgadas en las primeras 6 horas, en este tiempo se ha generado pérdidas iniciales que llegan a acumularse a  $(0.401+0.306+0.238=0.946$  pulgadas) y pasadas la 6ta hora las pérdidas se estabilizan a 0.204 pulg/h.

**CUADRO 4.26. Determinación del incremento de escorrentía**

Tiempo (horas)	Precipitación (plg)		Escorrentía (plg)		Incremento Pérdida (plg)
	Incremento	Acumulado	Acumulado	Incremento	
0-2	0.414	0.414	0.013	0.013	0.401
2-4	0.493	0.907	0.201	0.188	0.306
4-6	0.684	1.591	0.647	0.446	0.238
6-8	0.318	1.910	0.761	0.114	0.204
8-10	0.302	2.212	0.860	0.098	0.204
10-12	0.302	2.514	0.958	0.098	0.204
12-14	0.286	2.801	1.041	0.082	0.204
14-16	0.271	3.071	1.107	0.067	0.204
16-18	0.271	3.342	1.174	0.067	0.204
18-20	0.255	3.596	1.224	0.051	0.204
20-22	0.255	3.851	1.275	0.051	0.204
22-24	0.239	4.090	1.310	0.035	0.204

Con los datos obtenidos del incremento de escorrentía en orden determinado obtenemos el caudal pico (caudal más alto), del hidrograma triangular ( $Q_{max}=306.81$  m<sup>3</sup>/s).

**CUADRO 4.27. Caudales máximos obtenidos del hidrograma triangular**

Tiempo (hrs)	Escorrentía (plg)		Q max. (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo inicio (hrs)	Tiempo pico (hrs)	Tiempo final (hrs)
	Incremento (pulg)	Incremento (mm.)				
0-2	0.013	0.333	19.68	0	3.4	9.0
2-4	0.188	4.768	177.08	2	5.4	11.0
4-6	0.446	11.337	<b>306.81</b>	4	7.4	13.0
6-8	0.114	2.902	61.78	6	9.4	15.0
8-10	0.098	2.498	43.83	8	11.4	17.0
10-12	0.098	2.498	37.27	10	13.4	19.0
12-14	0.082	2.094	27.18	12	15.4	21.0
14-16	0.067	1.690	19.41	14	17.4	23.0
16-18	0.067	1.690	17.40	16	19.4	25.0
18-20	0.051	1.285	12.00	18	21.4	27.0
20-22	0.051	1.285	10.97	20	23.4	29.0
22-24	0.035	0.881	6.93	22	25.4	31.0

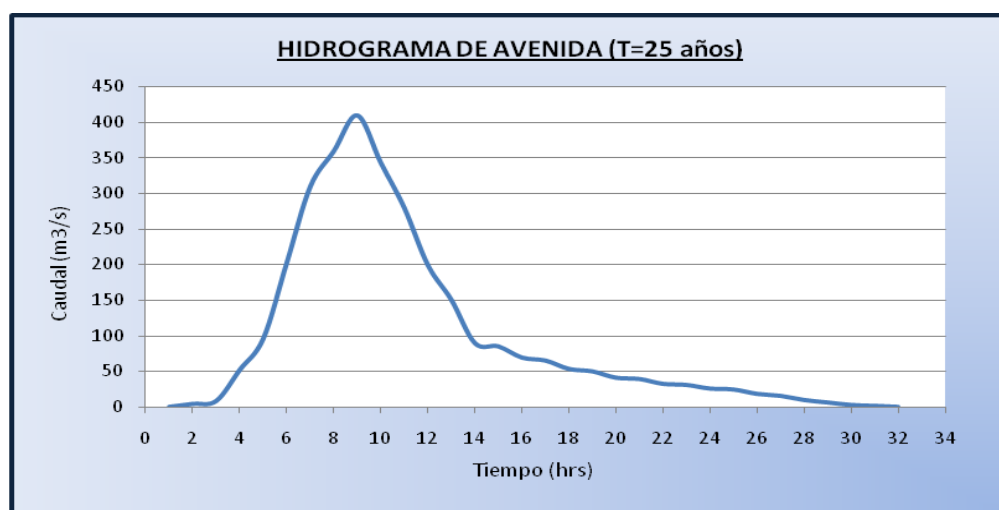
En el cuadro anterior podemos observar que el caudal pico de 306.81 m<sup>3</sup>/s se produce a las 7.4 horas y un tiempo base de 13 horas del hidrograma. Realizamos un nuevo orden mejorado del incremento de la escorrentía del cuadro anterior, y el nuevo caudal pico llega a alcanzar a **282.76 m<sup>3</sup>/s** a las 8 horas de ocurrido el evento meteorológico.

**CUADRO 4.28. Incremento de escorrentía (Orden mejorado)**

Incremento (mm.)	Q max. (m <sup>3</sup> /s)	Tiempo inicio (hrs)	Tiempo pico (hrs)	Tiempo final (hrs)
0.333	16.59	0	4	9
4.768	158.57	2	6	11
11.337	<b>282.76</b>	4	8	13
2.902	57.91	6	10	15
2.498	41.54	8	12	17
2.498	35.60	10	14	19
2.094	26.11	12	16	21
1.690	18.73	14	18	23
1.690	16.86	16	20	25
1.285	11.66	18	22	27
1.285	10.69	20	24	29
0.881	6.76	22	26	31

**CUADRO 4.29. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=25 años) – Desembocadura del río Verde**

Tiempo (hrs)	16.59	158.57	282.76	57.91	41.54	35.60	26.11	18.73	16.86	11.66	10.69	6.76	Q Total (m3/s)
	4.15	39.64	70.69	14.48	10.38	8.90	6.53	4.68	4.21	2.91	2.67	1.69	
	3.32	31.71	56.55	11.58	8.31	7.12	5.22	3.75	3.37	2.33	2.14	1.35	
0	0.00												0.00
1	4.15												4.15
2	8.30	0.00											8.30
3	12.45	39.64											52.09
4	16.59	79.29	0.00										95.88
5	13.27	118.93	70.69										202.89
6	9.96	158.57	141.38	0.00									309.91
7	6.64	126.86	212.07	14.48									360.04
8	3.32	95.14	282.76	28.95	0.00								410.17
9	0.00	63.43	226.21	43.43	10.38								343.45
10		31.71	169.65	57.91	20.77	0.00							280.04
11		0.00	113.10	46.33	31.15	8.90							199.48
12			56.55	34.74	41.54	17.80	0.00						150.63
13			0.00	23.16	33.23	26.70	6.53						89.62
14				11.58	24.92	35.60	13.06	0.00					85.16
15				0.00	16.61	28.48	19.58	4.68					69.36
16					8.31	21.36	26.11	9.36	0.00				65.14
17					0.00	14.24	20.89	14.05	4.21				53.39
18						7.12	15.67	18.73	8.43	0.00			49.94
19						0.00	10.44	14.98	12.64	2.91			40.98
20							5.22	11.24	16.86	5.83	0.00		39.15
21							0.00	7.49	13.49	8.74	2.67		32.39
22								3.75	10.11	11.66	5.34	0.00	30.86
23								0.00	6.74	9.33	8.02	1.69	25.77
24									3.37	6.99	10.69	3.38	24.43
25									0.00	4.66	8.55	5.07	18.28
26										2.33	6.41	6.76	15.51
27										0.00	4.27	5.41	9.68
28											2.14	4.06	6.20
29											0.00	2.71	2.71
30												1.35	1.35
31												0.00	0.00

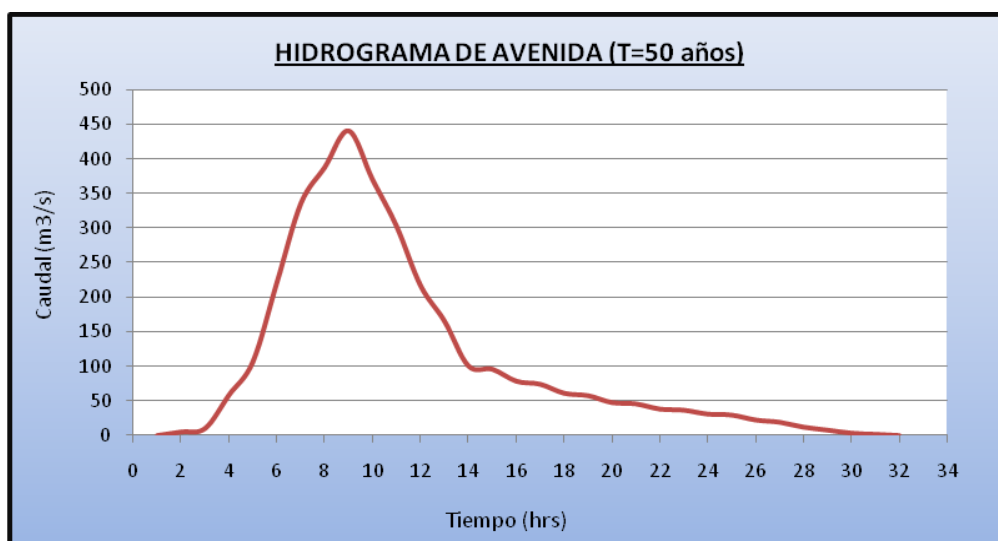


**FIGURA 4.04. Hidrograma de avenida (T=25 años) – Desembocadura del río Verde**



**CUADRO 4.30. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=50 años) – Desembocadura del río Verde**

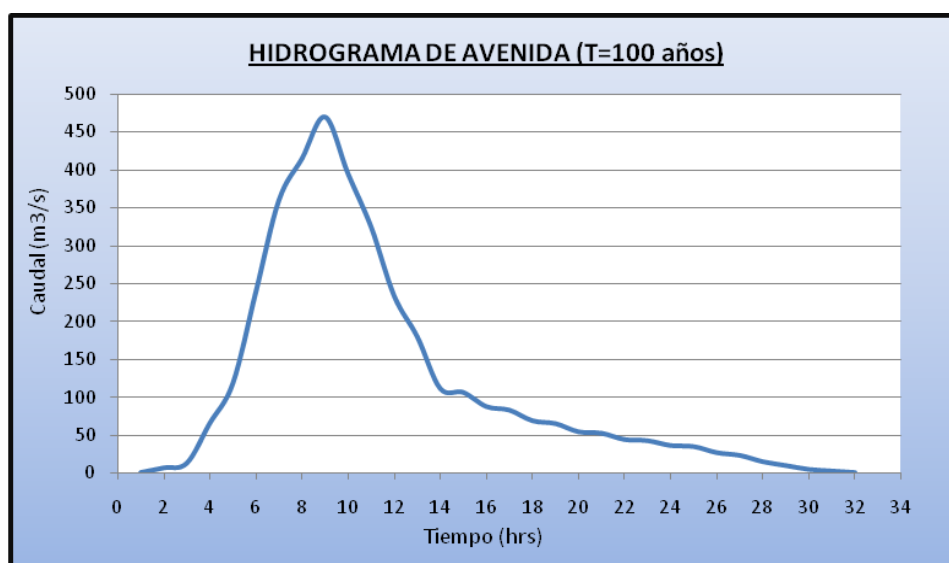
Tiempo (hrs)	20.65	173.06	301.05	64.59	46.82	40.13	29.87	21.88	19.70	14.09	12.91	8.69	Q Total (m3/s)
	5.16	43.27	75.26	16.15	11.71	10.03	7.47	5.47	4.92	3.52	3.23	2.17	
0	0.00												0.00
1	5.16												5.16
2	10.33	0.00											10.33
3	15.49	43.27											58.76
4	20.65	86.53	0.00										107.18
5	16.52	129.80	75.26										221.58
6	12.39	173.06	150.53	0.00									335.98
7	8.26	138.45	225.79	16.15									388.65
8	4.13	103.84	301.05	32.29	0.00								441.31
9	0.00	69.22	240.84	48.44	11.71								370.21
10		34.61	180.63	64.59	23.41	0.00							303.24
11		0.00	120.42	51.67	35.12	10.03							217.24
12			60.21	38.75	46.82	20.07	0.00						165.85
13			0.00	25.83	37.46	30.10	7.47						100.86
14				12.92	28.09	40.13	14.93	0.00					96.08
15				0.00	18.73	32.11	22.40	5.47					78.71
16					9.36	24.08	29.87	10.94	0.00				74.26
17					0.00	16.05	23.89	16.41	4.92				61.29
18						8.03	17.92	21.88	9.85	0.00			57.68
19						0.00	11.95	17.51	14.77	3.52			47.75
20							5.97	13.13	19.70	7.04	0.00		45.84
21							0.00	8.75	15.76	10.57	3.23		38.30
22								4.38	11.82	14.09	6.46	0.00	36.74
23								0.00	7.88	11.27	9.69	2.17	31.01
24									3.94	8.45	12.91	4.34	29.65
25									0.00	5.63	10.33	6.52	22.48
26										2.82	7.75	8.69	19.26
27										0.00	5.17	6.95	12.12
28											2.58	5.21	7.80
29											0.00	3.48	3.48
30												1.74	1.74
31												0.00	0.00



**FIGURA 4.05. Hidrograma de avenida (T=50 años) – Desembocadura del río Verde**

**CUADRO 4.31. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=100 años) – Desembocadura del río Verde**

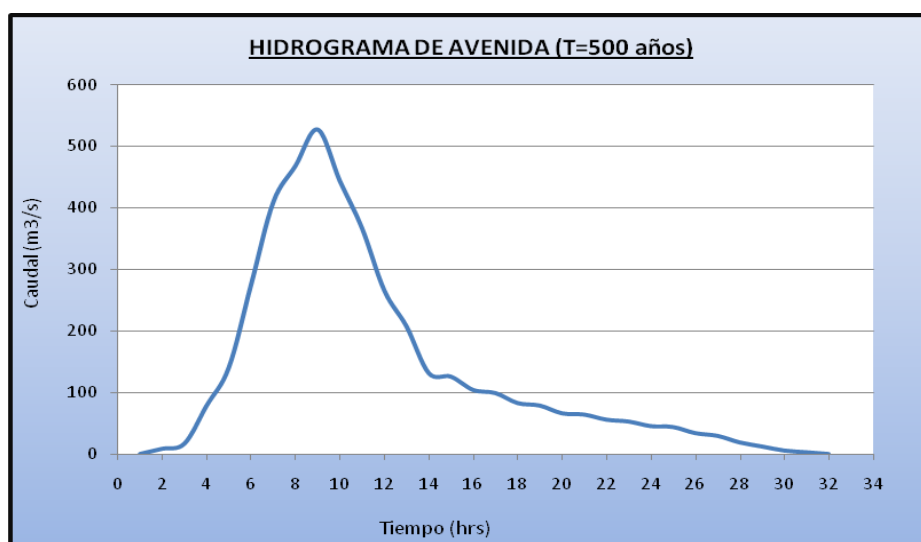
Tiempo (hrs)	24.63	186.30	317.57	70.59	51.57	44.20	33.24	24.72	22.24	16.27	14.91	10.42	Q Total (m3/s)
	6.16	46.57	79.39	17.65	12.89	11.05	8.31	6.18	5.56	4.07	3.73	2.60	
	4.93	37.26	63.51	14.12	10.31	8.84	6.65	4.94	4.45	3.25	2.98	2.08	
0	0.00												0.00
1	6.16												6.16
2	12.32	0.00											12.32
3	18.48	46.57											65.05
4	24.63	93.15	0.00										117.78
5	19.71	139.72	79.39										238.82
6	14.78	186.30	158.78	0.00									359.86
7	9.85	149.04	238.17	17.65									414.71
8	4.93	111.78	317.57	35.29	0.00								469.56
9	0.00	74.52	254.05	52.94	12.89								394.40
10		37.26	190.54	70.59	25.79	0.00							324.17
11		0.00	127.03	56.47	38.68	11.05							233.22
12			63.51	42.35	51.57	22.10	0.00						179.54
13			0.00	28.23	41.26	33.15	8.31						110.96
14				14.12	30.94	44.20	16.62	0.00					105.89
15				0.00	20.63	35.36	24.93	6.18					87.10
16					10.31	26.52	33.24	12.36	0.00				82.44
17					0.00	17.68	26.59	18.54	5.56				68.37
18						8.84	19.95	24.72	11.12	0.00			64.62
19						0.00	13.30	19.77	16.68	4.07			53.82
20							6.65	14.83	22.24	8.13	0.00		51.86
21							0.00	9.89	17.80	12.20	3.73		43.61
22								4.94	13.35	16.27	7.46	0.00	42.01
23								0.00	8.90	13.01	11.18	2.60	35.70
24									4.45	9.76	14.91	5.21	34.33
25									0.00	6.51	11.93	7.81	26.25
26										3.25	8.95	10.42	22.62
27										0.00	5.97	8.34	14.30
28											2.98	6.25	9.23
29											0.00	4.17	4.17
30												2.08	2.08
31												0.00	0.00



**FIGURA 4.06. Hidrograma de avenida (T=100 años) – Desembocadura del río Verde**

**CUADRO 4.32. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=500 años) – Desembocadura del río Verde**

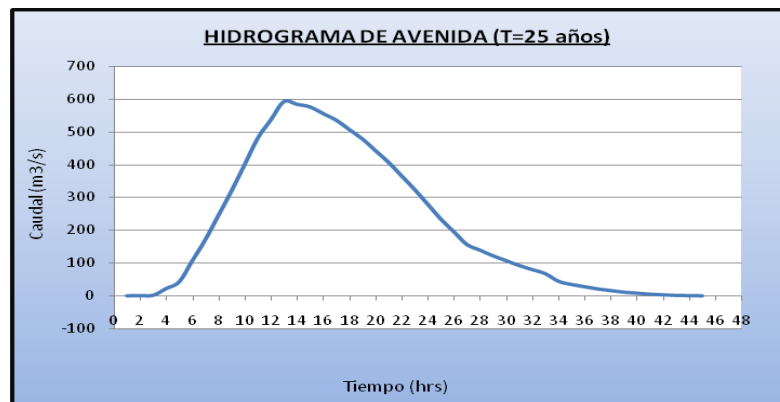
Tiempo (hrs)	33.65	213.76	351.29	82.76	61.21	52.47	40.09	30.47	27.42	20.70	18.97	13.93	Q Total (m3/s)
	8.41	53.44	87.82	20.69	15.30	13.12	10.02	7.62	6.85	5.17	4.74	3.48	
	6.73	42.75	70.26	16.55	12.24	10.49	8.02	6.09	5.48	4.14	3.79	2.79	
0	0.00												0.00
1	8.41												8.41
2	16.82	0.00											16.82
3	25.24	53.44											78.68
4	33.65	106.88	0.00										140.53
5	26.92	160.32	87.82										275.06
6	20.19	213.76	175.65	0.00									409.60
7	13.46	171.01	263.47	20.69									468.63
8	6.73	128.26	351.29	41.38	0.00								527.66
9	0.00	85.51	281.04	62.07	15.30								443.91
10		42.75	210.78	82.76	30.61	0.00							366.90
11		0.00	140.52	66.21	45.91	13.12							265.75
12			70.26	49.66	61.21	26.23	0.00						207.36
13			0.00	33.10	48.97	39.35	10.02						131.45
14				16.55	36.73	52.47	20.05	0.00					125.79
15				0.00	24.48	41.97	30.07	7.62					104.14
16					12.24	31.48	40.09	15.23	0.00				99.05
17					0.00	20.99	32.07	22.85	6.85				82.76
18						10.49	24.05	30.47	13.71	0.00			78.72
19						0.00	16.04	24.37	20.56	5.17			66.15
20							8.02	18.28	27.42	10.35	0.00		64.06
21							1.37	12.19	21.94	15.52	4.74		55.76
22								6.09	16.45	20.70	9.49	0.00	52.73
23								0.00	10.97	16.56	14.23	3.48	45.24
24									5.48	12.42	18.97	6.97	43.84
25									0.00	8.28	15.18	10.45	33.90
26										4.14	11.38	13.93	29.45
27										0.00	7.59	11.15	18.73
28											3.79	8.36	12.15
29											0.00	5.57	5.57
30												2.79	2.79
31												0.00	0.00



**FIGURA 4.07. Hidrograma de avenida (T=500 años) – Desembocadura del río Verde**

**CUADRO 4.33. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=25 años) – Desembocadura del río Cabanillas**

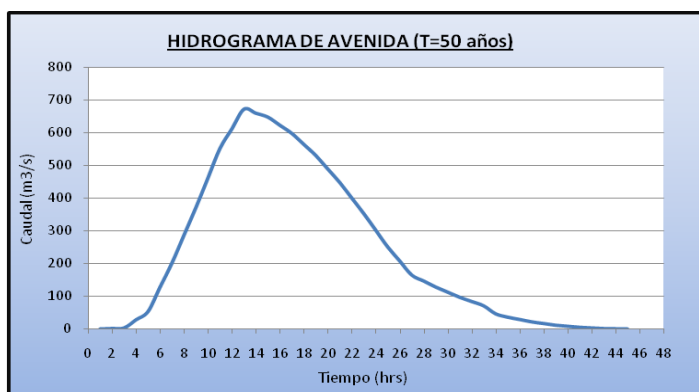
Tiempo (hrs)	6.92	158.15	349.27	78.99	58.86	52.32	38.89	27.89	25.57	17.29	16.06	9.52	Q Total (m3/s)
	0.86	19.77	43.66	9.87	7.36	6.54	4.86	3.49	3.20	2.16	2.01	1.19	
0	0.00												0.00
1	0.86												0.86
2	1.73	0.00											1.73
3	2.59	19.77											22.36
4	3.46	39.54	0.00										42.99
5	4.32	59.31	43.66										107.29
6	5.19	79.07	87.32	0.00									171.58
7	6.05	98.84	130.98	9.87									245.74
8	6.92	118.61	174.63	19.75	0.00								319.91
9	6.42	138.38	218.29	29.62	7.36								400.07
10	5.93	158.15	261.95	39.49	14.72	0.00							480.24
11	5.43	146.85	305.61	49.37	22.07	6.54							535.88
12	4.94	135.56	349.27	59.24	29.43	13.08	0.00						591.51
13	4.45	124.26	324.32	69.11	36.79	19.62	4.86						583.41
14	3.95	112.96	299.37	78.99	44.15	26.16	9.72	0.00					575.30
15	3.46	101.67	274.42	73.35	51.50	32.70	14.58	3.49					555.17
16	2.96	90.37	249.48	67.70	58.86	39.24	19.44	6.97	0.00				535.03
17	2.47	79.07	224.53	62.06	54.66	45.78	24.30	10.46	3.20				506.53
18	1.98	67.78	199.58	56.42	50.45	52.32	29.16	13.95	6.39	0.00			478.03
19	1.48	56.48	174.63	50.78	46.25	49.54	34.02	17.43	9.59	2.16			442.37
20	0.99	45.19	149.69	45.14	42.04	46.77	38.89	20.92	12.78	4.32	0.00		406.72
21	0.49	33.89	124.74	39.49	37.84	43.99	36.11	24.41	15.98	6.48	2.01		365.43
22	0.00	22.59	99.79	33.85	33.63	41.21	33.33	27.89	19.18	8.65	4.01	0.00	324.14
23		11.30	74.84	28.21	29.43	38.43	30.55	25.90	22.37	10.81	6.02	1.19	279.06
24		0.00	49.90	22.57	25.23	35.66	27.78	23.91	25.57	12.97	8.03	2.38	233.97
25			24.95	16.93	21.02	32.88	25.00	21.92	23.74	15.13	10.04	3.57	195.16
26			0.00	11.28	16.82	30.10	22.22	19.92	21.92	17.29	12.04	4.76	156.35
27				5.64	12.61	27.32	19.44	17.93	20.09	16.06	14.05	5.95	139.10
28				0.00	8.41	24.55	16.67	15.94	18.26	14.82	16.06	7.14	121.84
29					4.20	21.77	13.89	13.95	16.44	13.59	14.91	8.33	107.07
30					0.00	18.99	11.11	11.95	14.61	12.35	13.76	9.52	92.30
31						16.21	8.33	9.96	12.78	11.12	12.62	8.84	79.86
32						13.44	5.56	7.97	10.96	9.88	11.47	8.16	67.43
33							2.78	5.98	9.13	8.65	10.32	7.48	44.33
34							0.00	3.98	7.31	7.41	9.18	6.80	34.67
35								1.99	5.48	6.18	8.03	6.12	27.79
36								0.00	3.65	4.94	6.88	5.44	20.91
37									1.83	3.71	5.73	4.76	16.03
38									0.00	2.47	4.59	4.08	11.14
39										1.24	3.44	3.40	8.07
40										0.00	2.29	2.72	5.01
41											1.15	2.04	3.19
42											0.00	1.36	1.36
43												0.68	0.68
44												0.00	0.00



**FIGURA 4.08. Hidrograma de avenida (T=25 años) – Desembocadura del río Cabanillas**

**CUADRO 4.34. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=50 años) – Desembocadura del río Cabanillas**

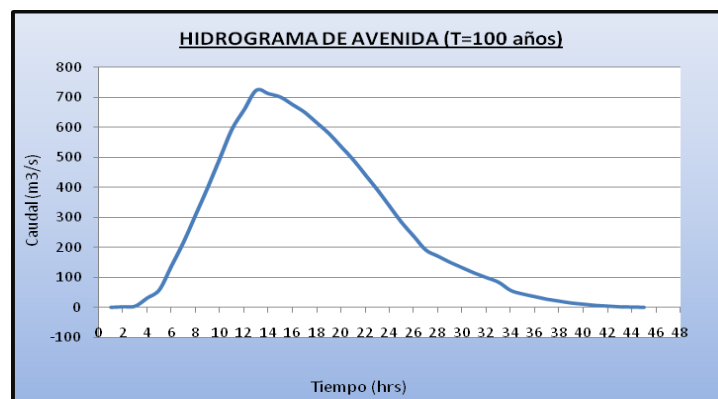
Tiempo (hrs)	12.10	188.87	394.44	84.12	62.56	55.61	41.21	29.43	26.98	18.11	16.82	9.80	Q Total (m3/s)
	1.51	23.61	49.30	10.52	7.82	6.95	5.15	3.68	3.37	2.26	2.10	1.23	
	0.86	13.49	28.17	6.01	4.47	2.94	2.94	2.10	1.93	1.29	1.20	0.70	
0	0.00												0.00
1	1.51												1.51
2	3.03	0.00											3.03
3	4.54	23.61											28.15
4	6.05	47.22	0.00										53.27
5	7.56	70.83	49.30										127.70
6	9.08	94.44	98.61	0.00									202.12
7	10.59	118.05	147.91	10.52									287.06
8	12.10	141.65	197.22	21.03	0.00								372.01
9	11.24	165.26	246.52	31.55	7.82								462.39
10	10.37	188.87	295.83	42.06	15.64	0.00							552.78
11	9.51	175.38	345.13	52.58	23.46	6.95							613.01
12	8.65	161.89	394.44	63.09	31.28	13.90	0.00						673.25
13	7.78	148.40	366.26	73.61	39.10	20.85	5.15						661.16
14	6.92	134.91	338.09	84.12	46.92	27.81	10.30	0.00					649.07
15	6.05	121.42	309.91	78.11	54.74	34.76	15.46	3.68					624.13
16	5.19	107.93	281.74	72.10	62.56	41.71	20.61	7.36	0.00				599.19
17	4.32	94.44	253.57	66.10	58.09	48.66	25.76	11.04	3.37				565.34
18	3.46	80.95	225.39	60.09	53.62	55.61	30.91	14.72	6.75	0.00			531.49
19	2.59	67.45	197.22	54.08	49.16	52.67	36.06	18.40	10.12	2.26			490.01
20	1.73	53.96	169.04	48.07	44.69	49.72	41.21	22.08	13.49	4.53	0.00		448.52
21	0.86	40.47	140.87	42.06	40.22	46.78	38.27	25.75	16.86	6.79	2.10		401.05
22	0.00	26.98	112.70	36.05	35.75	43.84	35.33	29.43	20.24	9.05	4.20	0.00	353.57
23		13.49	84.52	30.04	31.28	40.89	32.38	27.33	23.61	11.32	6.31	1.23	302.40
24		0.00	56.35	24.03	26.81	37.95	29.44	25.23	26.98	13.58	8.41	2.45	251.23
25			28.17	18.03	22.34	35.00	26.49	23.13	25.05	15.85	10.51	3.68	208.25
26			0.00	12.02	17.87	32.06	23.55	21.02	23.13	18.11	12.61	4.90	165.28
27				6.01	13.41	29.12	20.61	18.92	21.20	16.82	14.71	6.13	146.92
28				0.00	8.94	26.17	17.66	16.82	19.27	15.52	16.82	7.35	128.55
29					4.47	23.23	14.72	14.72	17.35	14.23	15.61	8.58	112.90
30					0.00	20.28	11.78	12.61	15.42	12.93	14.41	9.80	97.24
31						17.34	8.83	10.51	13.49	11.64	13.21	9.10	84.13
32						14.40	5.89	8.41	11.56	10.35	12.01	8.40	71.02
33							2.94	6.31	9.64	9.05	10.81	7.70	46.45
34							0.00	4.20	7.71	7.76	9.61	7.00	36.29
35								2.10	5.78	6.47	8.41	6.30	29.06
36								0.00	3.85	5.17	7.21	5.60	21.84
37									1.93	3.88	6.01	4.90	16.72
38									0.00	2.59	4.80	4.20	11.59
39										1.29	3.60	3.50	8.40
40										0.00	2.40	2.80	5.20
41											1.20	2.10	3.30
42											0.00	1.40	1.40
43												0.70	0.70
44												0.00	0.00



**FIGURA 4.09. Hidrograma de avenida (T=50 años) – Desembocadura del río Cabanillas**

**CUADRO 4.35. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=100 años) – Desembocadura del río Cabanillas**

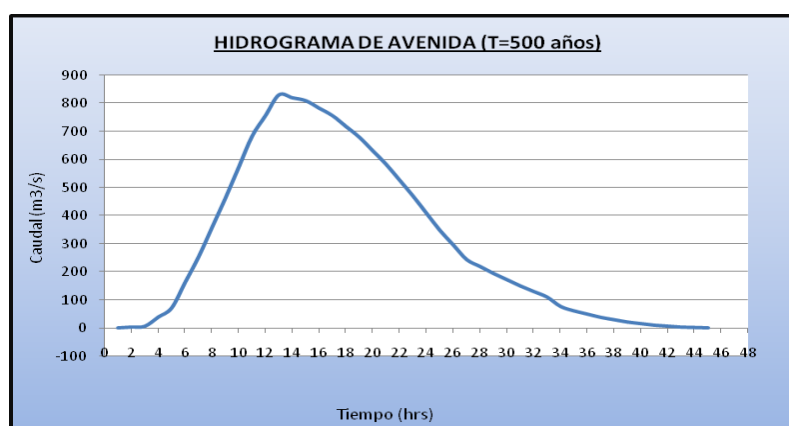
Tiempo (hrs)	15.18	204.65	417.18	93.14	70.05	62.27	46.89	34.31	31.45	21.99	20.42	12.96	Q Total (m3/s)
0	0.00												0.00
1	1.90												1.90
2	3.80	0.00											3.80
3	5.69	25.58											31.27
4	7.59	51.16	0.00										58.75
5	9.49	76.74	52.15										138.38
6	11.39	102.32	104.30	0.00									218.01
7	13.29	127.90	156.44	11.64									309.27
8	15.18	153.48	208.59	23.28	0.00								400.54
9	14.10	179.06	260.74	34.93	8.76								497.59
10	13.01	204.65	312.89	46.57	17.51	0.00							594.63
11	11.93	190.03	365.03	58.21	26.27	7.78							659.26
12	10.85	175.41	417.18	69.85	35.03	15.57	0.00						723.89
13	9.76	160.79	387.38	81.49	43.78	23.35	5.86						712.43
14	8.68	146.18	357.59	93.14	52.54	31.14	11.72	0.00					700.97
15	7.59	131.56	327.79	86.48	61.30	38.92	17.58	4.29					675.51
16	6.51	116.94	297.99	79.83	70.05	46.70	23.45	8.58	0.00				650.05
17	5.42	102.32	268.19	73.18	65.05	54.49	29.31	12.87	3.93				614.76
18	4.34	87.71	238.39	66.53	60.05	62.27	35.17	17.15	7.86	0.00			579.46
19	3.25	73.09	208.59	59.87	55.04	58.92	41.03	21.44	11.79	2.75			535.79
20	2.17	58.47	178.79	53.22	50.04	55.57	46.89	25.73	15.73	5.50	0.00		492.11
21	1.08	43.85	148.99	46.57	45.04	52.22	43.54	30.02	19.66	8.25	2.55		441.78
22	0.00	29.24	119.20	39.92	40.03	48.87	40.19	34.31	23.59	11.00	5.11	0.00	391.44
23		14.62	89.40	33.26	35.03	45.52	36.84	31.86	27.52	13.74	7.66	1.62	337.07
24		0.00	59.60	26.61	30.02	42.17	33.49	29.41	31.45	16.49	10.21	3.24	282.70
25			29.80	19.96	25.02	38.82	30.15	26.96	29.20	19.24	12.76	4.86	236.77
26			0.00	13.31	20.02	35.48	26.80	24.51	26.96	21.99	15.32	6.48	190.84
27				6.65	15.01	32.13	23.45	22.06	24.71	20.42	17.87	8.10	170.39
28				0.00	10.01	28.78	20.10	19.61	22.46	18.85	20.42	9.72	149.94
29					5.00	25.43	16.75	17.15	20.22	17.28	18.96	11.34	132.13
30					0.00	22.08	13.40	14.70	17.97	15.71	17.50	12.96	114.32
31						18.73	10.05	12.25	15.73	14.14	16.05	12.03	98.97
32						15.38	6.70	9.80	13.48	12.57	14.59	11.11	83.62
33							3.35	7.35	11.23	11.00	13.13	10.18	56.24
34							0.00	4.90	8.99	9.43	11.67	9.26	44.24
35								2.45	6.74	7.85	10.21	8.33	35.59
36								0.00	4.49	6.28	8.75	7.40	26.93
37									2.25	4.71	7.29	6.48	20.73
38									0.00	3.14	5.83	5.55	14.53
39										1.57	4.38	4.63	10.57
40										0.00	2.92	3.70	6.62
41											1.46	2.78	4.24
42											0.00	1.85	1.85
43												0.93	0.93
44												0.00	0.00



**FIGURA 4.10. Hidrograma de avenida (T=100 años) – Desembocadura del río Cabanillas**

**CUADRO 4.36. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=500 años) – Desembocadura del río Cabanillas**

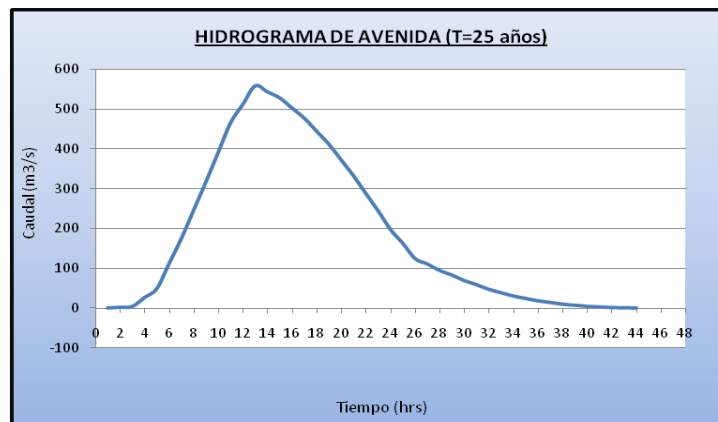
Tiempo (hrs)	22.40	237.51	463.75	111.43	85.27	75.79	58.42	44.21	40.52	29.87	27.74	19.36	Q Total (m3/s)
0	0.00												0.00
1	2.80												2.80
2	5.60	0.00											5.60
3	8.40	29.69											38.09
4	11.20	59.38	0.00										70.58
5	14.00	89.07	57.97										161.03
6	16.80	118.75	115.94	0.00									251.49
7	19.60	148.44	173.91	13.93									355.88
8	22.40	178.13	231.87	27.86	0.00								460.26
9	20.80	207.82	289.84	41.79	10.66								570.91
10	19.20	237.51	347.81	55.72	21.32	0.00							681.55
11	17.60	220.54	405.78	69.65	31.97	9.47							755.02
12	16.00	203.58	463.75	83.58	42.63	18.95	0.00						828.48
13	14.40	186.61	430.62	97.51	53.29	28.42	7.30						818.16
14	12.80	169.65	397.50	111.43	63.95	37.90	14.61	0.00					807.83
15	11.20	152.68	364.37	103.48	74.61	47.37	21.91	5.53					781.14
16	9.60	135.72	331.25	95.52	85.27	56.84	29.21	11.05	0.00				754.45
17	8.00	118.75	298.12	87.56	79.18	66.32	36.51	16.58	5.07				716.08
18	6.40	101.79	265.00	79.60	73.08	75.79	43.82	22.10	10.13	0.00			677.71
19	4.80	84.82	231.87	71.64	66.99	71.62	51.12	27.63	15.20	3.73			629.43
20	3.20	67.86	198.75	63.68	60.90	67.45	58.42	33.16	20.26	7.47	0.00		581.14
21	1.60	50.89	165.62	55.72	54.81	63.27	54.25	38.68	25.33	11.20	3.47		524.85
22	0.00	33.93	132.50	47.76	48.72	59.10	50.07	44.21	30.39	14.94	6.94	0.00	468.56
23		16.96	99.37	39.80	42.63	54.93	45.90	41.05	35.46	18.67	10.40	2.42	407.60
24		0.00	66.25	31.84	36.54	50.75	41.73	37.89	40.52	22.41	13.87	4.84	346.65
25			33.12	23.88	30.45	46.58	37.56	34.73	37.63	26.14	17.34	7.26	294.70
26			0.00	15.92	24.36	42.41	33.38	31.58	34.73	29.87	20.81	9.68	242.75
27				7.96	18.27	38.24	29.21	28.42	31.84	27.74	24.27	12.10	218.05
28				0.00	12.18	34.06	25.04	25.26	28.95	25.61	27.74	14.52	193.36
29					6.09	29.89	20.86	22.10	26.05	23.47	25.76	16.94	171.17
30					0.00	25.72	16.69	18.95	23.16	21.34	23.78	19.36	148.99
31						21.54	12.52	15.79	20.26	19.20	21.80	17.98	129.09
32						17.37	8.35	12.63	17.37	17.07	19.81	16.60	109.20
33							4.17	9.47	14.47	14.94	17.83	15.21	76.10
34							0.00	6.32	11.58	12.80	15.85	13.83	60.38
35								3.16	8.68	10.67	13.87	12.45	48.83
36								0.00	5.79	8.54	11.89	11.06	37.28
37									2.89	6.40	9.91	9.68	28.89
38									0.00	4.27	7.93	8.30	20.49
39										2.13	5.94	6.92	14.99
40										0.00	3.96	5.53	9.50
41											1.98	4.15	6.13
42											0.00	2.77	2.77
43												1.38	1.38
44												0.00	0.00



**FIGURA 4.11. Hidrograma de avenida (T=500 años) – Desembocadura del río Cabanillas**

**CUADRO 4.37. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=25 años) – Desembocadura del río Lampa**

Tiempo (hrs)	14.93	164.69	323.96	65.16	48.40	43.03	31.84	22.68	20.79	13.90	12.90	7.45	Q Total (m <sup>3</sup> /s)
0	0.00												0.00
1	1.87												1.87
2	3.73	0.00											3.73
3	5.60	20.59											26.19
4	7.47	41.17	0.00										48.64
5	9.33	61.76	40.49										111.59
6	11.20	82.34	80.99	0.00									174.53
7	13.07	102.93	121.48	8.14									245.62
8	14.93	123.52	161.98	16.29	0.00								316.72
9	13.78	144.10	202.47	24.43	6.05								390.84
10	12.63	164.69	242.97	32.58	12.10	0.00							464.97
11	11.49	152.02	283.46	40.72	18.15	5.38							511.22
12	10.34	139.35	323.96	48.87	24.20	10.76	0.00						557.47
13	9.19	126.68	299.04	57.01	30.25	16.13	3.98						542.29
14	8.04	114.02	274.12	65.16	36.30	21.51	7.96	0.00					527.10
15	6.89	101.35	249.20	60.14	42.35	26.89	11.94	2.84					501.60
16	5.74	88.68	224.28	55.13	48.40	32.27	15.92	5.67	0.00				476.09
17	4.59	76.01	199.36	50.12	44.68	37.65	19.90	8.51	2.60				443.41
18	3.45	63.34	174.44	45.11	40.96	43.03	23.88	11.34	5.20	0.00			410.73
19	2.30	50.67	149.52	40.10	37.23	39.72	27.86	14.18	7.80	1.74			371.10
20	1.15	38.01	124.60	35.08	33.51	36.41	31.84	17.01	10.40	3.47	0.00		331.47
21	0.00	25.34	99.68	30.07	29.79	33.10	29.39	19.85	13.00	5.21	1.61		287.03
22		12.67	74.76	25.06	26.06	29.79	26.94	22.68	15.59	6.95	3.23	0.00	243.73
23		0.00	49.84	20.05	22.34	26.48	24.49	20.94	18.19	8.69	4.84	0.93	196.78
24			24.92	15.04	18.62	23.17	22.04	19.19	20.79	10.42	6.45	1.86	162.51
25			0.00	10.02	14.89	19.86	19.59	17.45	19.19	12.16	8.07	2.80	124.03
26				5.01	11.17	16.55	17.14	15.70	17.59	13.90	9.68	3.73	110.47
27				0.00	7.45	13.24	14.69	13.96	15.99	12.83	11.29	4.66	94.11
28					3.72	9.93	12.25	12.21	14.40	11.76	12.90	5.59	82.76
29					0.00	6.62	9.80	10.47	12.80	10.69	11.91	6.52	68.80
30						3.31	7.35	8.72	11.20	9.62	10.92	7.45	58.57
31						0.00	4.90	6.98	9.60	8.55	9.93	6.88	46.83
32							2.45	5.23	8.00	7.48	8.93	6.31	38.40
33							0.00	3.49	6.40	6.41	7.94	5.73	29.98
34								1.74	4.80	5.34	6.95	5.16	24.00
35								0.00	3.20	4.28	5.96	4.59	18.02
36									1.60	3.21	4.96	4.01	13.78
37									0.00	2.14	3.97	3.44	9.55
38										1.07	2.98	2.87	6.91
39										0.00	1.99	2.29	4.28
40											0.99	1.72	2.71
41											0.00	1.15	1.15
42												0.57	0.57
43												0.00	0.00

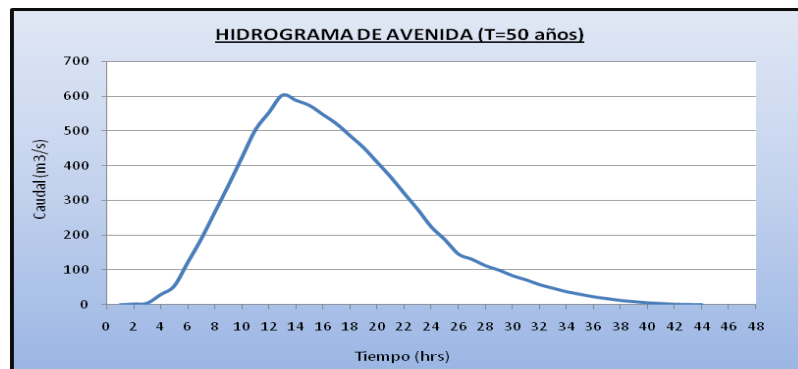


**FIGURA 4.12. Hidrograma de avenida (T=25 años) – Desembocadura del río Lampa**



**CUADRO 4.38. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=50 años) – Desembocadura del río Lampa**

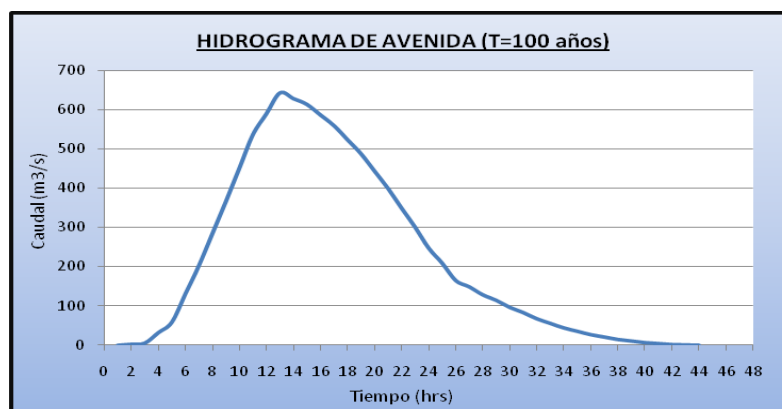
Tiempo (hrs)	18.35	179.01	343.98	72.97	54.90	48.80	36.76	26.91	24.67	17.27	16.03	10.19	Q Total (m3/s)
	2.29	22.38	43.00	9.12	6.86	6.10	4.60	3.36	3.08	2.16	2.00	1.27	
	1.41	13.77	26.46	5.61	4.22	3.75	2.83	2.07	1.90	1.33	1.23	0.78	
0	0.00												0.00
1	2.29												2.29
2	4.59	0.00											4.59
3	6.88	22.38											29.26
4	9.17	44.75	0.00										53.92
5	11.47	67.13	43.00										121.59
6	13.76	89.50	85.99	0.00									189.26
7	16.05	111.88	128.99	9.12									266.04
8	18.35	134.26	171.99	18.24	0.00								342.83
9	16.93	156.63	214.99	27.37	6.86								422.78
10	15.52	179.01	257.98	36.49	13.73	0.00							502.73
11	14.11	165.24	300.98	45.61	20.59	6.10							552.63
12	12.70	151.47	343.98	54.73	27.45	12.20	0.00						602.53
13	11.29	137.70	317.52	63.85	34.31	18.30	4.60						587.57
14	9.88	123.93	291.06	72.97	41.18	24.40	9.19	0.00					572.61
15	8.47	110.16	264.60	67.36	48.04	30.50	13.79	3.36					546.28
16	7.06	96.39	238.14	61.75	54.90	36.60	18.38	6.73	0.00				519.94
17	5.64	82.62	211.68	56.13	50.68	42.70	22.98	10.09	3.08				485.61
18	4.23	68.85	185.22	50.52	46.46	48.80	27.57	13.46	6.17	0.00			451.28
19	2.82	55.08	158.76	44.91	42.23	45.05	32.17	16.82	9.25	2.16			409.25
20	1.41	41.31	132.30	39.29	38.01	41.29	36.76	20.18	12.33	4.32	0.00		367.22
21	0.00	27.54	105.84	33.68	33.79	37.54	33.94	23.55	15.42	6.47	2.00		319.77
22		13.77	79.38	28.07	29.56	33.79	31.11	26.91	18.50	8.63	4.01	0.00	273.73
23		0.00	52.92	22.45	25.34	30.03	28.28	24.84	21.59	10.79	6.01	1.27	223.53
24			26.46	16.84	21.12	26.28	25.45	22.77	24.67	12.95	8.02	2.55	187.10
25			0.00	11.23	16.89	22.52	22.62	20.70	22.77	15.11	10.02	3.82	145.69
26				5.61	12.67	18.77	19.80	18.63	20.87	17.27	12.02	5.10	130.74
27				0.00	8.45	15.02	16.97	16.56	18.98	15.94	14.03	6.37	112.30
28					4.22	11.26	14.14	14.49	17.08	14.61	16.03	7.64	99.48
29					0.00	7.51	11.31	12.42	15.18	13.28	14.80	8.92	83.42
30						3.75	8.48	10.35	13.28	11.95	13.57	10.19	71.58
31						0.00	5.66	8.28	11.39	10.62	12.33	9.41	57.69
32							2.83	6.21	9.49	9.30	11.10	8.62	47.55
33							0.00	4.14	7.59	7.97	9.87	7.84	37.40
34								2.07	5.69	6.64	8.63	7.05	30.09
35								0.00	3.80	5.31	7.40	6.27	22.78
36									1.90	3.98	6.17	5.49	17.54
37									0.00	2.66	4.93	4.70	12.29
38										1.33	3.70	3.92	8.95
39										0.00	2.47	3.14	5.60
40											1.23	2.35	3.58
41											0.00	1.57	1.57
42												0.78	0.78
43												0.00	0.00



**FIGURA 4.13. Hidrograma de avenida (T=50 años) – Desembocadura del río Lampa**

**CUADRO 4.39. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=100 años) – Desembocadura del río Lampa**

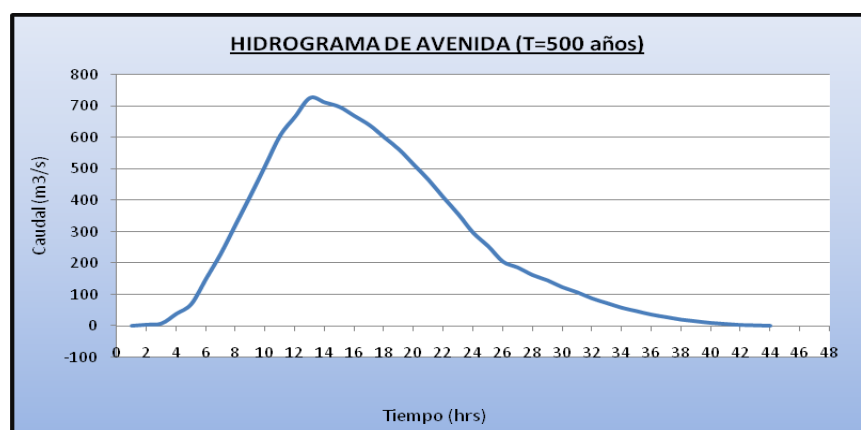
Tiempo (hrs)	21.70	192.16	362.16	80.04	60.78	54.02	41.22	30.74	28.17	20.31	18.86	12.66	Q Total (m <sup>3</sup> /s)
	2.71	24.02	45.27	10.01	7.60	6.75	5.15	3.84	3.52	2.54	2.36	1.58	
	1.67	14.78	27.86	6.16	4.68	4.16	3.17	2.36	2.17	1.56	1.45	0.97	
0	0.00												0.00
1	2.71												2.71
2	5.42	0.00											5.42
3	8.14	24.02											32.16
4	10.85	48.04	0.00										58.89
5	13.56	72.06	45.27										130.89
6	16.27	96.08	90.54	0.00									202.89
7	18.98	120.10	135.81	10.01									284.90
8	21.70	144.12	181.08	20.01	0.00								366.91
9	20.03	168.14	226.35	30.02	7.60								452.13
10	18.36	192.16	271.62	40.02	15.19	0.00							537.35
11	16.69	177.38	316.89	50.03	22.79	6.75							590.53
12	15.02	162.60	362.16	60.03	30.39	13.51	0.00						643.70
13	13.35	147.82	334.30	70.04	37.99	20.26	5.15						628.90
14	11.68	133.03	306.44	80.04	45.58	27.01	10.30	0.00					614.10
15	10.01	118.25	278.58	73.88	53.18	33.77	15.46	3.84					586.98
16	8.34	103.47	250.72	67.73	60.78	40.52	20.61	7.68	0.00				559.85
17	6.68	88.69	222.87	61.57	56.10	47.27	25.76	11.53	3.52				523.98
18	5.01	73.91	195.01	55.41	51.43	54.02	30.91	15.37	7.04	0.00			488.11
19	3.34	59.13	167.15	49.26	46.75	49.87	36.06	19.21	10.57	2.54			443.87
20	1.67	44.34	139.29	43.10	42.08	45.71	41.22	23.05	14.09	5.08	0.00		399.62
21	0.00	29.56	111.43	36.94	37.40	41.56	38.04	26.89	17.61	7.62	2.36		349.42
22		14.78	83.57	30.78	32.73	37.40	34.87	30.74	21.13	10.15	4.71	0.00	300.88
23		0.00	55.72	24.63	28.05	33.25	31.70	28.37	24.65	12.69	7.07	1.58	247.72
24			27.86	18.47	23.38	29.09	28.53	26.01	28.17	15.23	9.43	3.17	209.34
25			0.00	12.31	18.70	24.93	25.36	23.64	26.01	17.77	11.79	4.75	165.27
26				6.16	14.03	20.78	22.19	21.28	23.84	20.31	14.14	6.33	149.06
27				0.00	9.35	16.62	19.02	18.91	21.67	18.75	16.50	7.91	128.74
28					4.68	12.47	15.85	16.55	19.50	17.18	18.86	9.50	114.59
29					0.00	8.31	12.68	14.19	17.34	15.62	17.41	11.08	96.63
30						4.16	9.51	11.82	15.17	14.06	15.96	12.66	83.34
31						0.00	6.34	9.46	13.00	12.50	14.51	11.69	67.49
32							3.17	7.09	10.84	10.94	13.06	10.72	55.81
33							0.00	4.73	8.67	9.37	11.61	9.74	44.12
34								2.36	6.50	7.81	10.15	8.77	35.60
35								0.00	4.33	6.25	8.70	7.79	27.08
36									2.17	4.69	7.25	6.82	20.93
37									0.00	3.12	5.80	5.84	14.77
38										1.56	4.35	4.87	10.78
39										0.00	2.90	3.90	6.80
40											1.45	2.92	4.37
41											0.00	1.95	1.95
42												0.97	0.97
43												0.00	0.00



**FIGURA 4.14. Hidrograma de avenida (T=100 años) – Desembocadura del río Lampa**

**CUADRO 4.40. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=500 años) –Desembocadura del río Lampa**

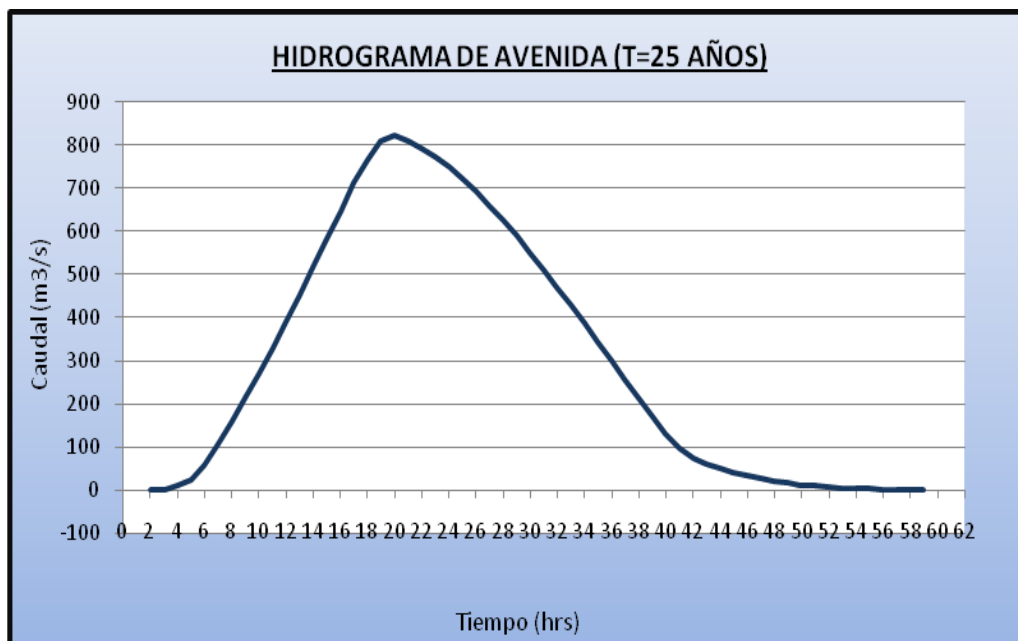
Tiempo (hrs)	29.20	219.26	399.05	94.30	72.63	64.56	50.20	38.45	35.24	26.45	24.56	17.65	Q Total (m <sup>3</sup> /s)
	3.65	27.41	49.88	11.79	9.08	8.07	6.27	4.81	4.41	3.31	3.07	2.21	
	2.25	16.87	30.70	7.25	5.59	4.97	3.86	2.96	2.71	2.03	1.89	1.36	
0	0.00												0.00
1	3.65												3.65
2	7.30	0.00											7.30
3	10.95	27.41											38.36
4	14.60	54.82	0.00										69.42
5	18.25	82.22	49.88										150.35
6	21.90	109.63	99.76	0.00									231.29
7	25.55	137.04	149.65	11.79									324.02
8	29.20	164.45	199.53	23.57	0.00								416.75
9	26.95	191.86	249.41	35.36	9.08								512.66
10	24.71	219.26	299.29	47.15	18.16	0.00							608.57
11	22.46	202.40	349.17	58.94	27.24	8.07							668.27
12	20.21	185.53	399.05	70.72	36.31	16.14	0.00						727.98
13	17.97	168.66	368.36	82.51	45.39	24.21	6.27						713.38
14	15.72	151.80	337.66	94.30	54.47	32.28	12.55	0.00					698.78
15	13.48	134.93	306.97	87.05	63.55	40.35	18.82	4.81					669.95
16	11.23	118.06	276.27	79.79	72.63	48.42	25.10	9.61	0.00				641.12
17	8.98	101.20	245.57	72.54	67.04	56.49	31.37	14.42	4.41				602.02
18	6.74	84.33	214.88	65.28	61.46	64.56	37.65	19.22	8.81	0.00			562.93
19	4.49	67.47	184.18	58.03	55.87	59.59	43.92	24.03	13.22	3.31			514.11
20	2.25	50.60	153.48	50.78	50.28	54.63	50.20	28.84	17.62	6.61	0.00		465.28
21	0.00	33.73	122.79	43.52	44.70	49.66	46.34	33.64	22.03	9.92	3.07		409.39
22		16.87	92.09	36.27	39.11	44.70	42.48	38.45	26.43	13.23	6.14	0.00	355.75
23		0.00	61.39	29.02	33.52	39.73	38.61	35.49	30.84	16.53	9.21	2.21	296.55
24			30.70	21.76	27.93	34.76	34.75	32.53	35.24	19.84	12.28	4.41	254.22
25			0.00	14.51	22.35	29.80	30.89	29.58	32.53	23.14	15.35	6.62	204.77
26				7.25	16.76	24.83	27.03	26.62	29.82	26.45	18.42	8.83	186.01
27				0.00	11.17	19.86	23.17	23.66	27.11	24.42	21.49	11.03	161.92
28					5.59	14.90	19.31	20.70	24.40	22.38	24.56	13.24	145.08
29					0.00	9.93	15.45	17.75	21.69	20.35	22.67	15.45	123.28
30						4.97	11.58	14.79	18.98	18.31	20.78	17.65	107.06
31						0.00	7.72	11.83	16.27	16.28	18.89	16.30	87.29
32							3.86	8.87	13.56	14.24	17.00	14.94	72.47
33							0.00	5.92	10.84	12.21	15.12	13.58	57.66
34								2.96	8.13	10.17	13.23	12.22	46.71
35								0.00	5.42	8.14	11.34	10.86	35.76
36									2.71	6.10	9.45	9.51	27.77
37									0.00	4.07	7.56	8.15	19.77
38										2.03	5.67	6.79	14.49
39										0.00	3.78	5.43	9.21
40											1.89	4.07	5.96
41											0.00	2.72	2.72
42												1.36	1.36
43												0.00	0.00



**FIGURA 4.15. Hidrograma de avenida (T=500 años) – Desembocadura del río Lampa**

**CUADRO 4.41. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=25 años) – Desembocadura del río Coata**

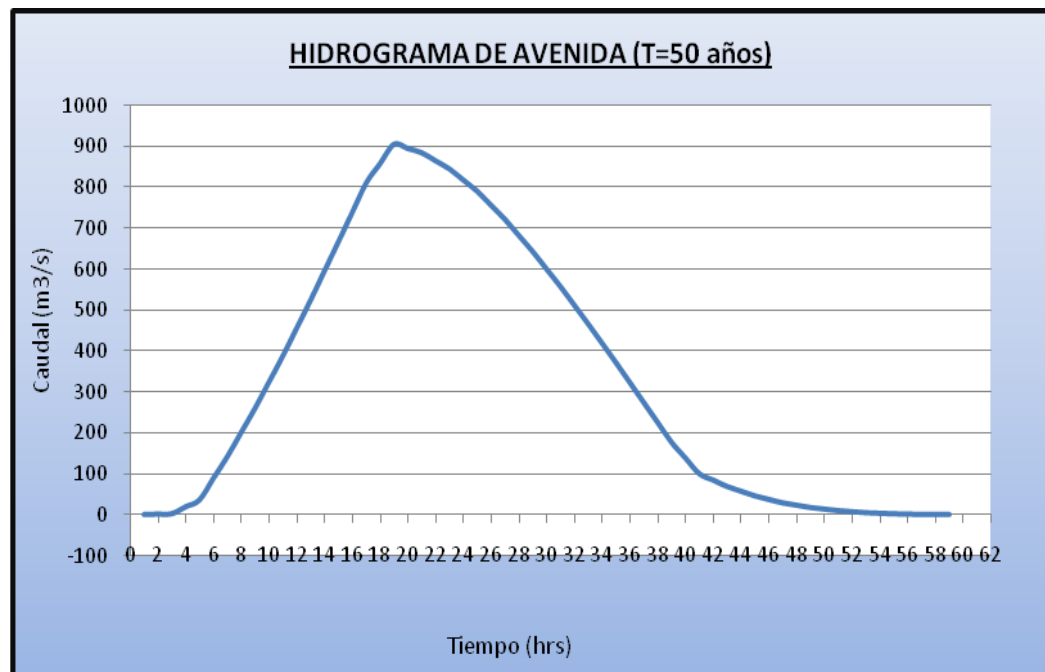
Tiempo (hrs)	10.46	208.61	475.97	70.24	56.78	52.05	35.49	21.29	19.87	8.43	7.93	4.75	Q Total (m3/s)
	0.75	14.90	34.00	5.02	4.06	3.72	2.53	1.52	1.42	0.60	0.57	0.34	
	0.48	9.48	21.63	3.19	2.58	2.37	1.61	0.97	0.90	0.38	0.36	0.22	
0	0.00												0.00
1	0.75												0.75
2	1.49	0.00											1.49
3	2.24	14.90											17.14
4	2.99	29.80	0.00										32.79
5	3.74	44.70	34.00										82.44
6	4.48	59.60	68.00	0.00									132.08
7	5.23	74.50	101.99	5.02									186.74
8	5.98	89.40	135.99	10.03	0.00								241.41
9	6.72	104.30	169.99	15.05	4.06								300.12
10	7.47	119.21	203.99	20.07	8.11	0.00							358.84
11	8.22	134.11	237.98	25.09	12.17	3.72							421.28
12	8.97	149.01	271.98	30.10	16.22	7.44	0.00						483.72
13	9.71	163.91	305.98	35.12	20.28	11.15	2.53						548.69
14	<b>10.46</b>	178.81	339.98	40.14	24.33	14.87	5.07	0.00					613.66
15	9.99	193.71	373.97	45.16	28.39	18.59	7.60	1.52					678.93
16	9.51	<b>208.61</b>	407.97	50.17	32.45	22.31	10.14	3.04	0.00				744.20
17	9.03	199.13	441.97	55.19	36.50	26.02	12.67	4.56	1.42				786.50
18	8.56	189.64	<b>475.97</b>	60.21	40.56	29.74	15.21	6.08	2.84	0.00			<b>828.81</b>
19	8.08	180.16	454.33	65.22	44.61	33.46	17.74	7.60	4.26	0.60			816.08
20	7.61	170.68	432.70	<b>70.24</b>	48.67	37.18	20.28	9.13	5.68	1.20	0.00		803.36
21	7.13	161.20	411.06	67.05	52.73	40.90	22.81	10.65	7.10	1.81	0.57		782.99
22	6.66	151.72	389.43	63.86	<b>56.78</b>	44.61	25.35	12.17	8.52	2.41	1.13	0.00	762.62
23	6.18	142.23	367.79	60.66	54.20	48.33	27.88	13.69	9.94	3.01	1.70	0.34	735.96
24	5.71	132.75	346.16	57.47	51.62	<b>52.05</b>	30.42	15.21	11.36	3.61	2.27	0.68	709.29
25	5.23	123.27	324.52	54.28	49.04	49.68	32.95	16.73	12.78	4.21	2.83	1.02	676.54
26	4.75	113.79	302.89	51.09	46.46	47.32	<b>35.49</b>	18.25	14.20	4.82	3.40	1.36	643.79
27	4.28	104.30	281.25	47.89	43.88	44.95	33.87	19.77	15.61	5.42	3.97	1.69	606.90
28	3.80	94.82	259.62	44.70	41.30	42.59	32.26	<b>21.29</b>	17.03	6.02	4.53	2.03	570.00
29	3.33	85.34	237.98	41.51	38.71	40.22	30.65	20.32	18.45	6.62	5.10	2.37	530.61
30	2.85	75.86	216.35	38.31	36.13	37.85	29.04	19.36	<b>19.87</b>	7.22	5.67	2.71	491.23
31	2.38	66.38	194.71	35.12	33.55	35.49	27.42	18.39	18.97	7.83	6.23	3.05	449.52
32	1.90	56.89	173.08	31.93	30.97	33.12	25.81	17.42	18.07	<b>8.43</b>	6.80	3.39	407.81
33	1.43	47.41	151.44	28.74	28.39	30.76	24.20	16.45	17.16	8.05	7.37	3.73	365.12
34	0.95	37.93	129.81	25.54	25.81	28.39	22.58	15.49	16.26	7.66	<b>7.93</b>	4.07	322.42
35	0.48	28.45	108.17	22.35	23.23	26.02	20.97	14.52	15.36	7.28	7.57	4.41	278.80
36	0.00	18.96	86.54	19.16	20.65	23.66	19.36	13.55	14.45	6.90	7.21	<b>4.75</b>	235.18
37		9.48	64.90	15.96	18.07	21.29	17.74	12.58	13.55	6.51	6.85	4.53	191.48
38		0.00	43.27	12.77	15.49	18.93	16.13	11.61	12.65	6.13	6.49	4.31	147.78
39			21.63	9.58	12.90	16.56	14.52	10.65	11.74	5.75	6.13	4.10	113.56
40			0.00	6.39	10.32	14.20	12.90	9.68	10.84	5.36	5.77	3.88	79.34
41				3.19	7.74	11.83	11.29	8.71	9.94	4.98	5.41	3.67	66.76
42				0.00	5.16	9.46	9.68	7.74	9.03	4.60	5.05	3.45	54.18
43					2.58	7.10	8.07	6.77	8.13	4.21	4.69	3.24	44.79
44					0.00	4.73	6.45	5.81	7.23	3.83	4.33	3.02	35.40
45						2.37	4.84	4.84	6.32	3.45	3.97	2.80	28.59
46						0.00	3.23	3.87	5.42	3.06	3.61	2.59	21.78
47							1.61	2.90	4.52	2.68	3.25	2.37	17.33
48							0.00	1.94	3.61	2.30	2.88	2.16	12.89
49								0.97	2.71	1.92	2.52	1.94	10.06
50								0.00	1.81	1.53	2.16	1.73	7.23
51									0.90	1.15	1.80	1.51	5.37
52									0.00	0.77	1.44	1.29	3.50
53										0.38	1.08	1.08	2.54
54										0.00	0.72	0.86	1.58
55											0.36	0.65	1.01
56											0.00	0.43	0.43
57												0.22	0.22
58												0.00	0.00



**FIGURA 4.16. HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=25 años) – Desembocadura del río Coata**

**CUADRO 4.42. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=50 años) – Desembocadura del río Coata**

Tiempo (hrs)	13.13	224.97	501.44	89.45	65.99	60.50	42.87	27.77	25.92	13.76	12.95	2.87	Q Total (m3/s)
	0.94	16.07	35.82	6.39	4.71	4.32	3.06	1.98	1.85	0.98	0.93	0.20	
	0.60	10.23	22.79	4.07	3.00	2.75	1.95	1.26	1.18	0.63	0.59	0.13	
0	0.00												0.00
1	0.94												0.94
2	1.88	0.00											1.88
3	2.81	16.07											18.88
4	3.75	32.14	0.00										35.89
5	4.69	48.21	35.82										88.72
6	5.63	64.28	71.63	0.00									141.54
7	6.57	80.35	107.45	6.39									200.76
8	7.50	96.42	143.27	12.78	0.00								259.97
9	8.44	112.49	179.09	19.17	4.71								323.90
10	9.38	128.56	214.90	25.56	9.43	0.00							387.83
11	10.32	144.63	250.72	31.95	14.14	4.32							456.08
12	11.26	160.70	286.54	38.34	18.86	8.64	0.00						524.33
13	12.20	176.77	322.36	44.73	23.57	12.96	3.06						595.64
14	13.13	192.83	358.17	51.12	28.28	17.28	6.12	0.00					666.95
15	12.54	208.90	393.99	57.51	33.00	21.61	9.19	1.98					738.71
16	11.94	224.97	429.81	63.89	37.71	25.93	12.25	3.97	0.00				810.47
17	11.34	214.75	465.63	70.28	42.43	30.25	15.31	5.95	1.85				857.79
18	10.75	204.52	501.44	76.67	47.14	34.57	18.37	7.93	3.70	0.00			905.10
19	10.15	194.30	478.65	83.06	51.85	38.89	21.44	9.92	5.55	0.98			894.79
20	9.55	184.07	455.86	89.45	56.57	43.21	24.50	11.90	7.41	1.97	0.00		884.48
21	8.95	173.84	433.07	85.39	61.28	47.53	27.56	13.89	9.26	2.95	0.93		864.64
22	8.36	163.62	410.27	81.32	65.99	51.85	30.62	15.87	11.11	3.93	1.85	0.00	844.80
23	7.76	153.39	387.48	77.25	63.00	56.17	33.69	17.85	12.96	4.92	2.78	0.20	817.45
24	7.16	143.17	364.69	73.19	60.00	60.50	36.75	19.84	14.81	5.90	3.70	0.41	790.10
25	6.57	132.94	341.89	69.12	57.00	57.75	39.81	21.82	16.66	6.88	4.63	0.61	755.68
26	5.97	122.71	319.10	65.06	54.00	55.00	42.87	23.80	18.51	7.86	5.55	0.82	721.26
27	5.37	112.49	296.31	60.99	51.00	52.25	40.93	25.79	20.36	8.85	6.48	1.02	681.82
28	4.78	102.26	273.52	56.92	48.00	49.50	38.98	27.77	22.22	9.83	7.40	1.23	642.39
29	4.18	92.03	250.72	52.86	45.00	46.75	37.03	26.51	24.07	10.81	8.33	1.43	599.71
30	3.58	81.81	227.93	48.79	42.00	44.00	35.08	25.25	25.92	11.80	9.25	1.64	557.04
31	2.98	71.58	205.14	44.73	39.00	41.25	33.13	23.98	24.74	12.78	10.18	1.84	511.33
32	2.39	61.36	182.34	40.66	36.00	38.50	31.18	22.72	23.56	13.76	11.10	2.05	465.62
33	1.79	51.13	159.55	36.59	33.00	35.75	29.23	21.46	22.38	13.14	12.03	2.25	418.30
34	1.19	40.90	136.76	32.53	30.00	33.00	27.28	20.20	21.21	12.51	12.95	2.46	370.99
35	0.60	30.68	113.96	28.46	27.00	30.25	25.33	18.93	20.03	11.89	12.36	2.66	322.16
36	0.00	20.45	91.17	24.40	24.00	27.50	23.39	17.67	18.85	11.26	11.78	2.87	273.33
37		10.23	68.38	20.33	21.00	24.75	21.44	16.41	17.67	10.63	11.19	2.74	224.76
38		0.00	45.59	16.26	18.00	22.00	19.49	15.15	16.49	10.01	10.60	2.61	176.19
39			22.79	12.20	15.00	19.25	17.54	13.89	15.32	9.38	10.01	2.48	137.85
40			0.00	8.13	12.00	16.50	15.59	12.62	14.14	8.76	9.42	2.35	99.51
41				4.07	9.00	13.75	13.64	11.36	12.96	8.13	8.83	2.22	83.96
42				0.00	6.00	11.00	11.69	10.10	11.78	7.51	8.24	2.09	68.41
43					3.00	8.25	9.74	8.84	10.60	6.88	7.65	1.96	56.92
44					0.00	5.50	7.80	7.57	9.43	6.26	7.07	1.82	45.44
45						2.75	5.85	6.31	8.25	5.63	6.48	1.69	36.96
46						0.00	3.90	5.05	7.07	5.00	5.89	1.56	28.47
47							1.95	3.79	5.89	4.38	5.30	1.43	22.74
48							0.00	2.52	4.71	3.75	4.71	1.30	17.00
49								1.26	3.53	3.13	4.12	1.17	13.22
50								0.00	2.36	2.50	3.53	1.04	9.43
51									1.18	1.88	2.94	0.91	6.91
52									0.00	1.25	2.36	0.78	4.39
53										0.63	1.77	0.65	3.04
54										0.00	1.18	0.52	1.70
55											0.59	0.39	0.98
56											0.00	0.26	0.26
57												0.13	0.13
58												0.00	0.00

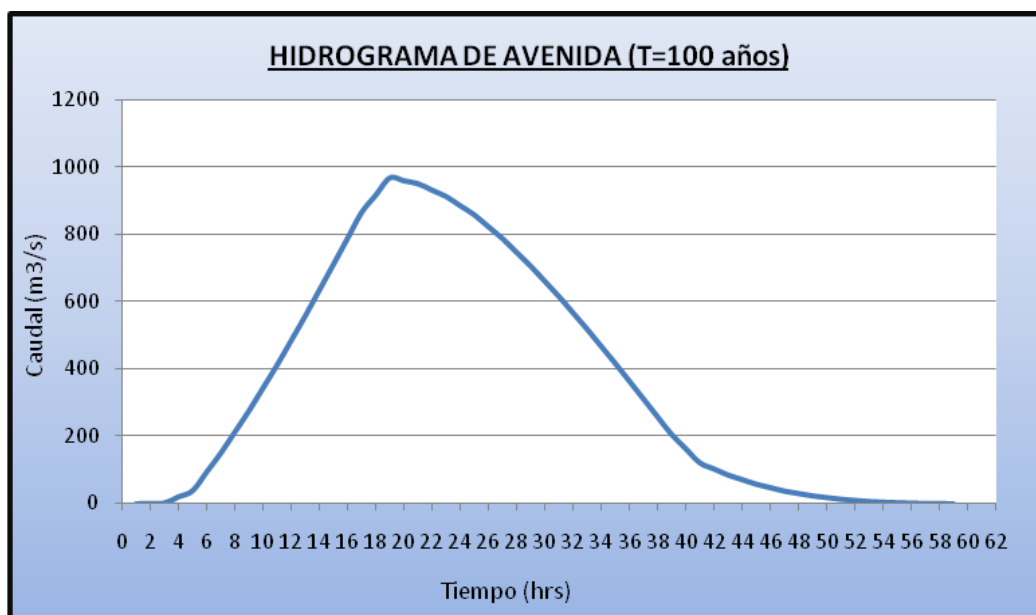


**FIGURA 4.17. Hidrograma de avenida (T=50 años) – Desembocadura del río Coata**

**CUADRO 4.43. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=100 años) – Desembocadura del río Coata**

Tiempo (hrs)	15.76	239.83	524.34	98.99	74.23	68.04	49.47	33.56	31.32	18.53	17.44	6.84	Q Total (m3/s)
	1.13	17.13	37.45	7.07	5.30	4.86	3.53	2.40	2.24	1.32	1.25	0.49	
	0.72	10.90	23.83	4.50	3.37	3.09	2.25	1.53	1.42	0.84	0.79	0.31	
0	0.00												0.00
1	1.13												1.13
2	2.25	0.00											2.25
3	3.38	17.13											20.51
4	4.50	34.26	0.00										38.76
5	5.63	51.39	37.45										94.47
6	6.75	68.52	74.91	0.00									150.18
7	7.88	85.65	112.36	7.07									212.96
8	9.00	102.79	149.81	14.14	0.00								275.74
9	10.13	119.92	187.26	21.21	5.30								343.82
10	11.26	137.05	224.72	28.28	10.60	0.00							411.91
11	12.38	154.18	262.17	35.35	15.91	4.86							484.85
12	13.51	171.31	299.62	42.42	21.21	9.72	0.00						557.79
13	14.63	188.44	337.07	49.49	26.51	14.58	3.53						634.27
14	15.76	205.57	374.53	56.56	31.81	19.44	7.07	0.00					710.74
15	15.04	222.70	411.98	63.63	37.11	24.30	10.60	2.40					787.77
16	14.32	239.83	449.43	70.70	42.42	29.16	14.14	4.79	0.00				864.80
17	13.61	228.93	486.89	77.77	47.72	34.02	17.67	7.19	2.24				916.04
18	12.89	218.03	524.34	84.85	53.02	38.88	21.20	9.59	4.47	0.00			967.27
19	12.18	207.13	500.50	91.92	58.32	43.74	24.74	11.99	6.71	1.32			958.55
20	11.46	196.23	476.67	98.99	63.62	48.60	28.27	14.38	8.95	2.65	0.00		949.82
21	10.74	185.33	452.84	94.49	68.93	53.46	31.80	16.78	11.19	3.97	1.25		930.77
22	10.03	174.42	429.00	89.99	74.23	58.32	35.34	19.18	13.42	5.29	2.49	0.00	911.72
23	9.31	163.52	405.17	85.49	70.85	63.18	38.87	21.57	15.66	6.62	3.74	0.49	884.48
24	8.59	152.62	381.34	80.99	67.48	68.04	42.41	23.97	17.90	7.94	4.98	0.98	857.24
25	7.88	141.72	357.50	76.49	64.11	64.95	45.94	26.37	20.14	9.26	6.23	1.47	822.05
26	7.16	130.82	333.67	71.99	60.73	61.86	49.47	28.76	22.37	10.59	7.47	1.95	786.86
27	6.45	119.92	309.84	67.49	57.36	58.76	47.23	31.16	24.61	11.91	8.72	2.44	745.88
28	5.73	109.02	286.00	62.99	53.98	55.67	44.98	33.56	26.85	13.24	9.97	2.93	704.91
29	5.01	98.11	262.17	58.49	50.61	52.58	42.73	32.03	29.08	14.56	11.21	3.42	660.01
30	4.30	87.21	238.34	53.99	47.24	49.49	40.48	30.51	31.32	15.88	12.46	3.91	615.12
31	3.58	76.31	214.50	49.49	43.86	46.39	38.23	28.98	29.90	17.21	13.70	4.40	566.56
32	2.86	65.41	190.67	44.99	40.49	43.30	35.98	27.46	28.47	18.53	14.95	4.89	518.00
33	2.15	54.51	166.83	40.49	37.11	40.21	33.73	25.93	27.05	17.69	16.19	5.37	467.28
34	1.43	43.61	143.00	36.00	33.74	37.11	31.48	24.41	25.63	16.84	17.44	5.86	416.55
35	0.72	32.70	119.17	31.50	30.37	34.02	29.23	22.88	24.20	16.00	16.65	6.35	363.79
36	0.00	21.80	95.33	27.00	26.99	30.93	26.99	21.36	22.78	15.16	15.85	6.84	311.03
37		10.90	71.50	22.50	23.62	27.84	24.74	19.83	21.36	14.32	15.06	6.53	258.18
38		0.00	47.67	18.00	20.24	24.74	22.49	18.30	19.93	13.48	14.27	6.22	205.34
39			23.83	13.50	16.87	21.65	20.24	16.78	18.51	12.63	13.48	5.91	163.40
40			0.00	9.00	13.50	18.56	17.99	15.25	17.08	11.79	12.68	5.60	121.45
41				4.50	10.12	15.46	15.74	13.73	15.66	10.95	11.89	5.29	103.34
42				0.00	6.75	12.37	13.49	12.20	14.24	10.11	11.10	4.97	85.23
43					3.37	9.28	11.24	10.68	12.81	9.26	10.31	4.66	71.62
44					0.00	6.19	9.00	9.15	11.39	8.42	9.51	4.35	58.01
45						3.09	6.75	7.63	9.97	7.58	8.72	4.04	47.77
46						0.00	4.50	6.10	8.54	6.74	7.93	3.73	37.54
47							2.25	4.58	7.12	5.90	7.13	3.42	30.39
48							0.00	3.05	5.69	5.05	6.34	3.11	23.25
49								1.53	4.27	4.21	5.55	2.80	18.35
50								0.00	2.85	3.37	4.76	2.49	13.46
51									1.42	2.53	3.96	2.18	10.09
52									0.00	1.68	3.17	1.87	6.72
53										0.84	2.38	1.55	4.77
54										0.00	1.59	1.24	2.83
55											0.79	0.93	1.73
56											0.00	0.62	0.62
57												0.31	0.31
58												0.00	0.00

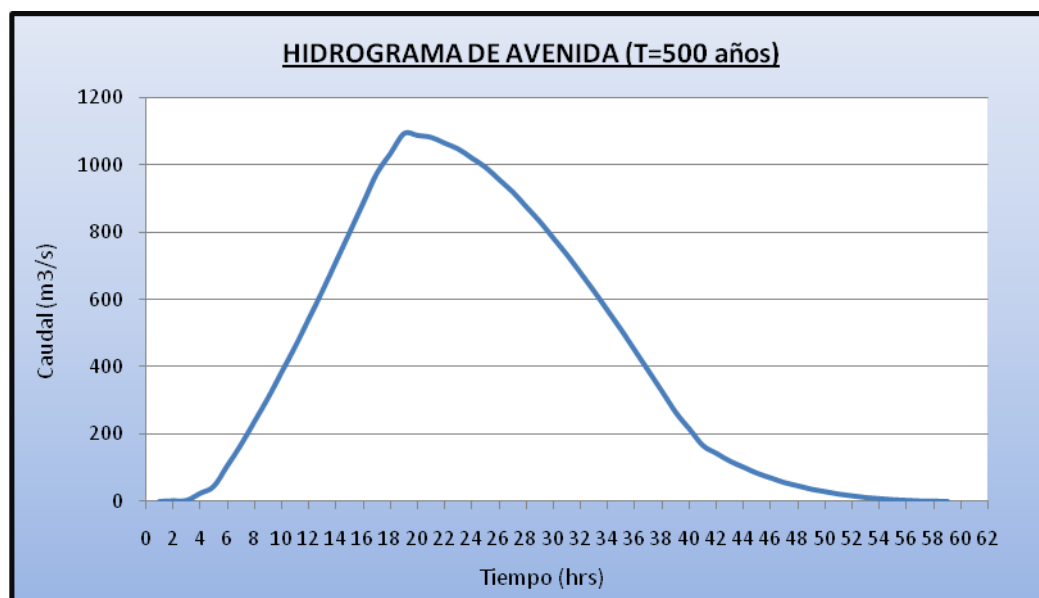




**FIGURA 4.18. HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=100 años) – Desembocadura del río Coata**

**CUADRO 4.44. Cálculo de caudales de avenida para AMC III (T=500 años) – Desembocadura del río Coata**

Tiempo (hrs)	21.75	270.67	571.18	118.36	90.96	83.38	62.88	45.32	42.30	28.21	26.55	14.91	Q Total (m3/s)
	1.55	19.33	40.80	8.45	6.50	5.96	4.49	3.24	3.02	2.02	1.90	1.07	
	0.99	12.30	25.96	5.38	4.13	3.79	2.86	2.06	1.92	1.28	1.21	0.68	
0	0.00												0.00
1	1.55												1.55
2	3.11	0.00											3.11
3	4.66	19.33											24.00
4	6.22	38.67	0.00										44.88
5	7.77	58.00	40.80										106.57
6	9.32	77.33	81.60	0.00									168.25
7	10.88	96.67	122.39	8.45									238.39
8	12.43	116.00	163.19	16.91	0.00								308.53
9	13.98	135.33	203.99	25.36	6.50								385.17
10	15.54	154.67	244.79	33.82	12.99	0.00							461.81
11	17.09	174.00	285.59	42.27	19.49	5.96							544.40
12	18.65	193.33	326.39	50.72	25.99	11.91	0.00						626.99
13	20.20	212.67	367.18	59.18	32.48	17.87	4.49						714.07
14	21.75	232.00	407.98	67.63	38.98	23.82	8.98	0.00					801.16
15	20.77	251.33	448.78	76.09	45.48	29.78	13.48	3.24					888.94
16	19.78	270.67	489.58	84.54	51.98	35.73	17.97	6.47	0.00				976.71
17	18.79	258.37	530.38	92.99	58.47	41.69	22.46	9.71	3.02				1035.88
18	17.80	246.06	571.18	101.45	64.97	47.64	26.95	12.95	6.04	0.00			1095.04
19	16.81	233.76	545.21	109.90	71.47	53.60	31.44	16.19	9.06	2.02			1089.46
20	15.82	221.46	519.25	118.36	77.96	59.56	35.93	19.42	12.09	4.03	0.00		1083.87
21	14.83	209.15	493.29	112.98	84.46	65.51	40.43	22.66	15.11	6.05	1.90		1066.36
22	13.84	196.85	467.33	107.60	90.96	71.47	44.92	25.90	18.13	8.06	3.79	0.00	1048.84
23	12.85	184.55	441.36	102.22	86.82	77.42	49.41	29.13	21.15	10.08	5.69	1.07	1021.75
24	11.87	172.24	415.40	96.84	82.69	83.38	53.90	32.37	24.17	12.09	7.59	2.13	994.66
25	10.88	159.94	389.44	91.46	78.55	79.59	58.39	35.61	27.19	14.11	9.48	3.20	967.83
26	9.89	147.64	363.48	86.08	74.42	75.80	62.88	38.84	30.21	16.12	11.38	4.26	921.00
27	8.90	135.33	337.51	80.70	70.29	72.01	60.03	42.08	33.23	18.14	13.28	5.33	876.82
28	7.91	123.03	311.55	75.32	66.15	68.22	57.17	45.32	36.26	20.15	15.17	6.39	832.64
29	6.92	110.73	285.59	69.94	62.02	64.43	54.31	43.26	39.28	22.17	17.07	7.46	783.16
30	5.93	98.42	259.63	64.56	57.88	60.64	51.45	41.20	42.30	24.18	18.97	8.52	733.68
31	4.94	86.12	233.66	59.18	53.75	56.85	48.59	39.14	40.38	26.20	20.86	9.59	679.26
32	3.96	73.82	207.70	53.80	49.61	53.06	45.73	37.08	38.45	28.21	22.76	10.65	624.84
33	2.97	61.52	181.74	48.42	45.48	49.27	42.88	35.02	36.53	26.93	24.66	11.72	567.12
34	1.98	49.21	155.78	43.04	41.34	45.48	40.02	32.96	34.61	25.65	26.55	12.78	509.40
35	0.99	36.91	129.81	37.66	37.21	41.69	37.16	30.90	32.68	24.37	25.35	13.85	448.57
36	0.00	24.61	103.85	32.28	33.08	37.90	34.30	28.84	30.76	23.08	24.14	14.91	387.75
37		12.30	77.89	26.90	28.94	34.11	31.44	26.78	28.84	21.80	22.93	14.23	326.17
38		0.00	51.93	21.52	24.81	30.32	28.58	24.72	26.92	20.52	21.73	13.56	264.59
39			25.96	16.14	20.67	26.53	25.73	22.66	24.99	19.24	20.52	12.88	215.32
40			0.00	10.76	16.54	22.74	22.87	20.60	23.07	17.95	19.31	12.20	166.04
41				5.38	12.40	18.95	20.01	18.54	21.15	16.67	18.11	11.52	142.73
42				0.00	8.27	15.16	17.15	16.48	19.23	15.39	16.90	10.84	119.42
43					4.13	11.37	14.29	14.42	17.30	14.11	15.69	10.17	101.48
44					0.00	7.58	11.43	12.36	15.38	12.82	14.48	9.49	83.55
45						3.79	8.58	10.30	13.46	11.54	13.28	8.81	69.75
46						0.00	5.72	8.24	11.54	10.26	12.07	8.13	55.96
47							2.86	6.18	9.61	8.98	10.86	7.46	45.95
48							0.00	4.12	7.69	7.69	9.66	6.78	35.94
49								2.06	5.77	6.41	8.45	6.10	28.79
50								0.00	3.85	5.13	7.24	5.42	21.64
51									1.92	3.85	6.04	4.74	16.55
52									0.00	2.56	4.83	4.07	11.46
53										1.28	3.62	3.39	8.29
54										0.00	2.41	2.71	5.13
55											1.21	2.03	3.24
56											0.00	1.36	1.36
57												0.68	0.68
58												0.00	0.00



**FIGURA 4.19. HIDROGRAMA DE AVENIDA (T=500 años) – Desembocadura del río Coata**

## 4.2.7 CUENCA REGULA DEL RIO CERRILLOS

### 4.2.7.1 La represa Lagunillas

La cuenca del río Cerrillos es donde se ubica el embalse Lagunillas que es uno de los elementos hidrológicos e hidráulicos de mucho interés dentro de la concepción e implementación del Proyecto de Irrigación Sistema Integral Lagunillas.

Este embalse se ha conseguido realizando obras de afianzamiento en la laguna natural de Lagunillas. En el cauce efluente de la laguna natural se ha construido una presa de gravedad, con lo cual se ha incrementado la capacidad de almacenamiento para un volumen útil

de 500 MMC. En el Cuadro 4.51 se presenta las características de la presa Lagunillas.

**CUADRO 4.45. Características hidráulicas de la presa Lagunillas**

Volumen Útil (aprox.)	: 500 MMC
Capacidad máxima de descarga	: 20 m <sup>3</sup> /s
Cota máxima de operación	: 4168.80 msnm.
Cota mínima de operación	: 4157.25 msnm.
Año de inicio de operación	: 1999
Control de aforo	: No funciona
Reglas de operación	: No tiene
Administración Actual	: PELT
Demanda Actual	: 10 m <sup>3</sup> /s
Área espejo de agua actual	: 65.12 Km <sup>2</sup>
Área espejo antes de embalse	: 25.31 Km <sup>2</sup>

**Fuente:** Evaluación de los recursos hídricos de las cuencas de los ríos Coata y Lampa - ALA Juliaca. Año (2007).



**FIGURA 4.20. Represa Lagunillas**

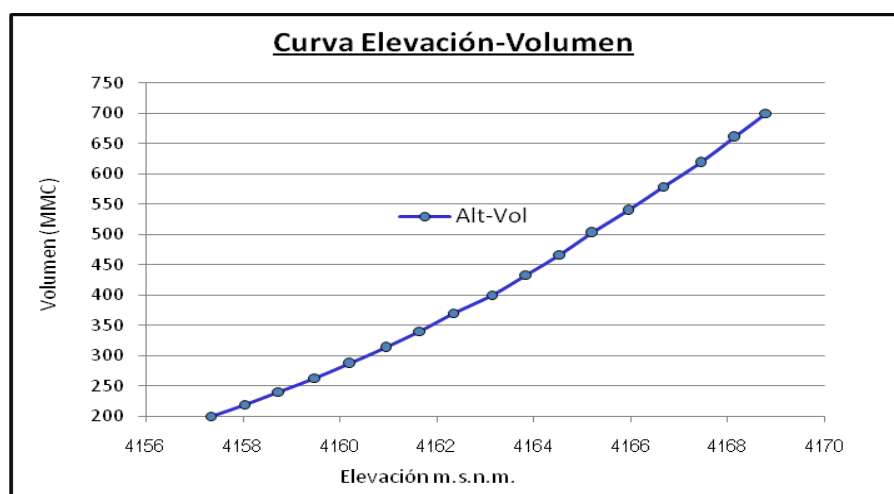
#### 4.2.7.2 Simulación hidrológica de la cuenca del río Cerrillos

La cuenca del río Cerrillos por ser una cuenca regulada, se ha realizado la simulación hidrológica con el programa HEC-HMS para

estimar los caudales de entrada y descarga de la estructura de regulación en base a los datos de precipitación.

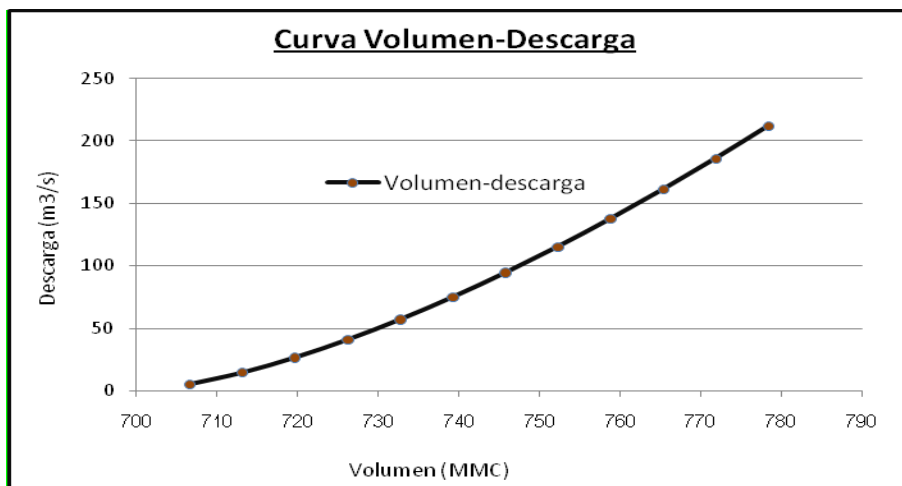
Para esto es necesario determinar algunas características de la cuenca como el área, precipitación máxima en 24 horas de la cuenca, tiempo de concentración, Número de Curva, pérdidas iniciales y las características propias de la presa Lagunillas.

Para estimar los caudales de ingreso y descarga del embalse se ha utilizado la gráfica de las curvas Volumen-descarga y Elevación-volumen de la presa Lagunillas.



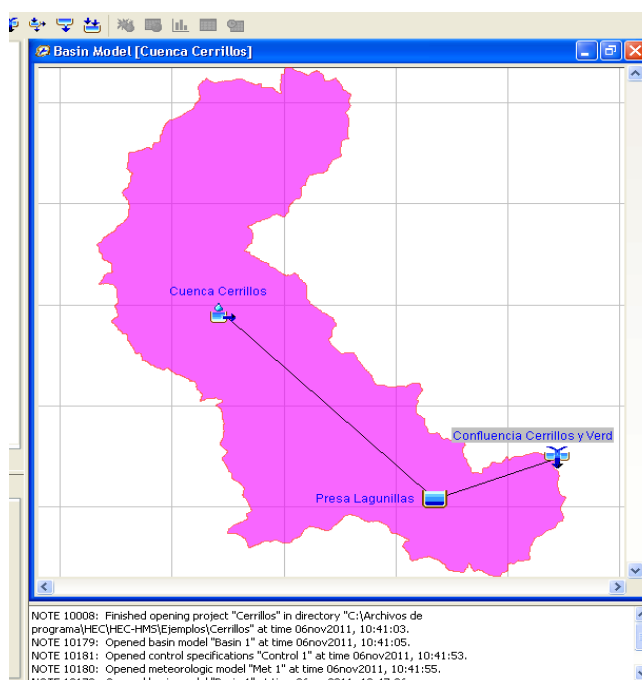
**FIGURA 4.21. Curva elevación-volumen del embalse Lagunillas**

Los valores de descarga fueron calculados para los aliviaderos de demasías teniendo como base la curva de la Figura 4.26 que fue proveído por la ALA-Juliaca.



**FIGURA 4.22. Curva volumen-descarga del embalse Lagunillas**

El modelo de la cuenca creado en el entorno del programa HEC-HMS se muestra en la Figura 4.27, para ello se ha importado el modelo de cuenca creado en el SIG en formato map.



**FIGURA 4.23. Entorno de trabajo para la simulación hidrológica en el programa HEC-HMS**

Al ingresar los datos hidrológicos, modelo de cuenca, modelos meteorológicos y el control de especificaciones, se ha realizado la simulación hidrológica, y los valores de caudales picos arrojados a la salida de la presa Lagunillas son de 25.30 m<sup>3</sup>/s, 27.40 m<sup>3</sup>/s, 30.50 m<sup>3</sup>/s y 38.50 m<sup>3</sup>/s para los períodos de retorno de 25, 50, 100 y 500 años respectivamente. Estos valores serán considerados como caudales de aporte en la confluencia de los ríos Cerrillos y Verde.

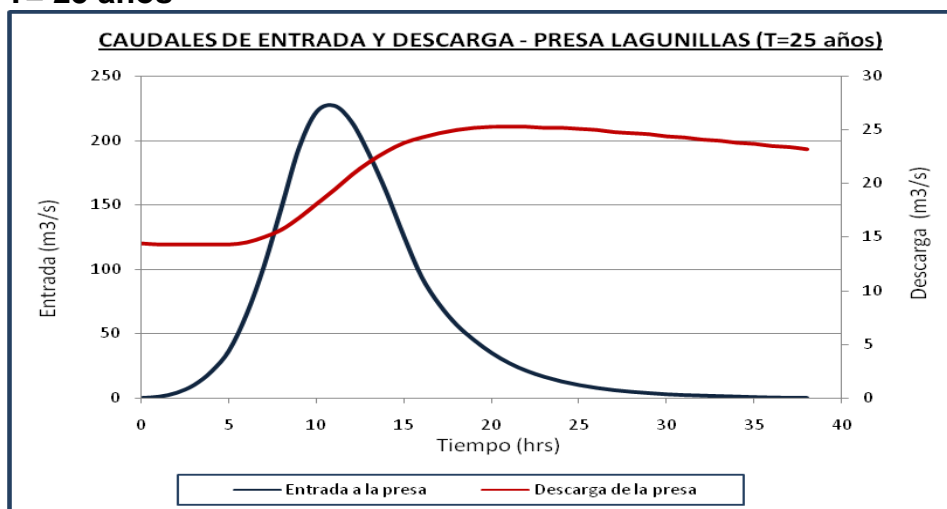
**CUADRO 4.46. Simulación de caudales de entrada y descarga de la presa Lagunillas en HEC-HMS**

Tiempo (hr)	T=25 años		T=50 años		T=100 años		T=500 años	
	Entrada a la presa (m3/s)	Salida de la presa (m3/s)	Entrada a la presa (m3/s)	Salida de la presa (m3/s)	Entrada a la presa (m3/s)	Salida de la presa (m3/s)	Entrada a la presa (m3/s)	Salida de la presa (m3/s)
0	0.00	14.40	0.00	14.40	0.00	14.40	0.00	14.40
1	1.00	14.30	1.10	14.30	1.10	14.30	1.30	14.30
2	4.00	14.30	4.20	14.30	4.50	14.30	5.20	14.30
3	10.10	14.30	10.80	14.30	11.50	14.30	13.20	14.30
4	20.70	14.30	22.10	14.30	23.50	14.30	27.80	14.30
5	37.00	14.30	40.10	14.40	44.00	14.40	55.60	14.40
6	65.20	14.50	72.40	14.60	81.70	14.70	108.60	14.90
7	102.90	15.00	116.10	15.10	134.00	15.30	184.20	15.80
8	148.50	15.70	169.90	16.00	199.10	16.30	278.70	17.20
9	194.50	16.80	224.20	17.20	264.80	17.70	371.90	19.30
10	222.10	18.10	257.00	18.70	304.40	19.50	427.60	21.80
11	<b>226.70</b>	19.40	<b>263.00</b>	20.30	<b>312.20</b>	21.40	<b>438.50</b>	24.50
12	213.90	20.80	248.60	21.90	295.30	23.30	414.40	27.30
13	188.70	22.00	219.50	23.30	261.10	25.00	366.10	30.20
14	158.70	23.00	184.60	24.50	219.40	26.40	306.40	32.60
15	124.60	23.80	144.80	25.40	171.70	27.80	239.20	34.50
16	93.50	24.30	108.70	26.10	129.00	28.70	179.90	35.80
17	72.50	24.70	84.30	26.50	100.00	29.40	139.50	36.80
18	56.50	25.00	65.70	26.90	78.00	29.90	108.90	37.50
19	44.70	25.20	52.00	27.20	61.80	30.20	86.20	38.00
20	34.80	25.30	40.50	27.30	48.00	30.40	67.00	38.30
21	26.90	<b>25.30</b>	31.30	<b>27.40</b>	37.20	30.50	51.80	38.50
22	20.90	25.30	24.30	27.40	28.90	<b>30.50</b>	40.30	<b>38.50</b>
23	16.30	25.20	19.00	27.30	22.50	30.50	31.40	38.50
24	12.70	25.20	14.70	27.30	17.50	30.40	24.40	38.40
25	9.90	25.10	11.50	27.10	13.60	30.30	19.00	38.30
26	7.70	25.00	8.90	27.00	10.60	30.10	14.80	38.10
27	6.00	24.80	7.00	26.90	8.30	30.00	11.50	37.90
28	4.70	24.70	5.50	26.70	6.50	29.80	9.00	37.70
29	3.70	24.60	4.30	26.50	5.00	29.60	7.00	37.50
30	2.80	24.40	3.30	26.40	3.90	29.40	5.50	37.20
31	2.20	24.30	2.60	26.20	3.10	29.20	4.30	37.00
32	1.80	24.10	2.10	26.10	2.50	29.00	3.50	36.70
33	1.40	24.00	1.60	25.90	1.90	28.80	2.70	36.40
34	1.00	23.80	1.10	25.70	1.40	28.60	1.90	36.20
35	0.60	23.70	0.80	25.60	0.90	28.30	1.20	35.90
36	0.30	23.50	0.40	25.40	0.50	28.10	0.60	35.60
37	0.10	23.40	0.10	25.20	0.10	27.90	0.20	35.30
38	0.00	23.20	0.00	25.10	0.00	27.70	0.00	35.10

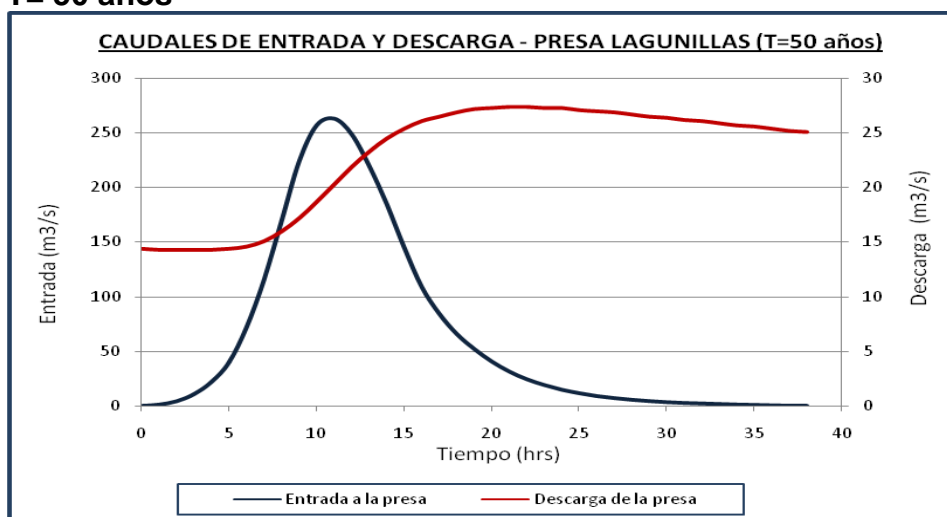


**FIGURA 4.24. Simulación de caudales de entrada y descarga de la presa Lagunillas para 25, 50, 100, 500 años**

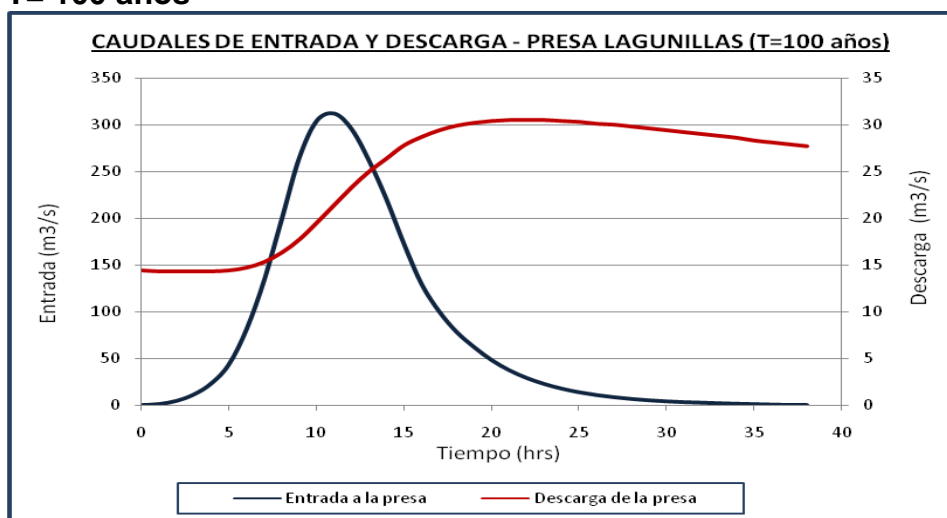
**T= 25 años**

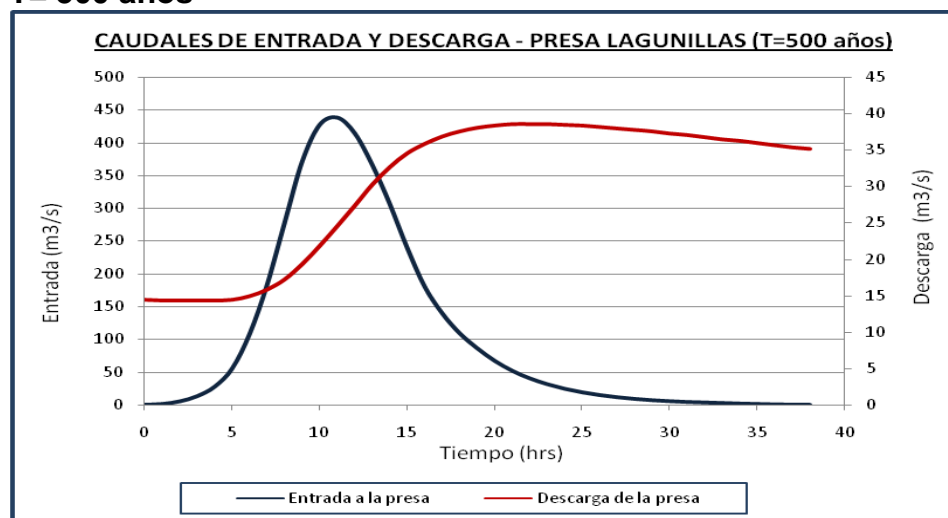


**T= 50 años**



**T= 100 años**



**T= 500 años**

En la simulación de 25 años se puede ver que los caudales de ingreso tienen un tiempo pico de 226.70 m<sup>3</sup>/seg y en tiempo cero no hay caudal de ingreso al embalse y en el tiempo de 38 horas también no hay caudal de ingreso en cambio los caudales de descarga se mantienen casi constantes entre los 14.40 y 23.20 m<sup>3</sup>/seg teniendo un caudal pico de 25.30 m<sup>3</sup>/seg.

A mayor sea el caudal de ingreso mayor será el caudal de descarga

#### 4.3 MANEJO ADECUADO DE MAXIMAS AVENIDAS

Los estudios hidrológicos determinan la avenida máxima a controlar asociada a un determinado período de retorno, el cual depende del tipo de obra y del nivel de riesgo que se le asocie, esto es, los daños potenciales que pueden ser causados en la zona inundable aguas abajo; para ello, se generan y analizan diferentes alternativas que permitan seleccionar las dimensiones y características de las obras o

estructuras hidráulicas, que se requieren para un manejo adecuado del recurso agua y que controle las avenidas en la comunidad de Carata del distrito de Coata.

Se obtuvo un caudal de 1083 m<sup>3</sup>/seg extremo cuyo tiempo medio de retorno es de 500 años, para el plantear el diseño de defensa ribereña se consideró un caudal máximo de 1100 m<sup>3</sup>/seg.

#### **4.3.1 DISEÑO HIDRAULICO Y PROFUNDIDAD DE DESCOLMATAACION**

##### **4.3.1.1 Sección estable del río**

Existen varios y diferentes métodos de cálculo de la sección estable del lecho del río, se contempla que las condiciones de los ríos requieren una observación directa; en tal sentido, en base a ensayos en este tipo de obras en los ríos de la costa y algunos practicados en la región se puede establecer una sección representativa para el río. Siendo recomendable en condiciones de valle, caso que se da en la zona de trabajo del río Coata, verificar el ancho estable como el caso de áreas no determinadas visiblemente, y en base a esto efectuar los cálculos de los otros parámetros.

El cálculo de la sección estable considera la teoría del régimen estable de Blench - Altunin, o de Simons - Henderson.

**a. Cálculo de la sección estable**

Para el cálculo de la sección estable se considera la teoría del régimen estable de Blench - Altunin o de Simons – Henderson. En un primer momento se evalúa según Blench – altunin.

Los cuales utilizan las siguientes expresiones

$$B = \sqrt{\frac{QF_b}{F_s}} \dots\dots\dots (4.01)$$

$$H = 1.02 \left( \frac{QF_s}{F_b^2} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (4.02)$$

$$S = \frac{0.55F_b^{5/6} F_s^{1/12}}{\left( 1 + \frac{C}{233} \right)} K D m^{1/6} \dots\dots\dots (4.03)$$

$$K = \frac{6.6g}{\gamma^{1/4}} \dots\dots\dots (4.04)$$

Donde:

Dm = Diámetro mediano de la muestra tomada a la altura Hs

D50 está dado en mm

B = Ancho medio de la sección

Fb = Factor de fondo = 1.90 √d50, para material grueso Fb=1.20, y para gravas Fb = Dm <sup>1/3</sup> y para gravas Fb=³√d50\*(1+0.12\*0.05)

Fs = Factor de orilla = 0.2 para material ligeramente cohesivo.

s = Pendiente hidráulica (%)

Q = Caudal de diseño (m3/s)

g = Gravedad = 9.81 m/s<sup>2</sup>

K = Factor secundario

H = Profundidad media (m)

C = Concentración de material de fondo en  $10^{-15}$

**CUADRO 4.47. Valores aproximados de factor de orilla (Fs)**

Tipo de orilla	Fs
Orilla de barro y arena	0.10
Orilla de barro - arcilla - fangosa	0.20
Orilla de material muy cohesivo	0.30

Fuente: Terán A. Rubén, Diseño y construcciones de defensas ribereñas, 1998

Según Blench - Altunin:

$$b = K1(Q)^{0.5} \dots\dots\dots (4.05)$$

Donde:

b: Ancho del rio

K1 : Coeficiente de Blench - Altunin

Q : Caudal  $m^3/seg$

**CUADRO 4.48. Valores de K1 en ecuación de Blench - Altunin**

Condiciones del fondo del río	K1
Fondo y orillas de arena	5.7
Fondo de arena y orillas de material cohesivo	4.2
Fondo y orillas de material cohesivo	3.6
Fondo y orillas de grava	2.9
Fondo de arena y orillas de material no cohesivo	2.8

Fuente: Terán A. Rubén, Diseño y construcciones de defensas ribereñas, 1998

Evaluando según Blench - Altunin los datos, para  $d_{50} = 0.003$  se obtiene el siguiente cuadro de valores para el ancho medio.

**CUADRO 4.49. Valores para el ancho medio según Blench – Altunin**

Q	(1) Fb = 0.10407			(2) Fb = 0.14422			(3) Fb = 0.14474		
m3/s	Fs=0.1	0.2	0.3	Fs=0.1	0.2	0.3	Fs=0.1	0.2	0.3
300	31.98	22.61	18.46	37.65	26.62	21.74	37.72	26.67	21.78
400	36.93	26.11	21.32	43.47	30.74	25.10	43.55	30.80	25.14
600	45.23	31.98	26.11	53.24	37.65	30.74	53.34	37.72	30.80
900	55.39	39.17	31.98	65.21	46.11	37.65	65.33	46.19	37.72
1000	58.39	41.29	33.71	68.74	48.61	39.69	68.86	48.69	39.76
1100	61.24	43.30	35.36	72.09	<b>50.98</b>	41.62	72.22	51.07	41.70

$$Fb = 1.9\sqrt{d_{50}} \dots\dots\dots (4.06)$$

$$Fb = (d_{50})^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (4.07)$$

$$Fb = (d_{50})^{\frac{1}{3}} * (1 + 1.2d_{50}) \dots\dots\dots (4.08)$$

Los valores obtenidos van desde los 33.7 m hasta los 72.2 m

El ancho medio del canal, según Simón y Albertson modificados por Henderson - 1986, es según el cuadro de valores procesados.

$$b = K1\sqrt{Q} \dots\dots\dots (4.09)$$

**CUADRO 4.50. Valores para ancho medio según Simon - Albertson – Henderson**

Q	K1=3.6	3.8	4.0	4.2
300	62.35	65.82	69.28	72.75
400	72.00	76.00	80.00	84.00
600	88.18	93.08	97.98	102.88
900	108.00	114.00	120.00	126.00
1000	<b>113.84</b>	<b>120.17</b>	<b>126.49</b>	<b>132.82</b>
1100	<b>119.40</b>	<b>126.03</b>	<b>132.66</b>	<b>139.30</b>

Los valores van desde los 113.8 m hasta los 139.3 m

Los valores obtenidos según Simón - Albertson - Henderson, superan ampliamente los procesados obtenidos por Blench - Altunin.

Para un  $F_b=0.14422$  y  $F_s=0.2$ , se obtiene  $b= 50.98$

Por criterio practico se toma el valor de  $b=50$  m

El cual es además el ancho medio del río.

**b. Cálculo de la altura media**

Viene a ser la profundidad necesaria para la estructura cuya relación es la siguiente:

$$H = 1.02 \left( \frac{Q F_s}{F b^2} \right)^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (4.10)$$

Donde:

H: Profundidad de la estructura.

Q: Caudal en m<sup>3</sup>/s

Fb : Factor de fondo

Fs: Factor de orilla

Después de evaluar los datos se tiene se obtuvo el siguiente resultado:

H = 5.45 mts.

Lo que hace que se decida por optar una profundidad de 5.45 mts por razones prácticas y de consideración real en la construcción.

**4.3.1.2 Diseño hidráulico de la defensa ribereña**

De acuerdo a los datos hidráulicos que se tienen del río Coata como: caudal, rugosidad, pendiente, talud y base del río, se ha optado el caudal máximo para un período de retorno de 40 años, que es de 1050 m3/s con 50% de que esta avenida se presente, obtenidos de la curva de caudal de diseño vs vida esperada, para efectos prácticos se trabajó con un caudal de diseño de 1100 m3/s. Para él cálculo del tirante medio se aplicará la fórmula de Manning.

$$Q = (AR^{2/3}S^{1/2}) / n \dots\dots\dots (4.11)$$

Dónde:

- Q: Caudal de avenida del proyecto, m3/seg.
- A: Área de la sección, m<sup>2</sup>.
- R: Radio hidráulico.



S: Pendiente del río, m/m.

n: Coeficiente de rugosidad, 0.035.

La altura del terraplén o muro de defensa es igual al tirante máximo más un borde libre, el cual se aproxima a la altura de la energía de la velocidad o carga de la misma, multiplicado por un coeficiente que está en función de la máxima descarga y pendiente del río.

$$H = y + BL \dots\dots\dots (4.12)$$

$$BL = \phi V^2/2g \dots\dots\dots (4.13)$$

Dónde:

- H = Altura del terraplén (m)
- y = Tirante de caudal de diseño (m)
- BL = Borde libre (m)
- v = Velocidad media del agua (m/s)
- g = Gravedad (m/s<sup>2</sup>) = 9.81
- φ = Coeficiente

**CUADRO 4.51. Valores de coeficiente (φ)**

Caudal máximo m <sup>3</sup> /s	Coeficiente φ
3000 - 4000	2.00
2000 - 3000	1.70
1000 - 2000	1.40
500 - 1000	1.20
100 - 500	1.10

Fuente: Terán A. Rubén, Diseño y construcciones de defensas ribereñas, 1998

Para el caso, se tiene φ= 1.40

Además, el borde libre también se calcula conforme a valores del fetch cuando el río se encuentra estable.

FETCH: longitud rectilínea máxima del río que es uniformemente afectada en dirección y fuerza del viento.

**CUADRO 4.52. Valores del Fetch**

Fetch en millas	Velocidad viento km/h	Altura de las olas (metros)	Bordo libre normal (metros)	Bordo libre mínimo (metros)
< 1	< 80.0	< 0.80	1.00	0.50
1.0	80.5	0.82	1.82	1.52
2.5	120.7	0.91	2.43	1.82

Fuente: Bureau of Reclamation, Diseño de Pequeñas Presas, 1982

Se selecciona el bordo libre:

$$BL = \phi V^2/2g$$

$$BL_1 = 1.40 (2.5^2/(2*9.81)) = 0.446 \text{ m} \approx 0.45 \text{ m}$$

Para una velocidad del viento promedio de 40 km/h, se tiene

BL<sub>2</sub> : mínimo = 0.50 m, normal = 1.00 m.

Se opta por un Bordo Libre de 0.50 m

**a. Cálculo del tirante máximo**

$$Y = (Q/K_s b S^{1/2})^{3/5} \dots \dots \dots (4.14)$$

Donde:

K<sub>s</sub> : Coeficiente de rugosidad del lecho del río.

b : Ancho medio de la sección estable del río (m)

S : pendiente media de la rasante del río (m/m)

**CUADRO 4.53. Valores para Ks**

Descripción	Ks
Lechos naturales de río con fondo sólido sin irregularidades	40
Lechos naturales de río con acarreo regular	33 - 35
Lechos naturales de río con vegetación	30 - 35
Lechos naturales de río con derrubio e irregularidades	30
Lechos naturales de río con fuerte transporte de acarreo	28
Torrentes con derrubios gruesos (piedras $\phi \approx 0.20$ m) con acarreo inmóvil	25 - 28
Torrentes con derrubio grueso con acarreo móvil	19 - 22

Fuente: ACI-UNI, Diseño de obras hidráulicas, 1994

Las características del tramo de trabajo en el Río Coata, hacen que no hubiese diferenciación de una sección de otra, lo cual motivó una sola sección continua. Se construye una tabla de valores correspondiente a las características del intervalo.

**CUADRO 4.54. Características hidráulicas**

Progresiva		Longitud	Q	b	s	n	z	v	y	H
Del	Al	m	M3/s	m	m/m	(-)	(-)	m/s	m	m
0+000	0+100	100	1100	50.0	0.0005	0.035	1 : 1	2.50	7.63	8.13
0+100	0+200	100	1100	45.0	0.0005	0.035	1 : 1	2.55	8.11	8.61
0+200	0+300	100	1100	45.0	0.0005	0.035	1 : 1	2.55	8.11	8.61
0+300	0+400	100	1100	50.0	0.0005	0.035	1 : 1	2.50	7.63	8.13
0+400	0+500	100	1100	40.0	0.0005	0.035	1 : 1	2.61	8.67	9.17
0+500	0+600	100	1100	50.0	0.0005	0.035	1 : 1	2.50	7.63	8.13
0+600	0+700	100	1100	45.0	0.0005	0.035	1 : 1	2.55	8.11	8.61
0+700	0+800	100	1100	40.0	0.0005	0.035	1 : 1	2.61	8.67	9.17
0+800	0+900	100	1100	60.0	0.0005	0.035	1 : 1	2.40	7.36	8.13
0+900	1+000	100	1100	50.0	0.0005	0.035	1 : 1	2.50	7.63	8.13
1+000	1+100	100	1100	45.0	0.0005	0.035	1 : 1	2.55	8.11	8.61
1+100	1+200	100	1100	40.0	0.0005	0.035	1 : 1	2.61	8.67	9.17
1+200	1+300	100	1100	50.0	0.0005	0.035	1 : 1	2.50	7.63	8.13
1+300	1+400	100	1100	50.0	0.0005	0.035	1 : 1	2.50	7.63	8.13

#### 4.3.1.3 Diseño hidráulico de socavación

Para establecer la profundidad de socavación, es aplicable el método propuesto por List Van Lebediev, orientado a cauces naturales definidos. Es necesario evaluar la erosión máxima esperada en una sección, al pasar un gasto de diseño o de interés singular  $Q$ , al cual se le atribuye una cierta recurrencia o tiempo de retorno.

$$Ve = 0.60 * \gamma_s^{1.18} * \beta * ts^x \dots\dots\dots (4.15)$$

Donde:

$Ve$ : Velocidad erosiva (m/s)

$\gamma$ : Densidad del suelo seco que se encuentra a la profundidad  $H_s$  (Tn/m<sup>3</sup>).

$\beta$ : Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia.

$ts$ : tirante que corresponde a la profundidad a la que se desea evaluar  $Ve$ .

$x$ : Exponente característico para material no cohesivo, según tabla de valores.

**CUADRO 4.55. Coeficiente  $\beta$  para socavación**

Probabilidad anual de que se presente el caudal de diseño	Coeficiente $\beta$
100.00%	0.77
50.00%	0.82
20.00%	0.86
10.00%	0.9
5.00%	0.94
2.00%	0.97
1.00%	1
0.30%	1.03
0.20%	1.05
0.10%	1.07

Fuente: ACI-UNI, Diseño de obras hidráulicas, 1994

Simplificando fórmulas se obtiene:

$$t_s = \left[ \frac{\theta * t^{5/3}}{0.68 D m^{0.28} B} \right]^{1/1+x} \dots\dots\dots (4.16)$$

$$hs = ts - t \dots\dots\dots (4.17)$$

Donde:

hs: profundidad de socavación (m)

ts: tirante de socavación

t: tirante normal

**CUADRO 4.56. Valores de Exponente característico para material no cohesivo "x"**

SUELOS COHESIVOS			SUELOS NO COHESIVOS		
Peso específico (Tn/m3)	x	1/(x+1)	D (mm)	x	1/(1+x)
0.8	0.52	0.66	0.05	0.43	0.7
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.7
0.86	0.5	0.67	0.5	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1	0.4	0.71
0.9	0.48	0.67	1.5	0.39	0.72
0.93	0.47	0.68	2.5	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6	0.36	0.74
1	0.44	0.69	8	0.35	0.74
1.04	0.43	0.7	10	0.34	0.75
1.08	0.42	0.7	15	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20	0.32	0.76
1.16	0.4	0.71	25	0.31	0.76
1.2	0.39	0.72	40	0.3	0.77
1.24	0.38	0.72	60	0.29	0.78
1.28	0.37	0.73	90	0.28	0.78
1.34	0.36	0.74	140	0.27	0.79
1.4	0.35	0.74	190	0.26	0.79
1.46	0.34	0.75	250	0.25	0.8
1.52	0.33	0.75	310	0.24	0.81
1.58	0.32	0.76	370	0.23	0.81
1.64	0.31	0.76	450	0.22	0.83
1.71	0.3	0.77	570	0.21	0.83
1.8	0.29	0.78	750	0.2	0.83
1.89	0.28	0.78	1000	0.19	0.84
2	0.27	0.79			

Fuente: ACI-UNI, Diseño de obras hidráulicas, 1994

Después de evaluar la velocidad erosiva, se determina el caudal estimado correspondiente, el cual se expresa de la siguiente manera:

$$Q = K_s b_o t^{5/3} s^{1/2} \dots\dots\dots (4.18)$$

Donde:

Ks: Coeficiente de rugosidad que depende del lecho natural del río.

bo: Sección estable determinada (m)

t: Tirante normal (m)

s: pendiente (m/m)

Haciendo:  $\theta = Ks S^{1/2}$ , por ser números constantes.

Se tiene:  $\theta = 35 * \sqrt{0.0005} = 0.7826$

Luego:

$$x = 0.43 \text{ para un } D_m = 0.05$$

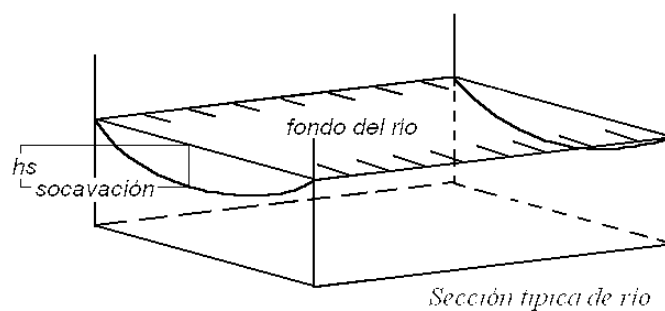
De la ecuación (4.16) obtenemos:

$$ts = ((0.7826 * 8.11^{5/3}) / (0.68 * 0.50^{.28} * 55))^{1/1+x}$$

ts estimado = 8.42 m

Finalmente la profundidad de socavación es de:

$$hs = 8.42 - 8.10 = \mathbf{0.32 \text{ m}}$$



**FIGURA 4.25. Profundidad de Socavación**

#### 4.3.1.4 Profundidad de descolmatación

Según el análisis granulométrico del lecho del río de clasificación SP arena mal graduada; arena con poco o nada de finos, y el

levantamiento topográfico del río, la profundidad de descolmatación está en el rango de 0.40 a 2.60 m desde la orilla hasta el eje rasante de la sección estable.

#### **4.3.2 MONTAJE DEL SISTEMA DE DEFENSA RIBEREÑA**

El levantamiento del sistema de defensa requiere de los siguientes puntos de interés:

1. En la alineación de los muros se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones:
  - Trazado de ejes para el dique, procediendo a su replanteo en obra.
  - Delimitación de áreas de corte de tierra para la conformación del dique.
2. Las dimensiones de los diques se calcularon en función a la altura de la máxima avenida probable, en contraste de la altura del relieve respecto a la rasante del eje del río, de 2.5 a 3.5 m. Así mismo la corona se calculó en función de la estabilidad del talud natural compactado, siendo ésta de 3.50 m con  $z = 1.5$

#### **4.3.3 DESCRIPCION DEL MURO ENROCADO**

El muro enrocado descansará sobre el talud húmedo del dique colocándose con precaución en forma ordenada y sistemática. Este trabajo lo realizará equipo mecánico conveniente para este fin, como



una excavadora con un mínimo de precisión para el volteado, acomodado y presionado.

El talud del muro enrocado se establece en  $z=1.5$

Los muros yacentes serán construidos de material homogéneo compuesto de roca de cantera conformado de tal manera que formen un sólido soporte y engarcen con el menor espacio posible entre ellos, estos espacios serán obturados ajustándose utilizando menos roca.

El tamaño de las rocas deberá ser tal que no permitirán el arrastre por parte de las aguas en sus máximas avenidas, siendo este volumen de 50 a 100 cm de diámetro promedio.

#### **4.3.4 SECCION DEL MURO DE CONTROL DE INUNDACIONES**

Se plantea la construcción de un muro de contención adecuado para el control de inundaciones, utilizando materiales del lugar, arcilla, enrocado de protección con roca caliza pizarrosa.

Los datos básicos de diseño se definen:

Altura del muro = 5.45 m

Bordo libre = 0.50 m

**Corona:**

La corona debe tener como mínimo el ancho de acceso utilizable. Esto es para un acceso carrozable, de 3.50 m.

Se opta por una corona = 3.50 m

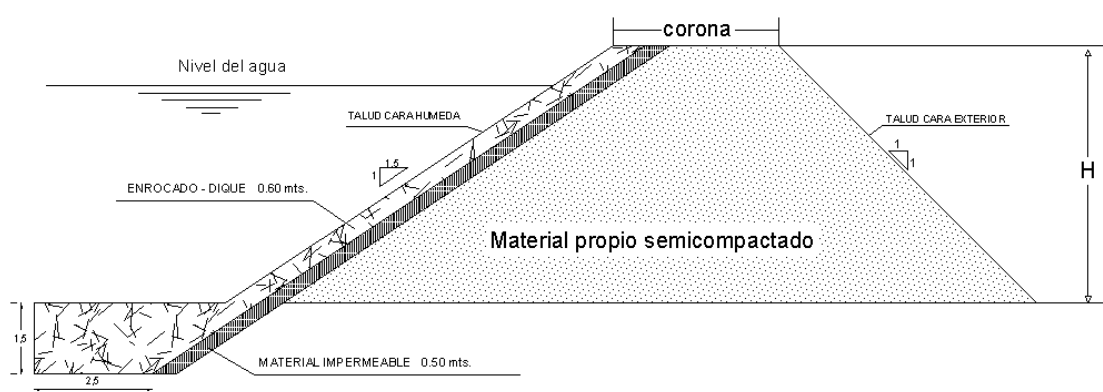
**Finalmente:**

Talud terraplén = 1:1.5 cara húmeda y 1:2 cara exterior

Talud enrocado = 1:2

Corona = 3.50 m.

Bordo libre = 0.50 m.



**FIGURA 4.26. Sección típica del dique enrocado**

**CUADRO 4.57. Taludes recomendados para los rellenos estabilizadores en muros de contención construidos sobre cimentaciones saturadas de limo y arcillo**

Consistencia	Número promedio de golpes por pie a una profundidad de cimentación igual a la altura del muro	Taludes para las diferentes alturas del muro en pies						
		Grupo del suelo	SUCS	50	40	30	20	10
Blanda	Menor de 4	Prueba y análisis especiales de suelos requeridos						
MEDIANA	de 4 a 10	SM		4 1/2 : 1	4 : 1	3 : 1	3 : 1	3 : 1
		SC		6 : 1	5 : 1	4 : 1	3 : 1	3 : 1
		ML		6 : 1	5 : 1	4 : 1	3 : 1	3 : 1
		CL		6 1/2 : 1	5 : 1	4 : 1	3 : 1	3 : 1
		MH		7 : 1	5 1/2 : 1	4 1/2 : 1	3 1/2 : 1	3 : 1
		CH		13 : 1	10 : 1	7 : 1	4 : 1	3 : 1
FIRMA	de 11 a 20	SM		4 : 1	3 1/2 : 1	3 : 1	3 : 1	3 : 1
		SC		5 1/2 : 1	4 1/2 : 1	3 1/2 : 1	3 : 1	3 : 1
		ML		5 1/2 : 1	4 1/2 : 1	3 1/2 : 1	3 : 1	3 : 1
		CL		6 : 1	4 1/2 : 1	3 1/2 : 1	3 : 1	3 : 1
		MH		6 1/2 : 1	5 : 1	4 : 1	3 : 1	3 : 1
		CH		11 : 1	9 : 1	6 : 1	3 : 1	3 : 1
DURA	mas de 20	SM		3 1/2 : 1	3 : 1	3 : 1	3 : 1	3 : 1
		SC		5 : 1	4 : 1	3 : 1	3 : 1	3 : 1
		ML		5 : 1	4 : 1	3 1/2 : 1	3 : 1	3 : 1
		CL		5 : 1	4 : 1	3 : 1	3 : 1	3 : 1
		MH		5 1/2 : 1	4 : 1	3 : 1	3 : 1	3 : 1
		CH		10 : 1	9 : 1	5 1/2 : 1	3 : 1	3 : 1

Fuente: Terán A. Rubén. Diseño y construcción de defensas ribereñas, 1998

**IDENTIFICACION DE PROYECTOS.**  
**CUADRO 4.58. GESTIÓN DEL RIESGO DE INUNDACIÓN EN LA CUENCA DEL RIO COATA**

PROYECTO	UBICACIÓN			RIO/ QUEBRADA	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO (S/.)	FINANCIAMIENTO	EJECUCION
	Provincia	Distrito	Sub-cuenca						
Diques para el control de cárcavas. Construcción de muros de concreto ciclopeo transversalmente el eje de la quebrada.	Lampa	Sta. Lucia	Cabanillas	Verde	1	Unidad	S/. 426,010.00	- Gobierno Regional Puno. - PRONAMACH. - PETL	- Direccion Regional Agraria Puno - PERPEC. - PRONAMACH. - PETL
	Lampa	Palca	Lampa	Palca	1	Unidad	S/. 340,808.00		
Construcción de micro presas. Conformación de diques de tierra revestido tanto en la uña de estabilidad como en su cara húmeda con roca pesada.	Lampa	Sta. Lucia	Cabanillas	Verde	1	Unidad	S/. 78,729.00	- Gobierno Regional Puno. - Foncodes	- PRORRIDRE. - PELT
	Lampa	Palca	Lampa	Palca	1	Unidad	S/. 62,983.00		
Defensa ribereña. Conformación de dique de tierra revestido con bloques de tierra enraizada (champas).	Puno	Coata	Coata	Coata	8	Km .	S/. 2,741,200.00	- Gobierno Regional Puno. - MINAG	- Direccion Regional Agraria Puno - PERPEC.

Fuente: Autoridad local de agua Juliaca.

## V. CONCLUSIONES

- El estudio de investigación se ha ejecutado en el ámbito de la cuenca del río Coata, específicamente en el tramo del río Coata comprendido entre la Desembocadura del río Verde hacia aguas abajo hasta la confluencia de los ríos Coata y Lampa.
- Los resultados del análisis estadístico de máximas precipitaciones realizado con los datos de precipitación máxima para los métodos estadísticos Normal, Log Normal 2 Parámetros, “Gumbel (distribución Extrema Tipo I), dan como resultado que el registro histórico se acumula mejor en la distribución Normal y Log normal 2 Parámetros; puesto que se determinó 4 puntos de interés basados en la prueba de ajuste Kolmogorov – Smirnov.
- Los caudales de avenidas estimados en los puntos de interés considerados para un período de retorno de 25 años son 410.17, 616.81, 557.47, y 861.43 m<sup>3</sup>/s; para un período de retorno de 50 años 441.31, 700.65, 602.53, y 932.50 m<sup>3</sup>/s; para un período de retorno de 100 años 569.56, 754.39, 643.70, y 997.77 m<sup>3</sup>/s; y para un período de retorno de 500 años 527.98, 866.98, 727.98 y 1133.54 m<sup>3</sup>/s consecutivamente considerando las descargas máximas de la cuenca regulada del río Cerrillos a través de la represa Lagunillas.

- Los caudales máximos de descarga de la represa Lagunillas se han simulado en el programa Hec-HMS para períodos de retorno de 25, 50, 100 y 500 años, resultando descargas máximas de 25.30, 27.40, 30.50 y 38.50 m<sup>3</sup>/s consecutivamente.
- Se diseñó una estructura hidráulica (terraplén de tierra) en la cual se ha la sección de la estructura es de 3.0 m de corona, talud en la cara húmeda de z=2.5, y en la cara exterior de z=2.0, una altura promedio de 5.45 m a partir de la rasante del eje del río. Siendo el material de fundación terreno natural, el cual es homogéneo en todo el recorrido, constituido por estratos franco arcilloso en el primer estrato de 1 a 1.5 m y de arena arcillo - limosa en el segundo estrato hasta los 3 a 3.5 m en donde se halla el nivel freático.

## VI. RECOMENDACIONES

- Los resultados obtenidos para caudal de diseño con las intensidades máximas para diferentes períodos de retorno es aplicable para el cálculo de diseño de estructuras como defensas ribereñas, en los diferentes puntos de interés de la cuenca del río Coata.
- Aplicar otros métodos para el cálculo de caudales máximos en esta cuenca para hacer la comparación de los resultados con el fin de recomendar una metodología adecuada.
- Con planteamiento del diseño de defensa ribereña se podría tomar como base para los próximos diseños de obras estructurales para la cuenca comunidad de Carata del río Coata.

**BIBLIOGRAFÍA**

**AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA;** “Ley de Recursos Hídricos y Reglamento Ley N° 29338”. Lima Pe. Segunda Edición, mayo 2010, 166 pp.

**CHEREQUE, W.;** 1996 “Hidrología”. Lima PE.; CONCYTEC, Segunda Edición, 223 p.

**ALFARO, R.;** 2011 “Erosión y Transporte de Sedimentos”. Puno PE; Segunda edición, 207 p.

**CHOW, Ven Te;** 2000 “Hidrología Aplicada”. Santa Fe de Bogotá CO, Editorial Nomos S.A. Enero, 584 p

**INDECI;** 2010 “Manual de Conocimientos Básicos Para Comités de Defensa Civil y Oficinas de Defensa Civil”. Lima Pe; Impreso por CECOSAMI PREPrensa E IMPRESIÓN DIGITAL S.A. 162 p.

**JIMENEZ, H.;** 1986 “Hidrología Básica I”. Universidad del Valle, Facultad de Ingeniería. Segunda edición corregida; 265 p.

**REYES, L.** 1992 “Hidrología Básica”; Lima-PE, Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, Editorial UNI, Primera Edición,

**ROCHA, A.** 1998 “Introducción a la Hidráulica Fluvial”. Lima PE, Editorial U.N.I. Facultad de Ingeniería Civil, 270 p.



**VASQUEZ, A.** 1997 “Manejo de Cuencas Alto Andinas”. Lima-PE, Edit. Universidad Nacional Agraria La Molina, 294 p.

**VILLON, M.** 2008 “HEC HMS”. Lima PE, Impreso por Ediciones Villón, 376 p.

**VILLON, M.** 2004 “Hidroesta Software para Cálculos Hidrológicos”; Cartago CR, Primera Edición, 300 p.

**VILLON, M.** 2002 “Hidrología Estadística”. Instituto Tecnológico de CR; Departamento de Ingeniería Agrícola. Edit. Villón, 2da Edición, 380 p.

**Ray K. L. Joseph B. Franzini.** “Ingeniería de los Recursos Hidráulicos”; Edit. Continental, S.A. de C.V., Mex 22, D.F.

**Berua Of Reclamation.** “Diseño de pequeñas Presas”. Madrid ES, Tercera Edición 2007.

**TORRES, F.** 1990 “Obras Hidráulicas”. Editoriales Limusa S.A. de C.V. Segunda Edición.

ANEXOS

Anexo N° 01: Serie de precipitaciones máximas en 24 horas - estación Cabanillas.

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) - ESTACION CABANILLAS													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	6.0	21.5	16.2	14.5	5.5	0.0	0.0	0.0	1.0	13.6	7.2	22.0	22.0
1965	20.5	16.3	27.8	24.5	2.0	0.0	0.0	0.0	5.1	7.0	5.0	21.5	27.8
1966	10.0	25.0	19.5	1.8	10.8	0.0	0.0	1.0	4.0	10.2	22.8	25.0	25.0
1967	12.5	20.1	31.2	5.4	6.8	0.6	3.3	7.0	12.1	12.1	4.2	25.7	31.2
1968	13.0	22.2	10.0	4.0	8.0	0.0	2.2	0.0	13.5	0.0	18.0	0.0	22.2
1969	27.2	9.0	18.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4	8.4	19.0	10.0	27.2
1970	11.8	16.8	24.0	10.0	3.6	0.0	1.0	0.0	5.8	6.3	6.1	20.2	24.0
1971	18.8	30.8	12.4	6.2	5.8	0.0	0.0	4.0	0.0	5.0	25.0	17.0	30.8
1972	31.8	20.0	20.7	16.9	6.2	0.0	0.0	0.6	12.2	17.9	7.2	13.9	31.8
1973	27.8	30.0	24.4	22.0	11.2	0.0	2.1	0.8	15.9	2.4	8.5	40.0	40.0
1974	33.7	43.6	19.1	18.0	0.0	0.0	0.0	12.1	11.4	10.2	22.0	18.0	43.6
1975	26.0	30.4	11.5	6.2	13.9	0.0	0.0	0.0	5.5	9.2	6.0	36.0	36.0
1976	38.2	23.8	15.0	9.1	2.0	1.9	1.3	1.8	7.2	4.1	6.1	13.0	38.2
1977	35.4	28.2	36.7	9.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.1	12.6	26.8	27.9	36.7
1978	25.9	20.3	24.6	11.6	0.0	0.0	0.0	0.0	1.7	6.1	15.8	21.5	25.9
1979	20.2	31.8	13.3	26.3	2.8	0.0	0.6	1.2	1.7	10.8	17.4	29.8	31.8
1980	10.0	16.4	33.2	4.6	2.1	0.0	1.0	20.0	8.0	30.5	16.8	9.0	33.2
1981	14.6	18.3	26.2	14.2	0.0	0.0	1.0	10.8	3.2	4.8	10.8	13.5	26.2
1982	13.4	6.5	5.0	10.0	2.0	1.0	1.0	2.0	7.0	7.0	8.0	7.5	13.4
1983	6.0	15.0	4.0	1.4	1.5	2.8	0.0	2.0	4.5	6.0	20.5	21.0	21.0
1984	22.4	28.2	27.0	6.0	14.4	0.0	2.0	2.5	2.5	7.0	11.9	25.5	28.2
1985	17.5	19.0	12.5	13.0	5.0	16.0	0.0	2.0	9.0	9.5	14.0	20.5	20.5
1986	54.2	47.5	27.2	20.0	1.3	0.0	10.5	1.0	10.0	4.0	7.3	30.0	54.2
1987	16.0	25.4	15.0	7.0	0.0	0.7	6.0	1.5	6.4	7.3	29.0	17.8	29.0
1988	25.8	25.8	21.4	10.0	7.6	0.0	0.0	0.0	4.8	19.7	0.0	46.0	46.0
1989	29.5	18.0	20.2	15.4	0.0	1.4	0.0	4.0	5.0	2.5	11.0	22.2	29.5
1990	19.8	9.6	8.4	7.5	1.8	21.6	0.0	3.8	0.5	31.0	25.7	11.0	31.0
1991	14.4	16.7	14.4	20.2	5.8	16.8	0.0	0.0	4.6	7.0	12.0	10.8	20.2
1992	12.2	10.4	4.4	2.6	0.0	2.2	2.2	21.2	0.0	13.4	5.0	13.0	21.2
1993	16.8	22.4	17.0	17.3	3.0	0.0	0.0	15.0	7.4	53.4	22.4	32.0	53.4
1994	18.8	12.8	54.6	24.8	0.0	0.0	0.0	0.0	5.3	11.6	12.0	9.7	54.6
1995	15.4	14.2	15.5	3.2	0.0	0.0	0.0	0.2	10.8	6.7	13.6	10.7	15.5
1996	42.7	10.0	23.9	11.6	1.9	0.0	2.0	12.8	4.8	6.3	20.0	28.7	42.7
1997	17.5	44.6	34.5	26.8	2.5	0.0	0.0	11.5	23.3	14.4	28.2	35.6	44.6
1998	22.1	39.5	34.5	6.1	0.0	0.0	0.0	5.5	0.0	11.8	12.6	11.1	39.5
1999	23.0	21.4	18.3	18.2	5.4	0.0	1.8	1.8	10.6	26.2	2.4	34.9	34.9
2000	17.5	31.2	31.6	21.8	0.4	0.0	0.0	3.1	15.8	23.1	6.6	30.3	31.6
2001	32.2	44.2	20.9	26.6	7.0	0.8	0.4	10.0	16.6	32.0	6.0	7.5	44.2
2002	15.5	21.7	21.1	30.5	10.0	4.2	12.5	10.4	2.5	23.1	27.2	23.7	30.5
2003	30.3	12.4	24.6	8.0	5.6	2.6	0.0	0.5	12.2	6.1	42.3	36.6	42.3
2004	16.4	29.6	15.8	9.2	0.5	0.5	5.3	6.0	6.0	1.0	5.0	15.5	29.6
2005	15.2	66.0	36.6	26.4	0.0	0.0	0.0	0.5	3.8	11.2	22.7	13.8	66.0
2006	19.5	35.2	26.0	20.2	0.0	0.7	0.0	0.7	32.0	8.0	12.5	24.3	35.2
2007	18.4	24.2	37.5	18.3	1.2	0.0	0.8	0.0	17.8	12.7	46.4	14.5	46.4
2008	44.1	22.4	25.2	5.1	0.0	0.2	0.0	0.6	1.0	16.2	21.9	31.5	44.1
2009	14.3	22.9	25.0	10.8	0.0	0.0	1.6	0.5	0.5	19.4	35.6	21.5	35.6
2010	25.0	27.0	25.0	17.0	1.0	0.0	0.0	1.0	5.0	7.0	8.0	21.0	27.0
												MAX	66.0

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) - ESTACION LAGUNILLAS													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	14.7	28.0	18.5	10.5	15.0	0.0	0.0	2.6	4.6	1.9	11.5	12.0	28.0
1965	41.4	15.7	21.3	10.7	0.4	0.3	2.2	1.1	5.4	1.6	4.0	53.6	53.6
1966	8.5	35.9	12.6	5.8	11.5	0.0	0.0	0.0	3.9	25.3	18.8	14.0	35.9
1967	19.9	23.5	32.9	15.1	4.2	0.0	1.3	1.4	18.7	11.5	1.2	21.7	32.9
1968	17.7	26.2	20.0	1.5	2.3	1.7	3.5	2.0	4.7	15.1	19.7	13.2	26.2
1969	19.1	22.6	11.1	8.9	0.0	0.3	2.1	0.0	4.0	2.9	26.8	27.9	27.9
1970	21.7	28.5	19.9	9.4	7.8	0.0	0.0	1.1	2.0	7.4	1.2	35.8	35.8
1971	21.4	28.9	13.0	6.7	0.5	0.6	0.0	0.0	0.0	4.1	12.5	15.6	28.9
1972	31.8	14.2	21.2	5.1	0.0	0.0	0.0	0.0	14.7	7.0	11.2	16.9	31.8
1973	32.1	58.9	22.6	15.9	10.9	0.0	2.5	6.1	9.3	4.6	7.1	27.7	58.9
1974	46.2	21.1	9.2	30.4	2.4	12.4	0.1	29.4	6.4	1.4	10.6	13.6	46.2
1975	31.1	27.9	23.2	8.9	2.5	0.0	0.0	1.0	5.1	12.0	8.4	21.4	31.1
1976	56.4	18.9	20.0	9.7	0.9	0.0	7.5	12.5	16.5	0.0	6.8	19.4	56.4
1977	18.4	26.4	15.1	5.0	1.9	0.0	3.5	0.0	4.4	17.5	24.3	24.1	26.4
1978	24.5	17.8	17.7	16.7	0.0	0.0	0.8	0.2	3.8	15.7	26.7	19.6	26.7
1979	38.6	16.6	18.7	6.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	26.2	32.0	18.6	38.6
1980	19.6	19.5	29.3	16.1	2.5	0.3	1.5	3.3	9.8	26.7	8.7	4.8	29.3
1981	21.9	25.0	20.4	28.7	0.0	0.0	0.0	21.7	0.4	3.7	16.1	19.6	28.7
1982	42.4	20.4	33.0	15.5	2.3	0.4	0.0	0.2	13.1	24.0	15.7	17.5	42.4
1983	12.6	8.5	20.0	14.2	5.9	1.4	0.0	2.0	2.1	4.9	0.6	37.6	37.6
1984	18.3	20.2	36.9	3.8	5.0	1.4	1.2	2.6	0.0	14.9	27.4	40.3	40.3
1985	12.0	21.0	24.8	19.1	10.9	5.2	0.8	0.8	12.2	0.6	31.4	35.4	35.4
1986	35.8	31.8	19.3	21.5	5.1	0.0	6.5	6.1	5.1	2.5	7.9	25.6	35.8
1987	38.2	19.0	10.2	5.4	0.4	1.8	11.5	2.5	0.8	7.1	35.8	7.7	38.2
1988	21.7	11.4	21.8	20.9	2.6	0.0	0.2	0.0	2.2	22.4	2.6	19.4	22.4
1989	20.2	17.3	24.7	32.8	2.3	3.0	6.1	2.3	0.5	2.4	24.9	16.2	32.8
1990	30.3	9.5	11.9	8.5	1.8	14.5	0.0	3.5	0.0	13.6	10.5	9.7	30.3
1991	33.9	21.6	20.0	4.8	4.5	10.3	0.0	0.0	5.6	3.2	7.0	28.7	33.9
1992	14.9	19.1	5.3	4.7	0.0	4.6	1.3	28.6	0.0	12.7	13.8	10.6	28.6
1993	23.9	13.0	21.1	11.2	0.0	0.0	0.0	2.6	1.3	31.0	14.1	34.7	34.7
1994	21.6	26.5	24.7	29.3	7.6	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	16.6	24.0	29.3
1995	16.1	16.1	18.2	4.9	0.0	0.0	0.0	0.0	8.4	4.4	8.6	23.3	23.3
1996	37.3	11.1	8.6	10.8	6.2	0.0	0.0	18.7	2.8	3.0	20.0	18.4	37.3
1997	20.2	25.3	12.9	7.9	0.0	0.0	0.0	5.3	18.6	6.2	22.0	12.2	25.3
1998	25.8	21.7	31.2	13.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.1	35.2	7.5	35.2
1999	30.5	42	21.9	19.2	11.6	0.0	0.0	4.2	3.1	10.5	3.9	22.5	42.0
2000	17.4	23.3	17.2	0.6	7.5	0.0	0.0	1.2	0.0	24.1	10.2	22.5	24.1
2001	32.0	34.2	13.4	31.2	2.8	1.5	2.1	12.7	1.4	10.2	4.2	52.4	52.4
2002	19.6	30.9	21.8	19.5	4.9	0.0	26.0	5.6	1.4	9.2	16.3	21.4	30.9
2003	26.0	23.0	14.0	11.0	1.0	1.0	1.0	3.0	4.0	10.0	11.0	17.0	26.0
2004	27.0	22.0	18.0	7.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	8.0	13.0	19.0	27.0
2005	23.0	23.0	16.0	13.0	0.0	0.0	1.0	1.0	2.0	6.0	17.0	19.0	23.0
2006	25.0	21.0	17.0	13.0	2.0	1.0	0.0	1.0	1.0	9.0	8.0	16.0	25.0
2007	31.0	25.0	19.0	7.0	1.0	0.0	1.0	2.0	5.0	2.0	16.0	14.0	31.0
2008	20.0	24.0	18.0	11.0	0.0	0.0	1.0	1.0	7.0	5.0	8.0	37.0	37.0
2009	25.0	20.0	21.0	6.0	1.0	0.0	0.0	12.0	5.0	2.0	7.0	15.0	25.0
2010	25.0	23.0	24.0	11.0	2.0	1.0	0.0	0.0	4.0	7.0	25.0	14.0	25.0
												<b>MAX</b>	<b>58.9</b>

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) - ESTACION PAMPAHUTA													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	7.5	17.8	24.9	10.2	14.9	0.0	0.0	4.4	3.4	4.0	11.0	11.9	24.9
1965	35.2	22.5	20.9	12.5	3.3	0.5	2.5	0.0	7.7	12.9	33.5	26.0	35.2
1966	16.0	22.5	14.8	10.0	16.2	0.0	0.0	0.0	3.0	14.0	19.3	19.9	22.5
1967	12.1	13.7	25.0	17.9	7.5	0.4	3.8	4.1	11.6	12.6	12.9	28.2	28.2
1968	21.6	29.8	22.0	8.5	7.2	1.6	5.8	3.0	11.0	10.0	32.5	20.4	32.5
1969	20.7	14.8	8.2	12.0	0.0	0.0	5.3	1.0	11.5	17.7	20.4	45.7	45.7
1970	15.6	33.3	19.2	9.5	8.7	3.4	0.0	5.4	7.2	9.3	4.2	26.2	33.3
1971	33.6	30.7	21.3	12.0	3.9	5.3	0.0	4.7	1.8	6.3	12.9	19.4	33.6
1972	35.4	17.4	22.9	14.8	0.3	0.0	0.0	1.5	7.1	15.0	10.3	26.6	35.4
1973	30.2	28.8	28.1	25.7	19.0	1.2	8.9	5.5	14.9	6.6	15.6	31.4	31.4
1974	25.8	27.4	25.7	5.3	0.3	5.6	0.6	21.3	2.4	11.0	6.5	33.1	33.1
1975	26.2	21.5	22.6	10.0	11.0	0.8	0.0	1.6	0.7	11.0	15.9	25.3	26.2
1976	28.3	35.2	30.4	14.6	12.8	0.9	2.3	14.7	15.0	2.1	3.0	12.2	35.2
1977	19.4	20.7	27.0	2.8	1.3	0.0	3.7	0.0	7.2	12.5	22.8	26.7	27.0
1978	33.1	19.5	25.6	10.0	0.3	1.0	0.6	0.4	9.9	15.6	25.5	34.0	34.0
1979	31.8	17.9	28.1	11.4	1.3	0.0	2.4	4.3	0.9	16.3	26.6	24.3	31.8
1980	27.7	13.6	36.5	4.9	1.2	0.2	3.1	4.6	10.8	24.6	5.6	9.2	36.5
1981	23.5	45.3	32.9	35.3	1.4	0.0	0.0	11.2	1.4	15.9	17.3	26.0	45.3
1982	21.1	15.0	21.1	22.9	3.2	0.5	0.0	1.4	8.6	18.8	22.2	12.5	22.9
1983	30.0	10.6	30.4	18.3	10.8	1.9	0.0	0.7	3.8	8.1	1.5	18.9	30.4
1984	31.4	31.4	26.3	7.2	11.6	0.8	0.9	15.3	0.0	18.8	27.1	43.6	43.6
1985	9.9	17.4	27.3	18.8	20.8	7.1	0.0	0.8	2.3	9.0	32.6	31.0	32.6
1986	28.7	26.3	18.7	35.7	4.5	0.0	0.0	2.5	6.8	17.7	17.5	21.5	35.7
1987	25.2	8.2	16.2	4.0	0.6	1.5	13.5	0.6	1.5	15.8	19.3	14.0	25.2
1988	27.8	14.2	32.4	18.3	4.6	0.0	0.0	0.0	9.2	15.4	2.5	19.7	32.4
1989	22.0	23.3	16.3	27.9	2.4	7.9	1.2	3.5	1.4	5.4	17.6	34.3	34.3
1990	27.1	17.4	14.8	17.1	2.5	19.9	0.0	5.2	2.3	19.3	20.0	17.6	27.1
1991	32.1	26.1	28.8	18.6	3.6	14.7	3.1	0.0	16.2	11.4	12.0	24.5	32.1
1992	18.4	36.6	8.9	8.2	0.0	1.6	0.0	28.7	0.0	6.0	17.0	23.4	36.6
1993	36.3	30.8	26.8	13.0	3.8	0.8	0.0	7.3	1.6	32.6	22.4	30.8	36.3
1994	35.6	18.6	23.4	14.7	23.4	1.1	0.0	0.0	12.7	10.5	37.3	21.6	37.3
1995	20.3	22.2	22.3	17.5	1.1	0.0	0.0	2.6	4.7	5.5	11.9	25.4	25.4
1996	39.8	20.3	11.4	19.1	15.0	0.0	0.0	18.1	6.2	2.1	29.6	38.8	39.8
1997	40.6	27.2	12.4	17.3	4.9	0.0	0.3	7.5	14.3	11.7	42.3	24.3	42.3
1998	19.6	38.0	18.0	17.5	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0	16.2	21.0	18.5	38.0
1999	30.0	12.8	29.1	25.8	16.6	1.1	0.8	1.9	5.2	23.4	13.9	38.6	38.6
2000	34.0	30.5	34.4	12.0	6.6	1.5	0.4	6.5	4.4	24.7	5.0	28.7	34.4
2001	28.9	49.9	17.7	29.6	14.2	2.9	3.7	7.2	5.7	20.5	12.1	20.0	49.9
2002	40.5	47.9	13.6	17.0	5.7	1.1	13.8	2.2	4.3	12.3	16.0	30.8	47.9
2003	36.4	31.4	35.2	7.2	5.6	2.8	0.0	0.0	7.9	14.0	7.6	28.6	36.4
2004	28.3	40.0	13.9	16.6	0.0	0.3	5.4	4.9	15.0	8.1	9.3	26.0	40.0
2005	20.6	30.6	15.6	19.4	0.0	0.0	0.0	0.6	20.6	9.0	43.3	20.1	43.3
2006	17.7	30.4	30.2	33.1	1.8	0.0	0.0	9.1	15.3	11.3	28.8	14.2	33.1
2007	25.5	33.0	29.9	20.0	7.8	0.0	7.1	0.0	4.5	14.4	13.5	20.5	33.0
2008	25.2	12.7	26.2	3.5	0.5	3.9	0.0	0.2	3.3	13.6	6.9	38.6	38.6
2009	12.7	26.3	16.1	15.9	2.6	0.0	3.4	0.7	3.4	15.8	19.1	21.9	26.3
2010	29.0	27.0	24.0	13.0	2.0	1.0	0.0	1.0	3.0	9.0	13.0	30.0	30.0
												<b>MAX</b>	<b>49.9</b>

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) - ESTACION QUILLISANI													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	8.2	24.0	28.0	18.0	8.0	0.0	0.0	3.0	2.3	4.5	20.0	21.2	28.0
1965	18.5	31.0	22.4	16.2	3.5	0.0	2.0	0.0	10.6	11.9	35.4	23.7	35.4
1966	18.9	25.7	18.4	3.4	16.0	0.0	0.5	0.0	7.5	10.5	18.2	15.3	25.7
1967	27.2	15.4	26.2	9.0	10.3	1.5	6.2	4.8	13.1	21.0	5.0	20.5	27.2
1968	25.0	37.5	23.2	17.4	4.0	2.1	6.8	5.7	6.0	13.2	20.2	20.5	37.5
1969	20.3	20.4	11.9	16.4	0.0	0.9	7.1	1.2	1.0	1.0	12.0	43.3	43.3
1970	30.0	44.3	30.4	8.1	6.0	2.0	0.5	7.6	7.8	9.1	4.0	30.5	44.3
1971	28.2	33.4	31.7	7.6	3.4	5.3	0.0	8.1	0.8	1.9	12.3	18.5	33.4
1972	46.9	13.0	20.2	13.0	1.2	0.5	0.4	4.3	8.4	16.9	18.7	16.1	46.9
1973	31.1	29.1	30.9	16.6	13.8	0.8	10.1	5.6	10.8	10.3	19.8	27.1	31.1
1974	32.6	34.3	17.0	7.1	1.2	9.7	4.6	21.7	7.2	8.0	4.3	14.9	34.3
1975	25.7	26.5	21.6	10.5	15.7	2.0	0.0	0.4	2.1	6.6	17.8	30.3	30.3
1976	24.8	37.5	34.3	8.6	21.9	6.7	5.1	19.7	22.2	4.4	2.2	15.5	37.5
1977	17.0	24.2	25.4	2.4	1.5	0.0	4.5	0.0	7.7	11.7	17.5	15.1	25.4
1978	27.3	24.5	13.9	11.7	0.5	2.5	0.0	2.3	4.7	12.0	39.0	20.0	39.0
1979	33.1	25.4	30.4	10.2	0.0	0.0	5.5	5.5	0.0	16.6	30.6	14.6	33.1
1980	46.3	34.0	34.7	8.5	4.7	0.0	2.5	15.7	21.4	36.1	4.6	8.4	46.3
1981	41.4	30.7	38.8	34.3	0.0	0.0	0.0	22.3	6.7	10.5	15.4	23.0	41.4
1982	25.1	19.4	20.5	9.9	0.0	0.5	0.0	5.1	13.4	25.9	28.0	1.2	28.0
1983	8.6	3.4	1.1	1.1	1.2	1.1	0.0	4.1	0.1	1.2	1.2	3.8	8.6
1984	18.9	46.0	12.0	3.8	1.1	3.5	0.7	9.0	8.5	20.6	34.0	44.8	46.0
1985	31.3	48.4	36.4	28.9	20.0	14.0	0.0	1.2	10.6	4.5	13.4	41.4	48.4
1986	27.9	43.9	29.4	17.6	6.5	0.0	0.0	16.7	9.5	1.5	7.5	18.8	43.9
1987	15.5	18.0	14.0	3.0	3.7	11.1	18.3	6.5	3.5	17.0	19.9	11.5	19.9
1988	15.7	24.3	23.2	20.8	3.1	0.2	2.0	7.0	0.9	6.7	11.7	10.3	24.3
1989	23.0	30.0	16.0	24.1	2.1	15.6	1.7	5.7	1.6	4.8	17.4	28.8	30.0
1990	28.3	22.4	14.5	14.7	2.2	39.2	0.0	8.5	2.7	17.1	19.7	14.8	39.2
1991	33.5	33.6	28.2	16.0	3.2	29.0	4.5	0.0	18.9	10.1	11.8	20.6	33.6
1992	19.2	47.1	8.7	7.1	0.0	3.2	0.0	46.7	0.0	5.3	16.8	19.6	47.1
1993	37.9	39.6	26.2	11.2	3.4	1.6	0.0	11.9	1.9	28.8	22.1	25.9	39.6
1994	37.2	23.9	22.9	12.7	20.7	2.2	0.0	0.0	14.9	9.3	36.8	18.1	37.2
1995	21.2	28.5	21.8	15.1	1.0	0.0	0.0	4.2	5.5	4.9	11.7	21.3	28.5
1996	41.6	26.1	11.2	16.5	13.3	0.0	0.0	29.5	7.3	1.9	29.2	32.6	41.6
1997	42.4	35.0	12.1	14.9	4.3	0.0	0.4	12.2	16.7	10.3	41.7	20.4	42.4
1998	20.5	48.9	17.6	15.1	0.0	1.8	0.0	0.0	0.0	14.3	20.7	15.5	48.9
1999	31.3	16.5	28.5	22.3	14.7	2.2	1.2	3.1	6.1	20.7	13.7	32.4	32.4
2000	35.5	39.2	33.7	10.3	5.8	3.0	0.6	10.6	5.1	21.8	4.9	24.1	39.2
2001	30.2	64.2	17.3	25.5	12.5	5.7	5.3	11.7	6.7	18.1	11.9	16.8	64.2
2002	42.3	61.6	13.3	14.7	5.0	2.2	19.8	3.6	5.0	10.9	15.8	25.9	61.6
2003	38.0	40.4	34.5	6.2	4.9	5.5	0.0	0.0	9.2	12.4	7.5	24.0	40.4
2004	29.6	51.4	13.6	14.3	0.0	0.6	7.8	8.0	17.5	7.2	9.2	21.8	51.4
2005	21.5	39.3	15.3	16.7	0.0	0.0	0.0	1.0	24.1	8.0	42.7	16.9	42.7
2006	18.5	39.1	29.6	28.5	1.6	0.0	0.0	14.8	17.9	10.0	28.4	11.9	39.1
2007	26.6	42.4	29.3	17.2	6.9	0.0	10.2	0.0	5.3	12.7	13.3	17.2	42.4
2008	26.3	16.3	25.7	3.0	0.4	7.7	0.0	0.3	3.9	12.0	6.8	32.4	32.4
2009	13.3	33.8	15.8	13.7	2.3	0.0	4.9	1.1	4.0	14.0	18.8	18.4	33.8
2010	30.3	34.7	23.5	11.2	1.8	2.0	0.0	1.6	3.5	8.0	12.8	25.2	34.7
												<b>MAX</b>	<b>64.2</b>

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) - ESTACION JULIACA

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	20.0	42.0	26.0	14.0	13.7	0.0	2.7	0.0	7.0	11.4	23.0	13.0	42.0
1965	19.0	18.0	11.0	12.0	1.0	0.0	1.0	0.0	3.0	6.0	14.3	29.0	29.0
1966	15.0	14.0	14.3	11.3	29.2	0.0	0.0	0.0	13.8	9.7	14.4	11.2	29.2
1967	20.8	9.9	48.2	7.1	7.3	2.2	3.3	3.2	6.2	6.3	3.6	26.5	48.2
1968	15.2	23.6	13.0	18.6	6.7	4.0	7.0	1.2	25.8	16.7	38.0	15.3	38.0
1969	23.6	10.0	6.5	23.8	0.0	3.2	7.0	0.0	4.6	19.0	24.3	20.4	24.3
1970	27.0	27.4	22.0	13.3	2.3	0.0	0.0	0.0	7.0	5.0	28.4	21.6	28.4
1971	25.0	28.4	51.3	26.0	0.8	0.00	0.7	3.1	6.8	12.6	16.3	22.3	51.3
1972	36.2	29.8	26.5	6.5	2.0	0.0	0.0	0.8	12.7	12.4	16.0	19.7	36.2
1973	22.4	25.2	23.2	14.9	8.4	1.2	4.8	9.2	12.0	14.6	6.6	14.6	25.2
1974	22.0	14.0	13.8	6.0	1.8	8.4	0.0	9.4	5.2	10.7	15.2	30.0	30.0
1975	23.8	23.0	21.0	4.8	17.7	0.2	0.0	0.9	9.0	25.2	9.0	21.1	25.2
1976	21.5	20.5	10.1	8.6	10.0	1.0	0.0	2.0	15.0	0.0	3.3	14.7	21.5
1977	18.4	24.0	18.0	2.4	1.4	0.0	0.0	0.0	10.0	18.2	20.2	37.4	37.4
1978	23.3	27.5	21.0	13.2	0.0	0.0	0.0	0.0	4.1	5.0	17.0	34.0	34.0
1979	19.6	25.7	19.9	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	22.0	7.8	18.0	25.7
1980	11.0	11.3	30.3	4.2	1.6	0.0	0.00	10.0	16.0	15.4	14.0	9.7	30.3
1981	22.2	23.0	26.0	20.1	10.0	0.0	0.0	8.0	12.1	20.1	17.8	13.6	26.0
1982	28.0	12.0	28.0	49.0	0.0	0.0	0.0	4.0	8.0	14.0	33.5	6.3	49.0
1983	14.0	26.5	14.4	9.6	5.6	0.0	0.0	0.0	7.0	15.0	26.3	23.3	26.5
1984	37.0	23.0	25.0	34.0	15.0	13.0	4.0	10.0	1.0	52.0	18.0	26.5	52.0
1985	11.0	30.4	11.4	36.7	7.6	10.0	0.0	1.8	13.8	23.0	23.0	29.5	36.7
1986	22.0	21.0	20.8	38.6	2.0	0.0	3.3	5.5	10.0	1.0	10.8	20.0	38.6
1987	28.2	19.6	38.8	4.5	0.0	10.0	0.0	3.4	3.7	11.0	30.0	9.0	38.8
1988	26.0	15.0	21.0	28.0	33.0	5.62	0.00	3.76	2.98	20.0	1.5	18.0	33.0
1989	32.0	33.0	21.2	6.5	0.0	2.7	0.0	4.0	2.5	13.0	4.0	28.0	33.0
1990	15.0	13.8	9.0	11.0	7.0	20.0	1.60	4.0	10.0	17.0	18.5	20.0	20.0
1991	24.0	10.0	27.0	19.0	10.0	35.0	4.0	1.0	8.0	15.0	11.0	17.0	35.0
1992	22.0	20.0	12.8	9.0	0.0	0.0	5.0	20.0	0.0	11.0	26.60	18.20	26.6
1993	25.0	14.0	22.0	21.0	1.0	0.0	0.0	16.0	7.0	25.0	50.0	20.0	50.0
1994	21.0	13.0	15.0	9.0	24.0	0.0	1.78	13.80	6.63	23.40	37.83	17.86	37.8
1995	13.0	30.0	16.0	5.0	0.0	0.00	3.56	11.60	6.26	21.80	25.66	15.71	30.0
1996	11.68	31.62	16.42	10.04	7.44	0.96	6.22	8.30	5.7	19.4	7.4	12.5	31.6
1997	10.8	32.7	16.7	13.4	12.4	1.6	8.0	6.1	10.6	63.3	12.6	19.0	63.3
1998	29.0	18.9	22.3	1.7	2.9	4.4	0.5	0.3	16.8	5.0	17.6	36.5	36.5
1999	32.8	15.9	17.9	7.8	0.0	0.2	0.7	15.0	22.5	2.8	6.8	31.1	32.8
2000	16.4	47.4	41.0	18.7	0.0	0.0	0.0	1.8	11.3	23.7	15.2	15.0	47.4
2001	22.4	23.2	30.3	4.4	0.8	2	0	0.7	6.8	24.2	21.4	23.5	30.3
2002	32.37	33.06	33.38	32.11	31.57	29.76	30.88	30.24	31.12	35.36	32.03	35.02	35.4
2003	33.62	33.02	32.69	30.4	29.94	29.97	29.46	29.6	32.45	30.27	30.87	35.33	35.3
2004	36.46	34.59	33.46	31.46	30.79	29.78	29.72	31.31	31.31	30.27	30.74	31.86	40.0
2005	33.94	35.76	37.3	32.24	29.62	29.46	29.46	29.62	32.69	34.14	31.87	34.38	37.3
2006	33.65	33.79	33.01	30.32	29.57	29.62	29.46	29.49	30.96	31.78	32.38	32.56	33.8
2007	31.7	35.15	34	34	30.64	29.54	30.43	31.06	30.32	31.65	33.63	32.88	35.2
2008	33.44	31.04	31.51	29.59	29.6	29.65	29.46	29.68	29.91	34.35	31.01	35.01	30.0
2009	33.09	38.2	35.82	31.63	29.59	29.46	29.46	29.46	29.8	32.19	32.78	32.02	38.2
2010	33.94	33.62	33.62	32.02	29.62	29.46	29.46	29.78	30.42	31.38	31.22	32.66	33.9

MAX 63.3

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm) - ESTACION LAMPA													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	12.0	20.0	26.0	13.0	8.0	0.0	0.0	0.0	10.0	10.2	18.0	12.6	26.0
1965	20.0	12.2	19.5	7.8	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	9.0	17.0	41.0	41.0
1966	16.0	19.0	10.0	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	16.1	6.1	10.6	21.0	21.0
1967	18.8	22.0	36.1	8.2	6.5	0.6	3.3	3.2	14.4	16.9	6.1	29.1	36.1
1968	16.5	18.8	21.5	18.5	1.6	2.2	5.8	3.0	13.5	20.0	22.9	16.5	22.9
1969	38.7	15.2	8.0	16.0	0.0	2.8	1.4	0.0	3.6	25.5	24.4	14.9	38.7
1970	20.1	16.5	32.5	8.1	3.8	0.0	0.0	0.0	2.2	15.2	9.0	24.7	32.5
1971	16.0	19.8	11.0	11.8	0.0	0.0	0.0	8.4	0.5	15.1	10.0	24.5	24.5
1972	41.3	22.0	27.8	5.1	0.8	0.0	0.0	0.0	9.5	2.8	20.6	14.0	41.3
1973	18.5	32.2	38.8	22.7	2.5	0.0	2.0	1.0	13.2	22.4	16.0	26.0	38.8
1974	35.8	20.1	14.1	8.5	0.0	4.0	0.8	27.5	6.2	4.5	21.4	31.8	35.8
1975	21.8	31.5	16.0	10.5	12.0	0.8	0.0	2.8	7.5	12.5	5.0	23.0	31.5
1976	30.0	16.0	13.0	6.0	12.0	4.0	0.3	5.0	21.0	0.0	6.0	17.0	30.0
1977	22.5	35.0	29.0	8.5	0.0	0.0	1.0	0.0	16.5	17.5	19.5	30.2	35.0
1978	40.0	44.0	32.0	14.5	0.0	1.5	0.0	3.5	9.5	10.6	26.1	39.0	44.0
1979	19.0	14.5	22.5	15.3	2.0	0.0	0.0	3.8	0.0	18.5	26.4	21.0	26.4
1980	19.0	17.0	31.0	3.0	3.9	0.0	0.0	2.0	33.0	13.0	40.0	9.5	40.0
1981	49.0	25.0	21.1	11.0	0.0	0.0	0.0	11.0	8.0	19.0	16.5	27.0	49.0
1982	25.0	17.0	21.0	64.0	0.0	2.0	0.0	2.0	22.0	20.0	26.0	22.0	64.0
1983	11.0	12.0	12.0	7.0	4.0	4.5	0.0	4.5	9.5	24.5	14.5	12.5	24.5
1984	35.0	14.0	7.5	40.0	12.0	0.0	0.0	6.0	0.0	35.8	38.5	50.4	50.4
1985	28.6	48.3	32.0	30.5	4.0	15.0	0.0	9.5	7.0	22.5	24.6	33.0	48.3
1986	34.5	37.0	21.0	10.4	3.4	0.0	1.4	9.3	9.8	6.0	11.4	33.0	37.0
1987	36.6	20.4	6.0	10.2	3.0	1.5	11.2	0.0	2.9	10.9	26.6	30.9	36.6
1988	21.0	8.4	21.7	35.7	13.0	0.0	0.1	0.0	7.2	28.7	2.1	31.4	35.7
1989	19.0	15.0	22.2	21.4	0.5	2.4	0.8	2.4	1.2	4.2	14.5	12.2	22.2
1990	16.7	12.8	14.2	4.6	6.0	19.5	0.0	3.2	2.1	16.4	26.8	30.3	30.3
1991	28.8	24.3	22.4	12.5	22.5	17.9	0.8	0.0	7.0	26.4	10.8	24.1	28.8
1992	12.8	11.8	14.8	16.7	0.0	2.8	1.4	39.3	0.3	20.8	16.7	19.2	39.3
1993	29.9	4.2	22.4	11.1	1.9	0.2	0.0	9.4	5.1	16.8	14.4	23.7	29.9
1994	18.7	33.7	35.2	9.3	1.3	0.7	0.0	0.0	2.5	11.0	15.5	13.4	35.2
1995	21.5	24.7	14.1	8.4	0.5	0.0	0.0	5.6	11.6	13.9	13.8	17.3	24.7
1996	42.7	30.7	22.4	7.5	8.6	0.0	1.8	1.4	7.2	2.4	19.1	27.2	42.7
1997	30.7	23.8	31.4	21.4	2.6	0.0	0.0	4.9	21.4	11.3	28.6	28.6	31.4
1998	18.5	32.8	24.3	21.3	0.0	0.8	0.0	0.0	0.2	22.5	16.4	21.8	32.8
1999	32.7	13.0	30.3	27.0	4.5	1.8	0.0	0.8	22.4	31.7	13.2	15.0	32.7
2000	21.2	33.4	26.8	27.7	6.3	4.4	0.0	2.7	14.5	16.3	4.1	16.1	33.4
2001	28.1	19.3	21.8	12.2	5.4	2.9	1.8	6.1	1.8	22.0	20.7	12.4	28.1
2002	18.2	22.5	24.5	16.6	13.2	1.9	8.9	4.9	10.4	36.9	16.1	34.8	36.9
2003	26.0	22.3	20.2	5.9	3.0	3.2	0.0	0.9	18.7	5.1	8.8	36.7	36.7
2004	43.8	32.1	25.0	12.5	8.3	2.0	1.6	11.6	11.6	5.1	8.0	15.0	43.8
2005	28.0	39.4	49.6	17.4	1.0	0.0	0.0	1.0	20.2	29.3	15.1	30.8	49.6
2006	26.2	27.1	22.2	5.4	0.7	1.0	0.0	0.2	9.4	14.5	18.3	19.4	27.1
2007	14.0	35.6	28.4	28.4	7.4	0.5	6.1	10.0	5.4	13.7	26.1	21.4	35.6
2008	24.9	9.9	12.8	0.8	0.9	1.2	0.0	1.4	2.8	30.6	9.7	34.7	34.7
2009	22.7	54.7	39.8	13.6	0.8	0.0	0.0	0.0	2.1	17.1	20.8	16.0	54.7
2010	28.0	26.0	26.0	16.0	1.0	0.0	0.0	2.0	6.0	12.0	11.0	20.0	28.0
												MAX	64.0

**Anexo N° 02. Número de curva NC para complejos hidrológicos de suelos y cobertura.**

Clase	Cubierta del suelo		Grupos hidrológicos del suelo			
	Laboreo	Condiciones para la infiltración	A	B	C	D
Barbecho	---	---	77	86	91	94
Cultivos alineados	R	Pobres	72	81	88	91
	R	Buenas	67	78	85	89
	C	Pobres	70	79	84	88
	C	Buenas	65	75	82	86
	C-T	Pobres	66	74	80	82
	C-T	Buenas	62	71	78	81
Cultivos no alineados o con surcos pequeños o mal definidos	R	Pobres	65	76	84	88
	R	Buenas	63	75	83	87
	C	Pobres	63	74	82	85
	C	Buenas	61	73	81	84
	C-T	Pobres	61	72	79	82
	C-T	Buenas	59	70	78	81
Cultivos densos de leguminosas o prados en alternativa	R	Pobres	66	77	84	88
	R	Buenas	58	72	81	85
	C	Pobres	64	75	83	85
	C	Buenas	55	69	78	83
	C-T	Pobres	63	73	80	83
	C-T	Buenas	51	67	76	80
Pastizales (pastos naturales)	---	Pobres	68	79	86	89
	---	Regulares	49	69	79	84
	---	Buenas	39	61	74	80
	C	Pobres	47	67	81	88
	C	Regulares	25	59	75	83
	C	Buenas	6	35	70	79
Prados permanentes	---	---	30	58	71	78
Montes con pastos (ganadero-forestal)	---	Pobres	45	66	77	83
	---	Regulares	36	60	73	79
	---	Buenas	25	55	70	77
Bosques (forestal)	---	Muy pobres	56	75	86	91
	---	Pobres	46	68	78	84
	---	Regulares	36	60	70	76
	---	Buenas	26	52	63	69
	---	Muy buenas	15	44	54	61
Caseríos	---	---	59	74	82	86
Camino en tierra	---	---	72	82	87	89
Camino en firme	---	---	74	84	90	92



**Anexo N° 03: Tabla de Clasificación hidrológica de suelos.**

GRUPO DE SUELOS	DESCRIPCIÓN
<b>A</b>	<i>Es el que ofrece menor escorrentía. Incluye los suelos que presentan mayor permeabilidad, incluso cuando están saturados. Comprenden los terrenos profundos, sueltos, con predominio de arena o grava y con muy poco limo o arcilla.</i>
<b>B</b>	<i>Incluye los suelos de moderada permeabilidad cuando están saturados, comprendiendo los terrenos arenosos menos profundos que los del Grupo I, aquellos otros de textura franco-arenosa de mediana profundidad y los francos profundos.</i>
<b>C</b>	<i>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 de agua.</i>
<b>D</b>	<i>Es el que ofrece mayor escorrentía. Incluye los suelos que presentan gran impermeabilidad, tales como los terrenos muy arcillosos profundos con alto grado de tumefacción, los terrenos que presentan en la superficie o cerca de la misma una capa de arcilla muy impermeable y aquellos otros con subsuelo muy impermeable próximo a la superficie.</i>

**Anexo N° 04. Tabla de valores de infiltración mínima por grupo hidrológico de suelos.**

Hydrologic soil grup	Range of minimum retention rates inch/hour	Recommended rate for use in general cases, inch/hour
A	0.30-0.45	0.40
B	0.15-0.30	0.24
C	0.08-0.15	0.12
D	0.02-0.08	0.04

FUENTE: U.S.B.R.

**Anexo N° 05. Factor de reducción por área.**

Drainage area (square miles)	Reduction factor aplicable H. R. 33 rainfall values (percent)
1000	10.0
500	10.0
200	11.0
100	13.0
50	15.0
10	20.0

FUENTE: U.S.B.R.

**Anexo N° 06. Tabla de constantes para períodos de larga duración.**

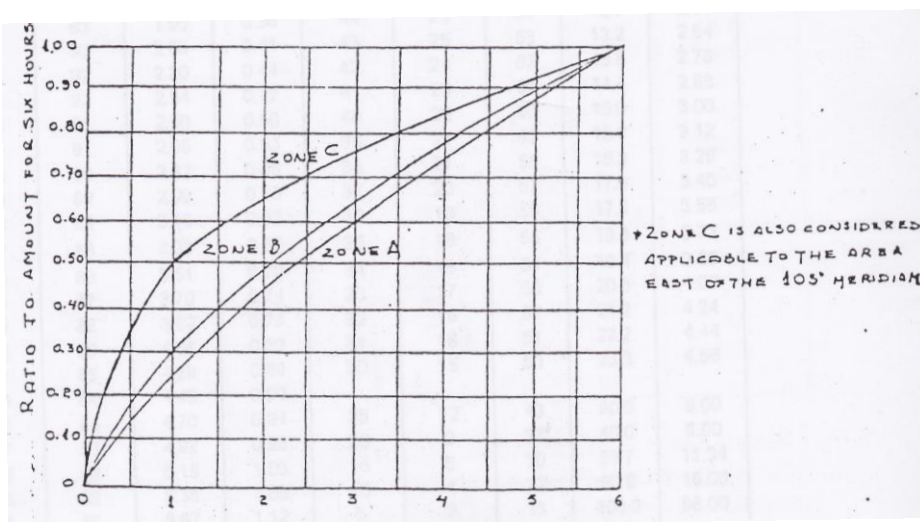
Duration (hours) <sup>2</sup>	Constants Zone A	Constants Zone B	Constants Zone C
8	1.20	1.18	1.14
10	1.39	1.36	1.26
12	1.58	1.53	1.36
14	1.76	1.66	1.43
16	1.93	1.77	1.50
18	2.10	1.87	1.57
20	2.26	1.95	1.64
22	2.42	2.03	1.71
24	2.57	2.10	1.78
30	2.95	2.28	1.97
36	3.26	2.38	2.15
42	3.55	2.40	2.25
48	3.79	2.41	2.28
60	4.14	2.42	...
72	4.34	...	...

<sup>1</sup> Multiply 6-hour point rainfall from figure 17 by indicated constant.

<sup>2</sup> For durations shorter than 6 hours, the time distribution of storm values can be obtained from the appropriate curve presented on figure 18.

FUENTE: U.S.B.R.

**Anexo N° 07. Gráfica de distribución para duraciones de 6 horas.**



**Anexo N° 08. Coeficiente “n” Manning para cauces naturales.**

<b>Tipo de Cauce y Descripción</b>	<b>Mínimo</b>	<b>Normal</b>	<b>Máximo</b>
<b>A. Corrientes naturales</b>			
<b>Cauces principales</b>			
Limpio. recto. lleno. ninguna hendidura o posas profundas	0	0.030 0.035	0.033 0.040
Igual como el anterior. pero más piedras y hierbas		0.040 0.045	0.045 0.050
Limpio y sinuoso. algunas posas y bajios		0.048	0.055
Igual como el anterior. pero algunas hierbas y piedras			
Igual a las fases anteriores. más bajas. pendientes secciones más inefectivas		0.050 0.070	0.060 0.080
Igual al inciso “d” pero más piedras		0.100	0.150
Tramo sinuoso. enmalezado. Posas profundas			
Los tramos muy enmalezados. posas profundas. o inundaciones con ramas y madera en pie pesada			
<b>Planicies de inundación</b>			
No pasto y ningún arbusto			0.035
Césped corto		0.030	0.050
Césped alto	0.025	0.035	
Áreas cultivada	0.030		0.040
Ninguna cosecha		0.030	0.045
Cosechas maduras en fila	0.020	0.035	0.050
Cosechas maduras del campo	0.025	0.040	
Arbusto	0.030		0.070
Arbusto esparcido. hierbas pesadas.		0.050	0.060
Arbusto ligero y árboles. en invierno	0.035	0.050	0.080
Arbusto ligero y árboles. en verano	0.035	0.060	0.110
Arbusto Medio denso. en invierno.	0.040	0.070	0.160
Arbusto Medio denso. en verano	0.045	0.100	
Árboles	0.070		0.050
1) Tierra sin bosque con tocones de árbol. ningún brote.		0.040	0.080
2) Mismo como el anterior. pero los brotes pesados	0.030	0.060	0.120
3) Madera pesada en pie. algunos árboles abajo. la maleza pequeña. flujo debajo de las ramas	0.050 0.080	0.100	0.160
4) Mismo como anterior. pero ramas dentro del flujo		0.120	
5) Saucos densos. rectos. en verano.	0.100		0.200
	0.110	0.150	
Ríos de montaña. ninguna vegetación en el cauce y bancos normalmente empinados. con árboles y arbustos sumergidos en bancos	0.030 0.040	0.040 0.050	0.050 0.070
Fondo: las arenas gruesas. guijarros. y pocos cantos rodados			
Fondo: los guijarros con cantos rodados grandes			

## PANEL FOTOGRÁFICO



**IMAGEN Nro. 01:** Se observa el aumento de intensidad del río Coata ubicado en la comunidad Carata la altura del lago Occumpati en el kilómetros 7 de la carretera Juliaca a Coata.



**IMAGEN Nro. 02:** Se observa el río Coata en la zona del centro poblado de Carata del distrito de Coata, no cuenta con defensa ribereña.



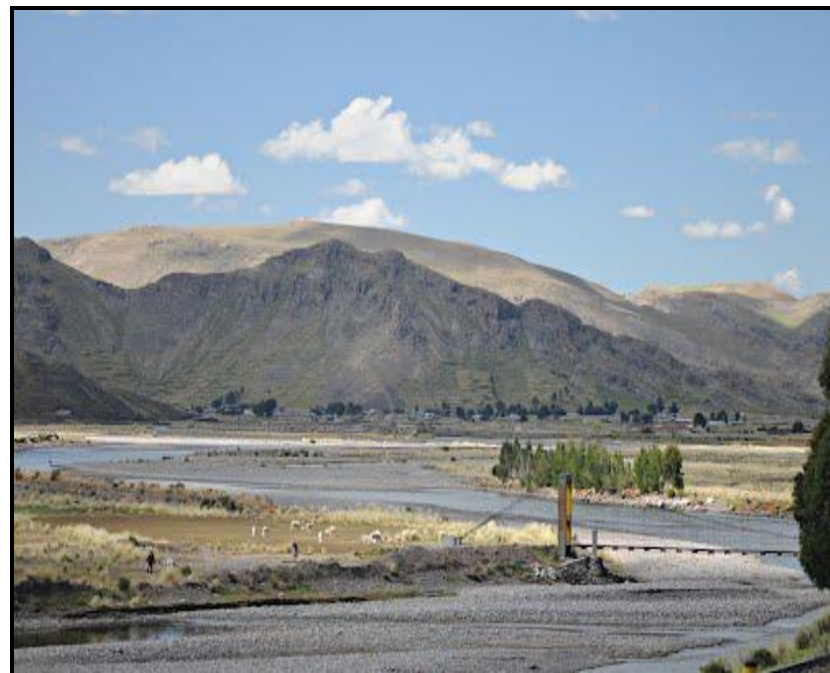
**IMAGEN Nro. 03:** Se observa a los pobladores del sector de Hatun Isla, de la comunidad campesina de Canchi Grande perteneciente al distrito de Caracoto, sufrieron el desborde del río Coata en el año 2012.



**IMAGEN Nro. 04:** Se observa el rio Coata en el centro poblado de Almorsanchez y Sucasco.



**IMAGEN Nro. 05:** Se observa el cauce natural del rio Cabanillas en época de estiaje.



**IMAGEN Nro. 06:** Se observa el cauce natural del río Cabanillas ubicada a 9 kilómetros del distrito de Cabanillas en la carretera Juliaca a Santa Lucia, como se ve está en aumento de su caudal ya que esta en inicios de las precipitaciones pluviales.



**IMAGEN Nro. 07:** Se observa las desembocadura del los ríos Verde y Cerrillos ubicada en la cuenca del río Cabanillas.



**IMAGEN Nro. 08:** Repesa Lagunillas, con un muro de contención de 16.2 metros de altura. Tiene una capacidad de almacenamiento de 500 millones de metros cúbicos.