

**ESTUDIOS DEFINITIVOS PARA EL PUENTE SOBRE EL  
RÍO ANZU, UBICADO EN LOS CANTONES TENA Y  
CARLOS JULIO AROSEMENA TOLA**



**ESTUDIO HIDROLÓGICO – HIDRÁULICO**

**ING CRISTIAN COELLO MSC**

**Enero 2013**

# ESTUDIOS DEFINITIVOS PARA EL PUENTE SOBRE EL RÍO ANZU, UBICADO EN LOS CANTONES TENA Y CARLOS JULIO AROSEMENA TOLA

## ESTUDIO HIDROLOGICO HIDRAULICO

### ÍNDICE DE CONTENIDO

<b>1</b>	<b>OBJETIVOS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO - HIDRAULICO .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA EL ESTUDIO DE PUENTES .....</b>	<b>1</b>
2.1	DEFINICIÓN.....	2
2.2	CONDICIONES HIDRÁULICAS.....	2
2.3	LOCALIZACIÓN DEL SITIO DE IMPLANTACIÓN.....	3
2.4	SELECCIÓN DE LA LONGITUD TOTAL.....	4
2.5	SELECCIÓN DE LA LONGITUD DE LAS LUCES (DISTANCIA ENTRE APOYOS).....	4
2.6	DETERMINACIÓN DE LA RASANTE MÍNIMA.....	4
2.7	DETERMINACIÓN DEL GÁLIBO DEL PUENTE.....	5
2.8	PERÍODO DE RETORNO DE DISEÑO.....	5
2.9	CURVAS Y ECUACIONES PLUVIOMÉTRICAS.....	5
2.10	SOCAVACIÓN.....	6
2.10.1	<i>Cálculo de Socavación general.....</i>	<i>6</i>
2.10.2	<i>Método de Lischtvan-Levediev.....</i>	<i>6</i>
<b>3</b>	<b>UBICACION DEL PROYECTO .....</b>	<b>7</b>
<b>4</b>	<b>RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN .....</b>	<b>8</b>
4.1	DISPONIBILIDAD DE INFORMACIÓN .....	8
<b>5</b>	<b>ESTUDIO DE PRECIPITACIONES .....</b>	<b>9</b>
5.1	PRECIPITACIÓN MEDIAS MENSUALES.....	9
5.2	ISOYETAS EN LA REGIÓN DE ESTUDIO .....	10
5.3	PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS .....	11
<b>6</b>	<b>ESTUDIO HIDROLOGICO .....</b>	<b>14</b>
6.1	MODELACIÓN HIDROLÓGICA MEDIANTE LA UTILIZACIÓN DE HEC-HMS .....	14
6.1.1	<i>Levantamiento de Información: Parámetros de diseño .....</i>	<i>15</i>
6.1.1.1	<i>Geomorfología.....</i>	<i>15</i>
6.1.1.2	<i>Hietograma de diseño .....</i>	<i>15</i>
6.1.1.3	<i>Uso del Suelo: Numero de Curva CN .....</i>	<i>16</i>
6.1.1.4	<i>Tiempo de Retardo y Abstracciones Iniciales .....</i>	<i>17</i>
6.1.1.5	<i>Caudal Máximo de diseño .....</i>	<i>18</i>
<b>7</b>	<b>ESTUDIO HIDRÁULICO .....</b>	<b>20</b>
7.1	INFORMACIÓN TOPOGRÁFICA .....	20
7.2	SISTEMA DE MODELIZACIÓN HIDRÁULICA HEC RAS .....	20
7.2.1	<i>Características técnicas y sus aplicaciones.....</i>	<i>21</i>
7.2.2	<i>Parámetros hidráulicos requeridos para la modelización del flujo en ríos.....</i>	<i>22</i>
7.2.2.1	<i>Número de Manning o coeficiente de rugosidad.....</i>	<i>22</i>

7.2.2.2	Coeficientes de contracción y expansión .....	22
7.2.2.3	Condición de contorno. ....	22
7.2.2.4	Tipo de régimen.....	23
7.3	MODELIZACIÓN HIDRÁULICA DEL RÍO ANZU.....	23
7.3.1	Caudal Mínimo de sequía (NAMIN).....	25
7.3.2	Resultado del estudio Hidráulico del puente sobre el río Anzu.....	25
7.4	SOCAVACIÓN.....	26
7.4.1	Metodologías: Socavación General.....	27
7.4.1.1	Método de Einstein.....	27
7.4.1.2	Método de Lischtvan-Lebediev (Moreno <i>et al</i> 1998).....	28
7.4.2	Cálculo de la socavación en el río Anzu.....	28
7.4.3	Recomendaciones generales de diseño.....	30
<b>8</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>31</b>
<b>9</b>	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>33</b>

## ÍNDICE DE CUADROS

<i>Cuadro 1. Estaciones e información en el área de influencia del proyecto: Información Histórica.....</i>	<i>9</i>
<i>Cuadro 2. Registros de Precipitaciones máximas en 24 horas (mm) .....</i>	<i>11</i>
<i>Cuadro 3. Análisis Gumbel para Precipitaciones máximas en 24 horas (mm).....</i>	<i>13</i>
<i>Cuadro 4. Características de la cuenca de aporte .....</i>	<i>15</i>
<i>Cuadro 5. Números de Curva (CN) para los diferentes usos del suelo .....</i>	<i>17</i>
<i>Cuadro 6. Parámetros calculados del método de SCS.....</i>	<i>18</i>
<i>Cuadro 7. Caudal máximos de diseño (Método SCS, Tr= 100 años).....</i>	<i>18</i>
<i>Cuadro 8. Parámetros Hidráulicos en el puente sobre el río Anzu .....</i>	<i>26</i>
<i>Cuadro 9. Parámetros hidráulicos en la sección del puente previsto sobre el río Anzu.....</i>	<i>28</i>
<i>Cuadro 10. Resultados para la socavación general en el río Anzu (sección puente) .....</i>	<i>29</i>

## INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 3.1 Ubicación de la zona del proyecto.....</i>	<i>8</i>
<i>Figura 4.1 Ubicación de estaciones en la zona de influencia del proyecto.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 5.1 Precipitaciones medias mensuales en las estaciones de análisis .....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 5.2 Mapa de isoyetas en la región de la cuenca del río Anzu.....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 5.3 Curva de Gumbel para máximas precipitaciones .....</i>	<i>13</i>
<i>Figura 6.1 Entorno del Modelo HEC – HMS en la zona de estudio.....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 6.2 Histograma temporal de 200 mm de precipitación .....</i>	<i>15</i>
<i>Figura 6.3 Mapa de coberturas en la cuenca del río Anzu .....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 6.4 Hidrograma de Crecida para la avenida de diseño en los ríos de estudio (Tr=100 años) ....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 7.1 Franja topográfica y ubicación de las secciones de control en el río Anzu.....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 7.2 Entorno del modelo HEC RAS para el sitio de estudio.....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 7.3 Análisis hidráulico del río Anzu (sección puente).....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 7.4 NAMIN determinado en el río Anzu.....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 7.5 Resultados Generales del HEC RAS del río Anzu.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 7.6 Esquema de socavación general en el cauce (<math>S_j</math> = altura de socavación) .....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 7.7 Perfil de socavación en el sitio del puente sobre el río Anzu.....</i>	<i>30</i>

# **ESTUDIOS DEFINITIVOS PARA EL PUENTE SOBRE EL RÍO ANZU, UBICADO EN LOS CANTONES TENA Y CARLOS JULIO AROSEMENA TOLA**

## **ESTUDIO HIDROLÓGICO - HIDRAULICO**

### **1 OBJETIVOS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO - HIDRAULICO**

El Estudio Hidrológico-Hidráulico está encaminado a proporcionar el caudal máximo de del río Anzu en la zona de diseño del puente y las características hidráulicas y de socavación en la sección de implantación cuyos objetivos específicos son:

- Establecimiento de precipitaciones extremas de diferente periodo de retorno para aplicación del modelo hidrológico.
- Determinación de las propiedades geomorfológicas, cobertura vegetal y parámetros hídricos básicos en la cuenca de interés.
- Calculo del caudal máximo para el periodo de retorno considerado para el posterior análisis hidráulico del flujo en ese punto a partir de la modelización.
- Empleo del modelo hidrológico HEC HMS para caudales de crecida a partir del método SCS
- Calculo de las condiciones hidráulicas en la sección bajo el emplazamiento del puente con la determinación de calados máximos y velocidades de flujo.
- Empleo del modelo hidráulico HEC RAS a partir del modulo de flujo no estacionario con el hidrograma de diseño calculado para obtención de parámetros hidráulicos en la sección del puente.
- Establecer la socavación general del cauce más el impacto de la socavación esperada en los estribos del puente sobre el río de estudio.
- Conclusiones y Recomendaciones generales de hidráulica para el diseño del puente

### **2 NORMAS Y ESPECIFICACIONES PARA EL ESTUDIO DE PUENTES**

La siguiente normativa es extraída del texto Normas de Diseño Geométrico de 2003 aplicado en Ecuador.

## **2.1 Definición.**

Para efecto del diseño hidráulico, se considera como puente a la estructura que se construirá en una vía terrestre de comunicación, para cruzar un curso de agua (río, estero, arroyo, estuario, pantano, brazo de mar, etc.).

En forma convencional se considerará que las obras de drenaje que tienen una luz mayor a 6,00 metros se clasificarán como puentes.

## **2.2 Condiciones hidráulicas.**

Las condiciones hidráulicas intervienen en la definición de las siguientes características de un puente:

- a) Localización del sitio de implantación.
- b) Longitud total de la obra.
- c) Longitud de las luces.
- d) Altura de la rasante.
- e) Ubicación, profundidad y tipo de cimentación.
- f) Obras de protección y/o auxiliares.
- g) Obras en el cauce.

Para el efecto, es necesario realizar estudios topográficos é hidráulicos, de cada uno de los posibles sitios de cruce, que aporten información fidedigna sobre los siguientes aspectos:

- a) Levantamiento de la planta general de la zona.
- b) Levantamiento de la planta detallada, perfil y sección del cruce.
- c) Nivel, velocidad máxima y caudal del agua durante las crecientes máximas.
- d) Nivel y caudal del agua, en estiaje.
- e) Perfil probable de socavación general durante las crecientes máximas.

Se deben establecer los siguientes niveles de agua:

- a) Nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), que corresponde con el período de retorno de diseño.
- b) Nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO), que corresponde con el período de retorno de mayor frecuencia.
- c) Nivel de aguas mínimas (NAMIN), que corresponde con el período de estiaje.

Estos niveles deben determinarse ó, por lo menos verificarse por métodos hidrológicos de carácter probabilístico que consideren los regímenes aleatorios de un río. Para aplicar

estos métodos, se debe disponer de la información estadística, suficientemente amplia, para que los resultados sean confiables.

### **2.3 Localización del sitio de implantación.**

El puente debe considerarse como parte integrante del camino. La localización debe quedar supeditada al trazado (horizontal y vertical) del camino; estos alineamientos se obtienen de conciliar las necesidades geométricas de operación con las restricciones económicas, así como las necesidades de paso por sitios obligados. De esta manera, el puente puede quedar orientado, respecto a la corriente, en tres posibles posiciones: normal, esvijado y en curva horizontal.

Debe evitarse introducir curvas forzadas en el trazado del camino con el objeto de implantar al puente en una posición normal a la corriente. Así mismo, cuando se disponga de un sitio de implantación bien definido, se debe evitar modificar el río para lograr que el puente se ubique normal a la corriente.

Los apoyos del puente (estribos y pilas) deben orientarse en la dirección de la corriente para presentar la menor obstrucción posible al paso del agua y reducir el riesgo de la socavación.

En el caso de ríos con dirección indefinida o de puentes que se ubiquen cercanos a la confluencia de dos corrientes, se recomienda el uso de pilas con sección circular.

Debe evitarse localizar el puente en la cercanía de una curva del río; puesto que, en el lado exterior de la curva podrían presentarse problemas de erosión y, en el lado interior de depositación; también, se debe procurar que el sitio de implantación quede alejado de saltos o cascadas, puesto que en estos el fondo del cauce suele ser inestable y pueden peligrar la estabilidad de los cimientos.

Es conveniente que el sitio de implantación se localice en un tramo recto del río, con cauce bien definido y de preferencia en un estrechamiento para tener la menor longitud de puente

En lo posible, se debe evitar que el trazado, de los accesos al puente, sea paralelo al cauce del río, ya que la corriente durante las crecientes puede erosionar los taludes con el consiguiente riesgo de que se produzca la rotura de una sección de la carretera.

Cuando se considere conveniente, por razones técnico-económicas (topográficas, geotécnicas, hidráulicas, estructurales ó económicas), modificar el trazado del camino en la zona inmediata al sitio de implantación del puente, será necesario estudiar varias alternativas de sitio probable de cruce.

## **2.4 Selección de la longitud total.**

La longitud óptima del puente, desde el punto de vista hidráulico, será la que cubra toda la amplitud de la lámina de agua correspondiente al nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME). En el caso de cauces encajonados ó en cruces sobre canales artificiales, esta solución es la única posible. Sin embargo, la mayoría de los ríos presentan un cauce principal y una llanura de inundación en la zona de las márgenes que se cubre de agua, solamente, en crecientes extraordinarias.

Para definir la longitud debe aplicarse el Teorema de Bernoulli, referente al flujo de agua en un conducto de sección variable, mediante el cual se puede calcular el remanso o la sobre elevación que se produce antes de llegar del sitio de cruce, por efecto que causa la obstrucción de la obra; siendo posible, además, valuar el incremento de velocidad. En el caso que la sección del cruce este formada por un solo tramo hidráulico (“n” de Manning constante) el cálculo de la velocidad del agua bajo el puente y el de la sobre elevación son inmediatos; en el caso contrario se debe proceder por tanteos.

## **2.5 Selección de la longitud de las luces (distancia entre apoyos).**

La longitud óptima de las luces de un puente (distancia entre apoyos) depende de los siguientes factores:

- a) Ubicación conveniente de los apoyos, de conformidad con las condiciones topográficas, hidráulicas, geotécnicas y constructivas.
- b) Dimensiones suficientes para permitir el paso de los cuerpos flotantes mayores que arrastre el río, durante las crecientes.
- c) En caso de ríos navegables, la longitud óptima de la luz principal del puente debe cubrir, por lo menos, el ancho del canal de navegación; tomando en cuenta, además, el gálibo exigido.

## **2.6 Determinación de la rasante mínima.**

La rasante mínima del puente se obtiene con la suma de los siguientes valores: a) gálibo del puente y b) espesor de la superestructura del puente.

En todos los casos se puede tomar la rasante impuesta por el proyecto del camino, cuando es mayor que la mínima; de lo contrario se adopta la rasante mínima y se modifica; a rasante de los accesos. En puentes de carreteras principales, es conveniente comparar las soluciones alternativas de rasante, incluyendo los costos del puente y del



camino, así como la construcción y operación. Dependiendo del tipo é importancia del camino, la pendiente longitudinal no podrá ser mayor del 7%.

## **2.7 Determinación del gálibo del puente.**

El gálibo mínimo es el espacio medido, en sentido vertical, entre el nivel de aguas máximas extraordinarias y la cara inferior de la superestructura del puente; se obtiene por la suma de los siguientes valores:

Sobre elevación debida al estrechamiento del cauce por la estructura del puente, se admite 40 cm como máximo.

Espacio libre vertical, con las siguientes consideraciones: a) garantizar el paso de los cuerpos flotantes que arrastre la corriente; estimándose, según las condiciones hidráulicas del río, 1.00 m. como mínimo; b) tomar en cuenta el grado de incertidumbre que puede haber en la estimación del nivel de aguas máximas extraordinarias.

## **2.8 Período de retorno de diseño.**

Se considerará que los caudales de diseño y sus correspondientes niveles de agua, deben establecerse para un determinado período de retorno, según el tipo de carretera.

- a) Caminos vecinales: 50 - 100 años.
- b) Carreteras colectoras (secundarias) con tráfico constante: 100-250 años.
- c) Carreteras de la red vial principal con tráfico intenso: 200 - 1000 años.
- d) Vados, según su importancia: 25 - 100 años.

## **2.9 Curvas y ecuaciones pluviométricas**

Precipitaciones pluviales y están expresadas por su respectiva ecuación.

La ecuación pluviométrica de una localidad se la expresa por la fórmula general:

$$i = at^n$$

Donde:

i = intensidad de la precipitación pluvial, en milímetros por hora.

a = constante para cada localidad.

$t$  = tiempo de duración de la precipitación, expresado en minutos.  
 $n$  = exponente para cada localidad.

Una ecuación pluviométrica se determina de la siguiente manera:

1. Los datos del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología que indican la cantidad de lluvia, en milímetros, recogida por el pluviómetro durante diversos períodos de duración ( $t$ ), expresados en minutos, se multiplican por el factor  $(60/t)$ , obteniéndose así la intensidad para cada período, en milímetros por hora, lo cual es inversamente proporcional al tiempo de duración del aguacero.
2. Los valores máximos de las intensidades de precipitación pluvial durante un lapso de 5 a 10 años, se tabulan juntamente con los diferentes tiempos de duración ( $t$ )

Las ecuaciones pluviométricas correspondientes a las 32 zonas meteorológicas del País (ver plano adjunto de zonificación de intensidades) que se utilizarán, son las que periódicamente publica el INAMHI, para diferentes períodos de retorno, siendo 5 años el mínimo que debe considerarse para pronósticos pluviales en materia de drenaje de carreteras.

## **2.10 Socavación**

### **2.10.1 Cálculo de Socavación general**

Para el cálculo de la socavación general se presentarán dos de los métodos más utilizados, debiendo ser uno de ellos método de Lischtván-Levediev, además debe señalarse, que actualmente existen modelos matemáticos morfológicos que permiten establecer los posibles cambios en el cauce del río para ciertas condiciones de funcionamiento y cuyo uso se recomienda, no obstante las limitaciones que pudieran tener derivadas de la dimensionalidad del modelo. Por lo general, estos modelos requieren de mucha información de no muy fácil obtención, lo cual puede limitar su uso y aplicabilidad.

### **2.10.2 Método de Lischtván-Levediev**

El cálculo de socavación general, también, se puede determinar con el criterio propuesto por Lischtván-Levediev. Este método, que incluye la socavación por reducción del ancho del río por efecto de las pilas, se fundamenta en la condición de equilibrio entre la velocidad real media del flujo ( $V_r$ ) y la velocidad media del flujo ( $V_e$ ) que se requiere para iniciar el movimiento de las partículas del cauce. Para su aplicación se debe considerar: (1) el tipo de río con cauce definido o nó, (2) el tipo de material del fondo,

cohesivo o friccionante y (3) la estratigrafía del subsuelo, bajo, la sección en estudio, homogénea o heterogénea.

*(a) Cauces definidos con suelos cohesivos y distribución homogénea.*

*(b) Cauces definidos con suelos friccionantes y distribución homogénea.*

*(c) Cauces definidos y suelos con distribución heterogénea.* Los suelos heterogéneos son aquellos constituidos por dos o más materiales diferentes, formados por capas ó estratos.

La determinación de la socavación general o profundidad de equilibrio, se puede realizar a base de tanteos ó mediante un método semigráfico.

En el método por tanteos, conociendo la estratigrafía del subsuelo bajo una sección vertical, se selecciona el estrato superior y de acuerdo con las características del mismo, se aplica la fórmula adecuada, según se trate de suelos cohesivos ó friccionantes. Si la profundidad total calculada (Hs) se localiza bajo el límite inferior del estrato seleccionado, se requerirá repetir el tanteo con el segundo estrato, aplicando la fórmula correspondiente, según el tipo de suelo. En el tanteo en que la profundidad calculada (Hs) se ubique en el estrato considerado, se habrá obtenido la profundidad de socavación buscada.

*(d) Cauces no definidos y suelos con distribución homogénea.*

Para los suelos con distribución heterogénea se aplican los mismos procedimientos indicados, en cauces definidos, para este tipo de suelos.

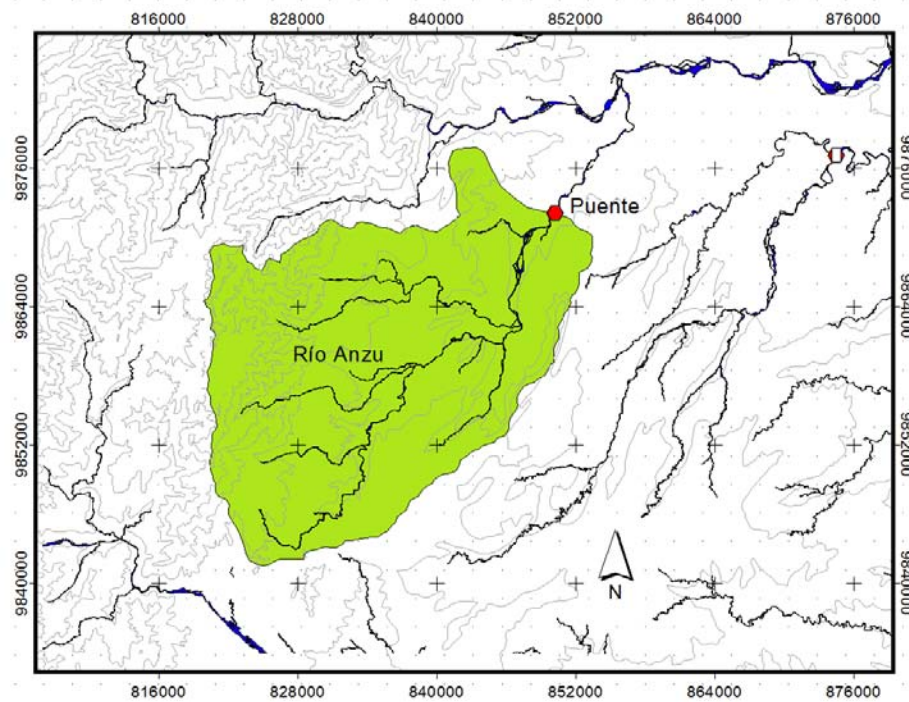
*(e) Efecto de los sedimentos en suspensión en la socavación general*

Cuando el río arrastra mucho material en suspensión se reduce la socavación general para la misma velocidad media;

### **3 UBICACION DEL PROYECTO**

El proyecto se ubica en el margen derecho de la vía Tena – Puyo, en el Cantón Arosemena Tola; localizada en la provincia de Napo.

El proyecto se localiza dentro de la cuenca hidrográfica del río Napo, correspondiente al río Anzu. La Figura 3.1 indica la ubicación del proyecto.

**Figura 3.1 Ubicación de la zona del proyecto**

Elaboración: Equipo Consultor, 2013

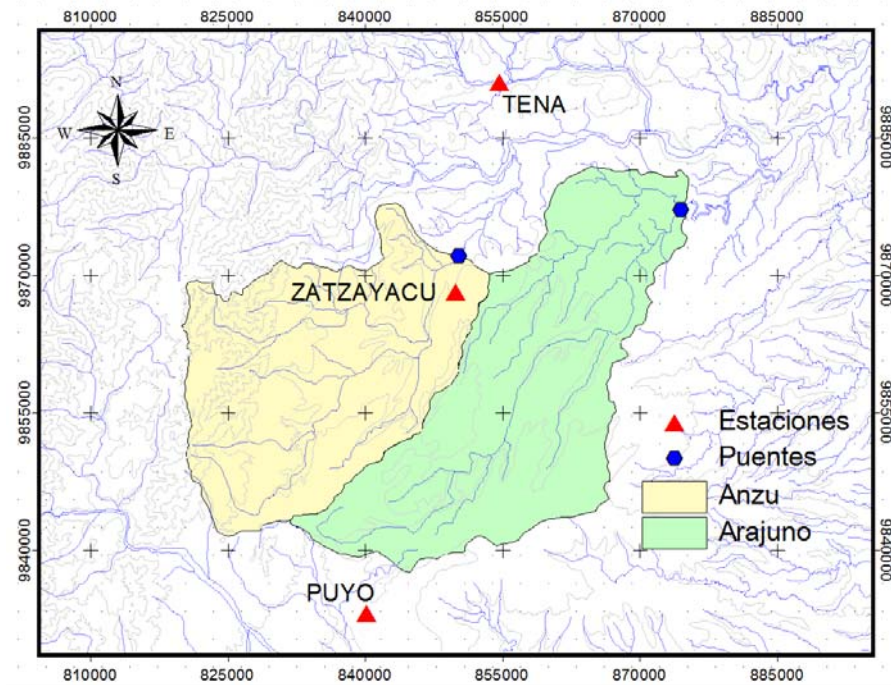
## 4 RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN

Previo al inicio de los estudios, se ha realizado la recopilación de información histórica. Toda la información obtenida corresponde a registros pluviográficos cuya fuente principal es el INAMHI. El detalle de la información recopilada y solicitada, así como su procesamiento, validación y uso final, se detalla en el presente capítulo.

### 4.1 Disponibilidad de Información

Los Anuarios del INAMHI establecen en el inventario de estaciones que existen un número importante de estaciones de medición de precipitaciones dentro de la cuenca así como en cuencas vecinas; sin embargo al momento de recopilar la información observada se verifica que prácticamente existe poca información al respecto, únicamente se establece la existencia de 3 estaciones con registros históricos de larga data. La Figura 4.1 presenta la ubicación de estas estaciones que registra el INAMHI.

En la figura se observa que existe una estación dentro de la cuenca del río Anzu, correspondiente a Zatzayacu y dos estaciones en sus vecindades, por un lado la estación de Puyo al sur y por el norte la estación de Tena. Estas tres estaciones permitirán verificar el comportamiento esperado de las precipitaciones en especial con las lluvias máximas en 24h que se considera la información fundamental para el análisis.

**Figura 4.1 Ubicación de estaciones en la zona de influencia del proyecto**

Elaboración: Equipo Consultor, 2013

Con la finalidad de realizar un estudio integral se realizó el análisis de estas dos estaciones pluviográficas existentes en la vecindad de la cuenca del río Anzu tal que contribuya con información válida para el análisis. La información recopilada se resume en el Cuadro 1.

**Cuadro 1. Estaciones e información en el área de influencia del proyecto: Información Histórica**

Estación	Código	Tipo	Fuente	Serie Disponible	Número de Años	Cota m s.n.m
<b>Precipitaciones Máximas en 24h</b>						
Tena	M-070	Climatológica	INAMHI	1972-2009	21	665
Puyo	M-008	Climatológica	INAMHI	1972-2009	39	960
Zatzayacu	M-485	Pluviométrica	INAMHI	1972-2008	20	628

Elaboración: Equipo Consultor, 2013

La información recopilada corresponde a precipitaciones máximas en 24 horas que permitirán el cálculo de caudales máximos de diferente periodo de recurrencia y necesarios para el diseño del puente.

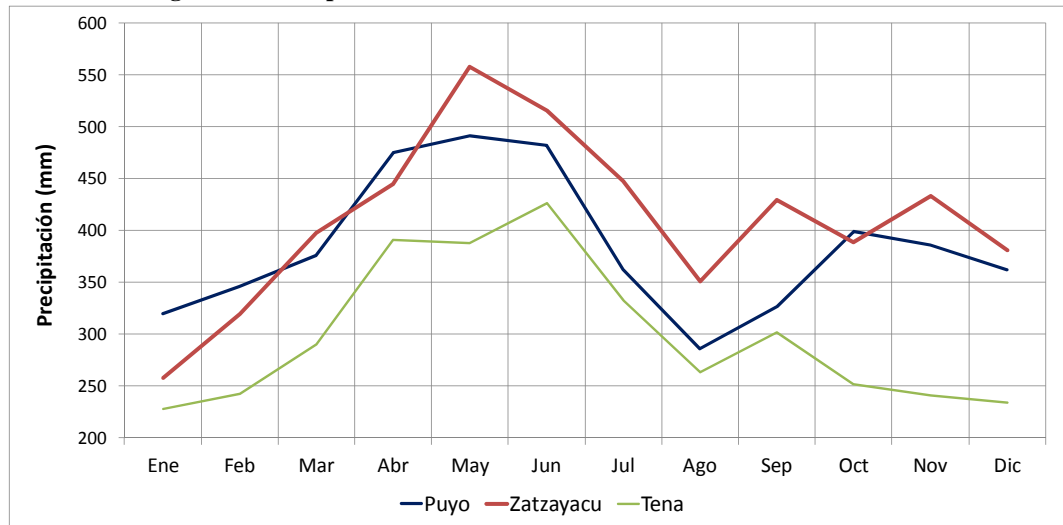
## 5 ESTUDIO DE PRECIPITACIONES

### 5.1 Precipitación medias mensuales

De la información recopilada de las estaciones de medición de precipitación se procesó la información a la escala temporal disponible, esto es mensual, las estaciones al estar ubicadas cercanas entre ellas presentan el mismo régimen de precipitaciones de tipo oriental, esto es un periodo lluvioso marcado durante los meses de abril a julio y uno

menos lluvioso aunque no menos importante durante el periodo de agosto a marzo. Así se puede constatar en la Figura 5.1

**Figura 5.1 Precipitaciones medias mensuales en las estaciones de análisis**



Elaboración: Equipo Consultor, 2013

En volumen total promedio anual de precipitación las estaciones registran lluvias mayores a 4500mm, esto correspondiente a Zatzayacu y Puyo, un poco más al norte por el sector de Tena las precipitaciones disminuyen en un rango de 3500mm a 4500mm.

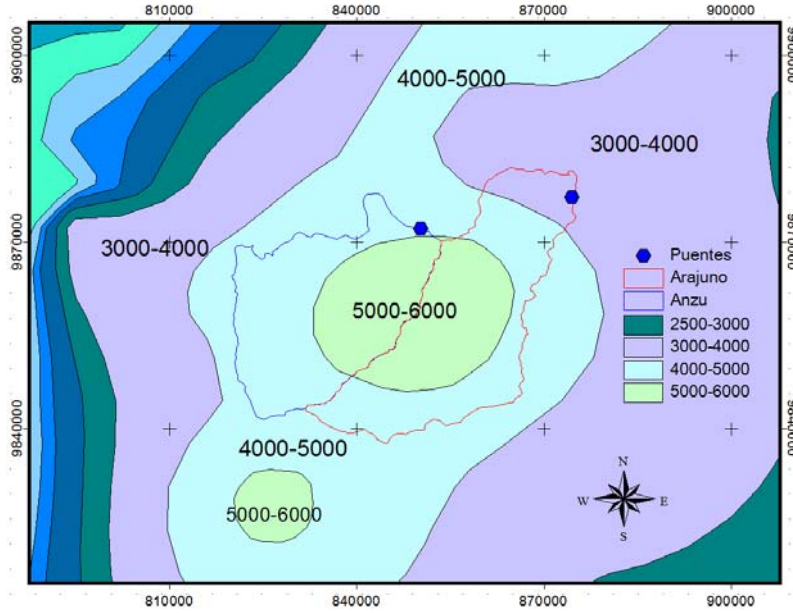
Para conocer la información mensual recopilada en el estudio, revisar el Anexo 1 incorporado al final del presente informe.

## 5.2 Isoyetas en la región de estudio

Para conocer el comportamiento espacio temporal de la precipitación se determinó el mapa de isoyetas de las región de estudio, para ello se empleo información regional de la Amazonía, este análisis es importante para verificar la cantidad de precipitación que se puede esperar en la cuenca hidrográfica de análisis.

En la Figura 5.2 muestra el trazo de las líneas isoyetas de la zona del proyecto. La figura muestra que no existe una variabilidad grande de precipitaciones, en toda la cuenca se esperan valores que bordean los 5000mm anuales. Valor que es validado por la estación de Zatzayacu que se encuentra en su interior.

**Figura 5.2 Mapa de isoyetas en la región de la cuenca del río Anzu**



Elaboración: Equipo Consultor, 2013

La cuenca del río Anzu presenta un desnivel altitudinal de 2450 metros hasta el sitio de ubicación de puente, la forma de la cuenca es ovalada y drena una superficie de 730km<sup>2</sup>.

### 5.3 Precipitación máxima en 24 horas

De la recopilación de información en los anuarios análogos y digitales del INAMHI se logró disponer de precipitaciones máximas en 24 horas para las estaciones indicadas. Un total de 38 años de registros para la estación Puyo, 20 años de información para Zatzayacu y 21 años para la estación de Tena pudo ser compilada. Los registros disponibles se presentan en el Cuadro 2.

**Cuadro 2. Registros de Precipitaciones máximas en 24 horas (mm)**

AÑO / ESTACION	Puyo	Zatzayacu	Tena
1972	119,2	130,4	102
1973	122,4	86	119
1974	164,1	117	90,2
1975	119,6	117	
1976	102,4	93,4	100,6
1977	87	92	106,5
1978	70,2	135,1	102,6
1979	90,9	45,4	110,3
1980	107,3	141,7	110,4
1981	104,3	128,8	92,2
1982	108	149,4	
1983	128,6	175,3	
1984	95,8		
1985	91		96
1986	133,3		
1987	160,9		
1988	112,7		

1989	107	54,3	
1990	164,7	44,7	
1991	108		82
1992	163,5	77,6	147,1
1993	87	95,6	110,5
1994	96,9		98
1995	102,5		90,7
1996	121,8		81,7
1997	91,2	83,8	96,4
1998	146,2		130,5
1999	92,5	85,2	126,4
2000	130		90,6
2001	133,6		
2002	87,2		
2003	127,3		
2004	133,5		
2005	98		
2006	123,4		
2007	102,5		
2008	111,4	119,2	182,2
2009	143,1	87	
<b>Max del Periodo</b>	164,7	175,3	182,2
<b># Años</b>	38	20	21
<b>Media</b>	115,5	102,9	107,9

Fuente: INAMHI

Elaboración: Equipo Consultor, 2013

Las precipitaciones máximas en 24 horas son altas en la zona oriental como era de esperarse, con lluvias registradas mayores a los 160mm en 24h.

Para el estudio de precipitaciones máximas que permitan determinar los caudales de diseño de las diferentes obras estructurales se empleó el método estadístico mediante análisis probabilístico de Gumbel (1958); este método permite determinar precipitaciones máximas para diferentes periodos de recurrencia y es conocida como la distribución de valores extremos tipo I. Los resultados generales de este análisis se presentan en el Cuadro 3 y Figura 5.3.

Gumbel utiliza la probabilidad de excedencia de un valor X la cual está dado por:

$$p = 1 - e^{-e^{-y}}$$

Donde:

p = Probabilidad de excedencia de un valor X

e = Base de logaritmos naturales = 2,7183

y = Variable reducida

La fórmula general está dada por:

$$X = \bar{X} + (0.7797y - 0.45)\sigma_x$$



O bien:

$$X = \bar{X} + K\sigma_x$$

Donde:

$$K = 0.7797 y - 0.45$$

$\bar{X}$  = Promedio aritmético de la serie de datos

$\sigma_x$  = Desviación estándar de la serie de datos

K = Factor de frecuencia

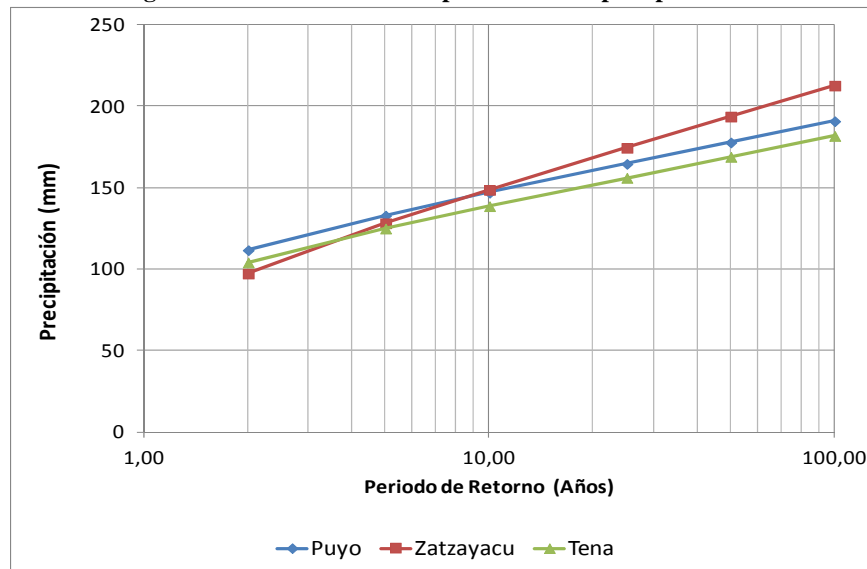
$$y = -\ln[-\ln(1 - p)]$$

**Cuadro 3. Análisis Gumbel para Precipitaciones máximas en 24 horas (mm)**

T (años)	Puyo	Zatzayacu	Tena
5	133	128	125
10	147	149	139
25	165	174	156
50	178	194	169
100	191	212	182

Elaboración: Equipo Consultor, 2013

**Figura 5.3 Curva de Gumbel para máximas precipitaciones**



Elaboración: Equipo Consultor, 2013

Se observa que los resultados son similares para los diferentes periodos de retorno analizados en las estaciones, en el caso de puentes el periodo normal de estudio es de 100 años y los rangos de variación van desde los 180 a los 212mm.

Para efectos del estudio hidrológico y la modelización respectiva se va a considerar un valor de 200mm de precipitación en las cuencas a modelar, la cual será empleada como

una lluvia constante en toda la cuenca del río Anzu para la evaluación del caudal de diseño.

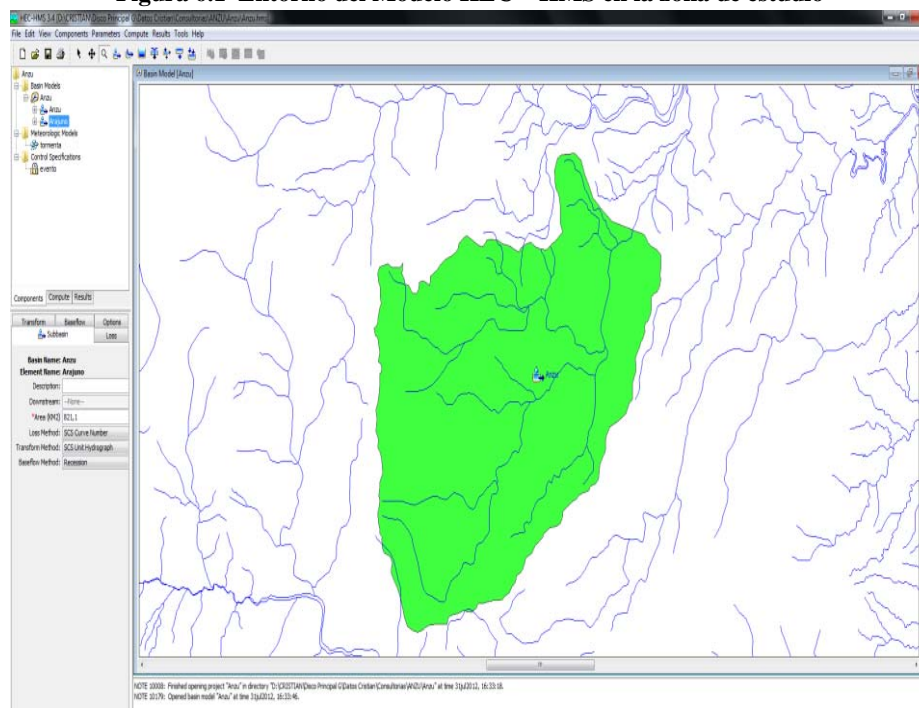
## 6 ESTUDIO HIDROLOGICO

Lamentablemente no existe información hidrológica histórica en la cuenca del río Anzu que permita la estimación de caudales máximos a partir de métodos estadísticos, esta razón obliga a emplear métodos empíricos como el de la Soil Conservation Service (SCS), que permite la obtención de caudales de diferentes periodos de diseño a partir de información de precipitaciones máximas y características de la cuenca del drenaje, para ello se hará uso del modelo matemático hidrológico HEC HMS.

### 6.1 Modelación Hidrológica mediante la utilización de HEC-HMS

El modelo hidrológico HEC-HMS permite la determinación de hidrogramas de salida a partir de información de precipitaciones más propiedades geomorfológicas de la cuenca hidrográfica. Existe la posibilidad de utilizar dentro del modelo una variedad de métodos conocidos, lo cual lo hace un modelo versátil y de fácil aplicación. El entorno del modelo en la cuenca del río Anzu se indica en la Figura 6.1.

**Figura 6.1 Entorno del Modelo HEC – HMS en la zona de estudio**



Elaboración: Equipo Consultor, 2013

## 6.1.1 Levantamiento de Información: Parámetros de diseño

### 6.1.1.1 Geomorfología

Gracias al empleo de cartografía 1:50000 disponible de la región de la cuenca, se trazó el área de aporte a cada punto de diseño. Así se indica en el Cuadro 4 el resultado del cálculo de los parámetros morfológicos de la cuenca aportante.

**Cuadro 4. Características de la cuenca de aporte**

Quebrada	Área (km <sup>2</sup> )	Perímetro (km)	Cota mínima (m s.n.m)	Cota		Longitud Cauce (km)
				Máxima (m s.n.m)	Desnivel (m)	
Anzu	730.7	125.6	510	2960	2450	57.1

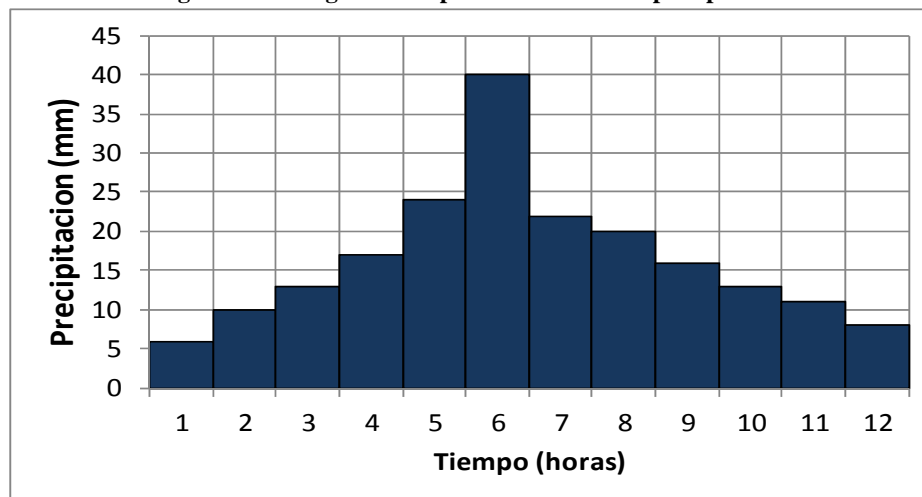
Elaboración: Equipo Consultor, 2013

### 6.1.1.2 Hietograma de diseño

La precipitación es el parámetro más influyente en el cálculo de caudales de diseño, su volumen y distribución en el tiempo son determinantes. Lo básico es establecer el histograma de precipitaciones a modelar de acuerdo al comportamiento real de la zona, para ello se utilizó un histograma de 200 mm de precipitación basado en el periodo de retorno de 100 años de la estimación, por motivos de seguridad se establece que esta precipitación no ocurre en 24h sino que se presenta en un periodo de 12 horas de duración al cual se aplicó el método del hidrograma unitario adimensional del Servicio de Conservación de Suelos (por sus siglas en ingles S.C.S, 1972), cuya metodología permite determinar los parámetros fundamentales del hidrograma.

El análisis se realizó tomando en cuenta el caso más desfavorable donde las lluvias se presentan de moderada duración con una hora de precipitación máxima y recomendado por la Soil Conservation Service es decir con un pico que se presenta de manera marcada, el histograma presenta la siguiente forma según la Figura 6.2

**Figura 6.2 Histograma temporal de 200 mm de precipitación**

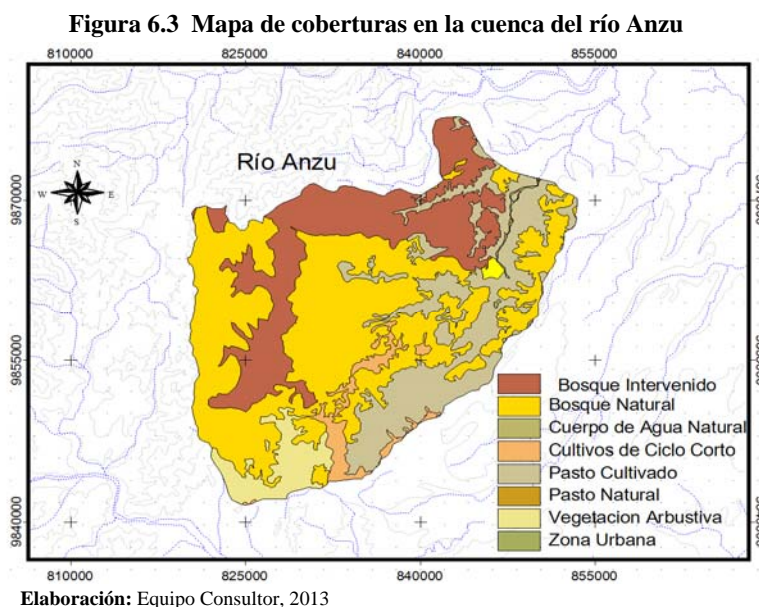


Elaboración: Equipo Consultor, 2013

### 6.1.1.3 Uso del Suelo: Numero de Curva CN

Uno de los factores más importantes que intervienen en el cálculo es el factor de escorrentía característica de la cuenca, para ello se estimó el valor de CN (Número de Curva) según las características de uso del suelo de la región motivo de estudio.

La Figura 6.3 presenta el mapa de uso de suelos de la cuenca del río Anzu, la cobertura se caracteriza por la predominancia de bosque natural siempre verde característico de la Amazonía con bosque intervenido y pastos, la estimación del número promedio de curva se la realizó en base a las áreas de ocupación de cada cobertura y el número definido se indica en el Cuadro 5.



### Condición de humedad antecedente

El método del número de curva de escorrentía tiene tres niveles de humedad antecedente, dependiendo de la precipitación total en los cinco días previos a la tormenta, el cuadro a continuación contiene los tres tipos de condiciones que establece la Soil Conservation Service para la escala de valores donde se ajuste la precipitación acumulada previa al evento considerado.

**Condición de humedad antecedente publicada por la Soil Conservation Service**

<b>Precipitación acumulada para tres niveles de condición de humedad antecedente.</b>	
<b>Condición de humedad antecedente(AMC)</b>	<b>Precipitación acumulada de los 5 días previos al evento en consideración(cm)</b>
I	0 - 3,30
II	3,50 - 5,25
III	más de 5,25

**Elaboración:** Equipo Consultor, 2013

El AMCI considera al suelo seco, el AMCII a suelos humedecidos mientras que el AMCIII a suelos completamente saturados.

De acuerdo a la clasificación de la SCS (1972) los números de curvas considerando un suelo tipo B caracterizados por moderadas velocidades de infiltración cuando están bien húmedos y consisten principalmente en suelos moderadamente profundos a profundos, suelos drenados a bien drenados, con textura de fina a moderadamente gruesa y condiciones de humedad antecedente tipo II según lo señalado anteriormente. El número de curva para el estudio a partir de este tipo de suelos es el indicado en el Cuadro 5.

**Cuadro 5. Números de Curva (CN) para los diferentes usos del suelo**

Cuenca	Usos	km <sup>2</sup>	%	CN
Anzu	Zona Urbana	0,2	0,03	100
	Bosque Natural	345	47,21	56
	Cultivos ciclo corto	24	3,22	72
	Bosque Intervenido	174	23,81	60
	Pasto Cultivado	145	19,84	72
	Vegetación Arbustiva	37	5,06	60
	Cuerpos de Agua Natural	6	0,82	100
	<b>Total</b>	<b>730.7</b>	<b>Promedio</b>	<b>61.2</b>

Elaboración: Equipo Consultor, 2013

#### 6.1.1.4 Tiempo de Retardo y Abstracciones Iniciales

El método SCS (1972) necesita algunos cálculos adicionales para la adecuada determinación de caudales máximos, estos corresponde al tiempo de retardo ( $T_{lag}$ ), capacidad máxima de almacenamiento (S), abstracciones iniciales ( $I_a$ ) que están en función de las características fisiográficas de la cuenca.

La expresión que permiten calcular este parámetro se indica a continuación:

$$T_{lag} = 2,587 \cdot L^{0.8} (1\ 000/CN - 9)^{0.7} / (1\ 900 \cdot H^{0.5}) \quad (h)$$

Donde:

L: Longitud del cauce del río (m)

CN: Numero de curva debida al escurrimiento

H: Pendiente media de la cuenca (%)

Los estudios empíricos realizados por el SCS permitieron relacionar la máxima infiltración potencial con un parámetro de referencia, que es el número de curva, CN, cuyos valores están tabulados entre 0 y 100, La expresión para determinar la máxima infiltración o almacenamiento (S) se indica a continuación:

$$S = 254 (100/CN - 1) \quad (\text{mm})$$

Donde:

CN: Numero de curva debida al escurrimiento

El método SCS desarrolló en base a resultados experimentales una relación empírica para la determinación de las abstracciones iniciales (Ia), siendo la siguiente:

$$Ia = 0,2 S \quad (\text{mm})$$

Donde:

S: Máxima infiltración potencial (mm)

Ia: Abstracciones iniciales (mm)

Los resultados generales de los cálculos se presentan en el Cuadro 6.

**Cuadro 6. Parámetros calculados del método de SCS.**

Cuenca	Pendiente Media (%)	CN	T lag (min)	S (mm)	Ia (mm)
Anzu	24	61.2	429.9	161	32.2

Elaboración: Equipo Consultor, 2013

### 6.1.1.5 Caudal Máximo de diseño

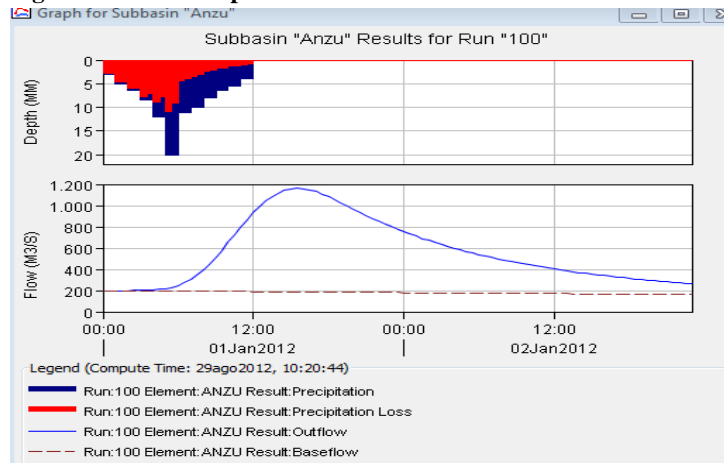
Con el ingreso de toda esta información en el modelo hidrológico HEC-HMS se procedió al cálculo de la avenida para el periodo de retorno de 100 años, dando como resultados los expresados en el Cuadro 7 y Figura 6.4.

**Cuadro 7. Caudal máximos de diseño (Método SCS, Tr= 100 años)**

Cuenca	Caudal de Diseño (m³/s)	Volumen escurrido (1000m³)
Anzu	1160	96365

Elaboración: Equipo Consultor, 2013

**Figura 6.4 Hidrograma de Crecida para la avenida de diseño en los ríos de estudio (Tr=100 años)**





**Elaboración:** Equipo Consultor, 2013

El resultado final de la simulación hidrológica arroja un valor de  $1160\text{m}^3/\text{s}$  para la cuenca del río Anzu esperados en el sitio de diseño del puente, el comportamiento del flujo y las propiedades hidráulicas del río es ese punto se detalla en el siguiente acápite.

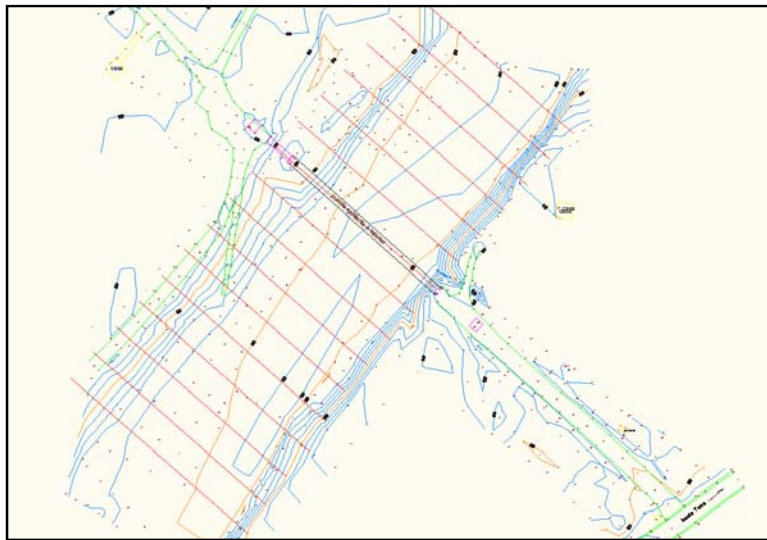
## 7 ESTUDIO HIDRÁULICO

### 7.1 Información Topográfica

El puente debe ser construido sobre el río Anzu y su longitud dependerá de las características hidráulicas y topográficas. En esta ubicación es necesario estudiar su comportamiento hidráulico y determinar los calados de agua así como las correspondientes velocidades para los caudales de crecida, con la finalidad de obtener parámetros y consideraciones para el análisis de socavación en las pilas previstas para el diseño del puente.

La información topográfica disponible fue entregada para la presente consultoría, aguas arriba de la ubicación del puente se tiene aproximadamente de 200 m de franja topográfica, la cual permitirá la determinación de secciones transversales para el estudio hidráulico desde aguas arriba de la ubicación del puente. La imagen de la topografía disponible y la obtención de las secciones transversales de análisis se presentan en la Figura 7.1.

**Figura 7.1 Franja topográfica y ubicación de las secciones de control en el río Anzu**



Elaboración: Equipo Consultor, 2013

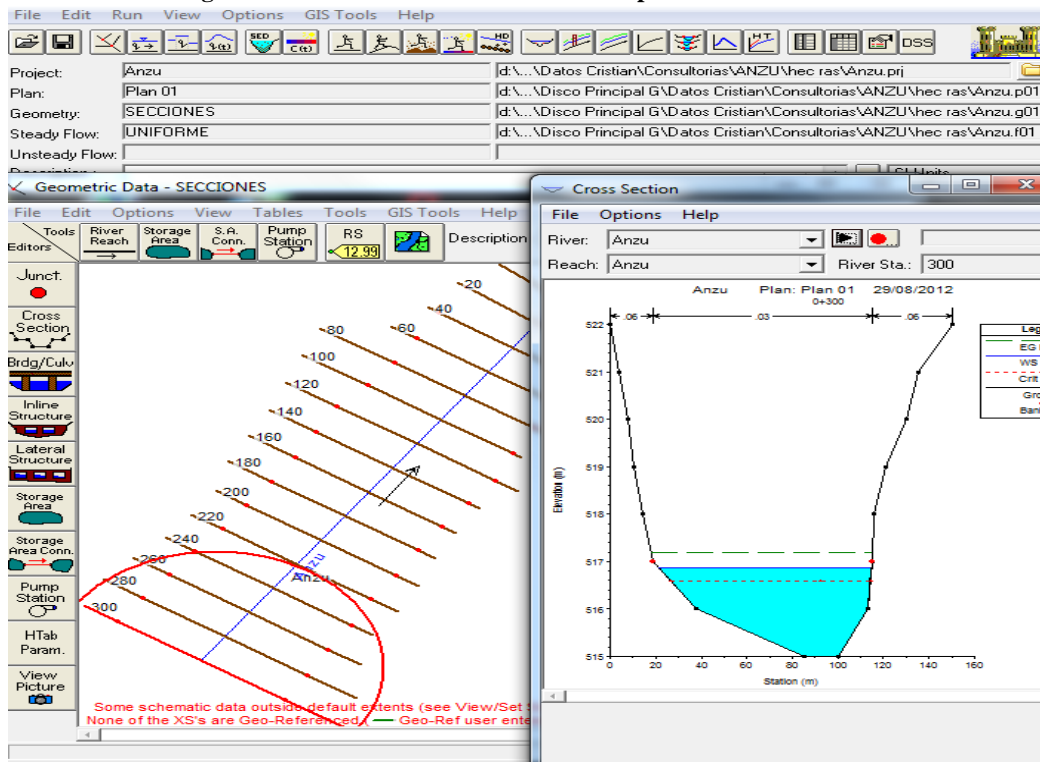
### 7.2 Sistema de modelización hidráulica HEC RAS

El sistema de modelización hidráulica HEC RAS (Hydrologic Engineering Center, 2002) es un sistema dinámico para la modelización unidimensional de flujo rápidamente variado, analizando regímenes subcrítico y supercrítico y mixto, por lo que brinda la flexibilidad necesaria para modelar las condiciones presentes en un evento de crecida histórica en el río de interés del proyecto. El entorno del modelo así como el ingreso de información al modelo se puede ilustrar en la Figura 7.2. El modelo numérico incluido



en este programa permite realizar análisis del flujo permanente unidimensional gradualmente variado en lámina libre

**Figura 7.2 Entorno del modelo HEC RAS para el sitio de estudio**



Elaboración: Equipo Consultor, 2013

### 7.2.1 Características técnicas y sus aplicaciones

- Cálculo hidráulico de estructuras (puentes, aliviaderos, alcantarillas, etc.)
- Visualización gráfica de datos y resultados.
- Edición gráfica de secciones:
- Modelación hidráulica en régimen permanente de cauces abiertos, ríos y canales artificiales.
- Salida Tabular que permite transformar a un archivo de Excel
- Hec-Ras cuenta con tres salidas gráficas: una salida en presentar el nivel del agua en cada una de las secciones transversales introducidas, conjuntamente con el nivel de la línea de energía y el nivel crítico, en otra salida muestra el perfil longitudinal del río, con una línea de energía y la tercera salida es una perspectiva de las secciones con niveles de agua, estas salidas graficas serán visualizadas para el río Anzu.

## **7.2.2 Parámetros hidráulicos requeridos para la modelización del flujo en ríos**

Para la aplicación del modelo descrito es necesario establecer en primer lugar las características geométricas del cauce, definidas con los perfiles transversales y estructuras singulares obtenidos del levantamiento topográfico.

A continuación se establecen los parámetros hidráulicos del mismo que influyen directamente en el comportamiento del flujo (número de Manning, coeficientes de contracción y expansión y condición de contorno), tal y como se indica a continuación:

### **7.2.2.1 Número de Manning o coeficiente de rugosidad.**

El concepto de rugosidad permite simular la aspereza o falta de uniformidad de los contornos de un lecho natural. En el caso de un río de lecho móvil, la resistencia al flujo se puede explicar con base en la caracterización de la rugosidad del sedimento que forma el cauce y en la formas del lecho.

Diversos autores han propuestos expresiones que permiten relacionar los parámetros hidráulicos de rugosidad (por ejemplo el número de Manning) con el tamaño de los sedimentos y con las dimensiones de las formas del lecho mencionados anteriormente (Van Rijn, 1989).

Asimismo, existen relaciones entre las características de los suelos potencialmente inundables por la crecida de un río con dichos parámetros hidráulicos (Chow; 1994). Esto permite estimar unos coeficientes de rugosidad en las riberas de inundación que, como es bien sabido, suelen diferir de los correspondientes al cauce de aguas bajas.

### **7.2.2.2 Coeficientes de contracción y expansión**

Son los coeficientes que definen la brusquedad en la transición entre dos perfiles consecutivos según su morfología. Así, por ejemplo, los valores por defecto del modelo HEC-RAS son: cero para una sección de canal piramidal, tanto para el coeficiente de expansión como para el de contracción, pasando a ser 0.5 para el primero y 0.3 para el segundo al pasar por un puente y de 0.3 y 0.1 respectivamente en el caso de una transición gradual.

### **7.2.2.3 Condición de contorno.**

Establece el valor de los parámetros que definen el comienzo y final de la ejecución del modelo hidráulico, para ello hay que conocer, en algún punto del cauce, la relación entre los caudales circulantes y los niveles de la lámina de agua o, si no se contase con dicha información, situar el perfil lo suficientemente alejado como para asegurar que

posibles errores en el establecimiento de la condición de borde (dentro, lógicamente, de un rango razonable) no afecten a los niveles de avenida en esa zona. Este perfil deberá estar aguas arriba en el caso de régimen supercrítico, aguas abajo en régimen subcrítico y en ambos para el mixto.

Se ha adoptado la condición de contorno de caudal en el extremo más aguas arriba según el caudal de avenida calculado para cada punto en el estudio hidrológico, siguiendo la distribución de caudales explicada anteriormente. Mientras que aguas abajo la condición de contorno viene impuesta por la pendiente promedio de cauce.

#### **7.2.2.4 Tipo de régimen.**

Señalar, por último, que el cálculo se ha realizado suponiendo régimen subcrítico, de forma que los niveles obtenidos en dicha zona se encuentran del lado de la seguridad, las condiciones topográficas relativamente planas de la zona de implantación del puente prevé este comportamiento.

### **7.3 Modelización hidráulica del río Anzu**

El modelo trabaja con un tramo del río Anzu de cerca de 320 m de longitud, el puente sobre este río se encuentra aproximadamente a la cota 510 m s.n.m; para la modelación se determinaron 16 secciones transversales del río separadas 20 m aproximadamente entre ellas y se calculó la pendiente media del río.

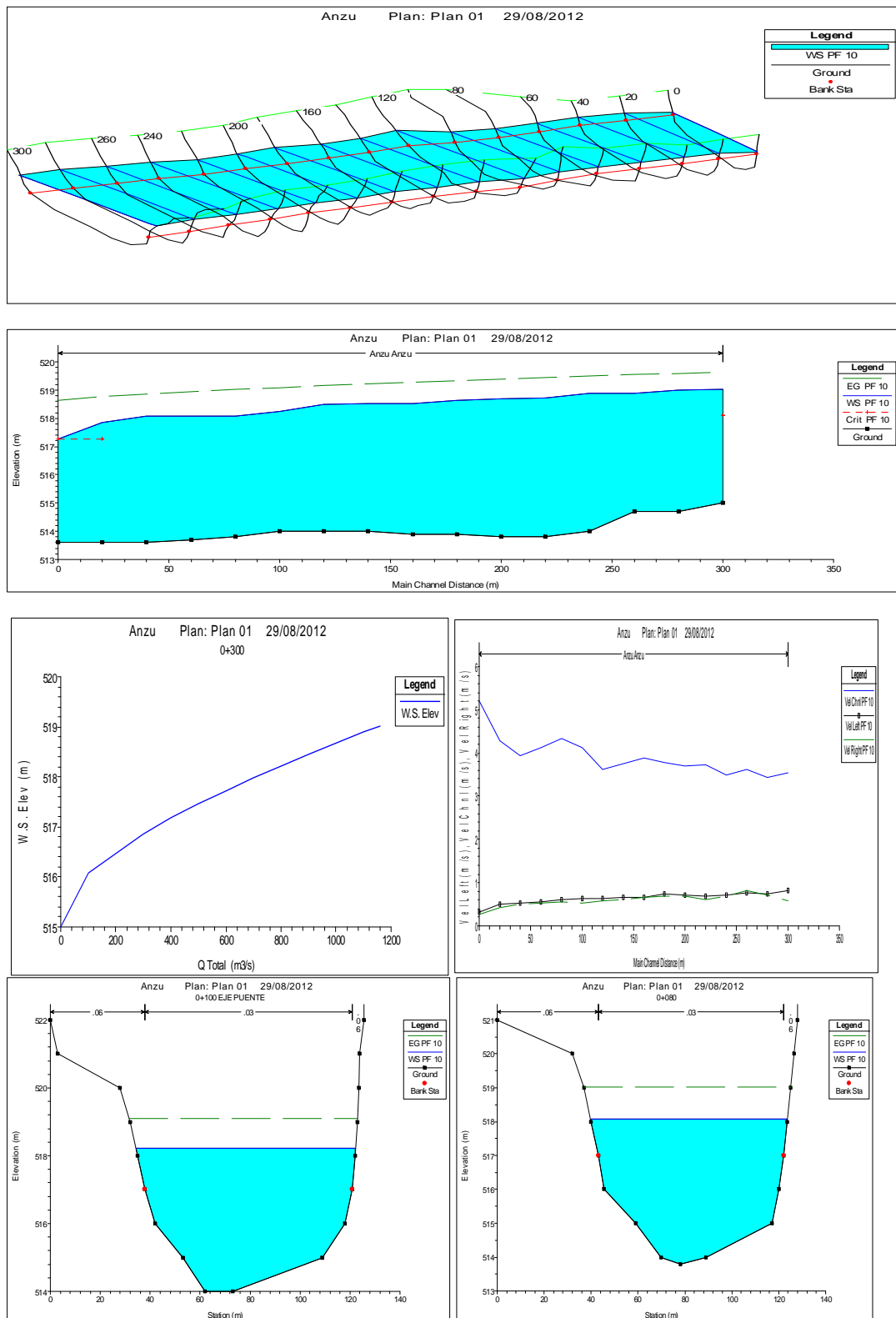
La rugosidad es el parámetro a calibrar en el modelo matemático, el valor inicial debe tomarse del análisis granulométrico del lecho del río y determinar el tamaño característico de las partículas del material de lecho ( $d_{50}$ ), esta información lamentablemente no está disponible al momento, por ello se estimó la rugosidad de Manning basándose en las recomendaciones del USGS, 2006 en la cual para un río de las características del Anzu otorga un valor de  $n = 0,03$  (función de la pendiente) considerándolo con el valor de entrada a los simulaciones.

El régimen escogido para la simulación hidráulica fue el flujo gradualmente variado, no estacionario, si se dispone de todo el hidrograma de crecida lo mejor es buscar los resultados más acordes a la realidad, el tipo de flujo considerado fue mixto entre subcrítico y crítico.

Una vez creado el modelo se lo alimentó con el hidrograma de crecida de 1160 m<sup>3</sup>/s correspondiente al caudal de diseño de 100 años de periodo de retorno, verificando los resultados de calados de agua y velocidades de aproximación.

Los resultados generales para la sección ubicada en el puente son mostrados en la Figura 7.3.

**Figura 7.3 Análisis hidráulico del río Anzu (sección puente)**



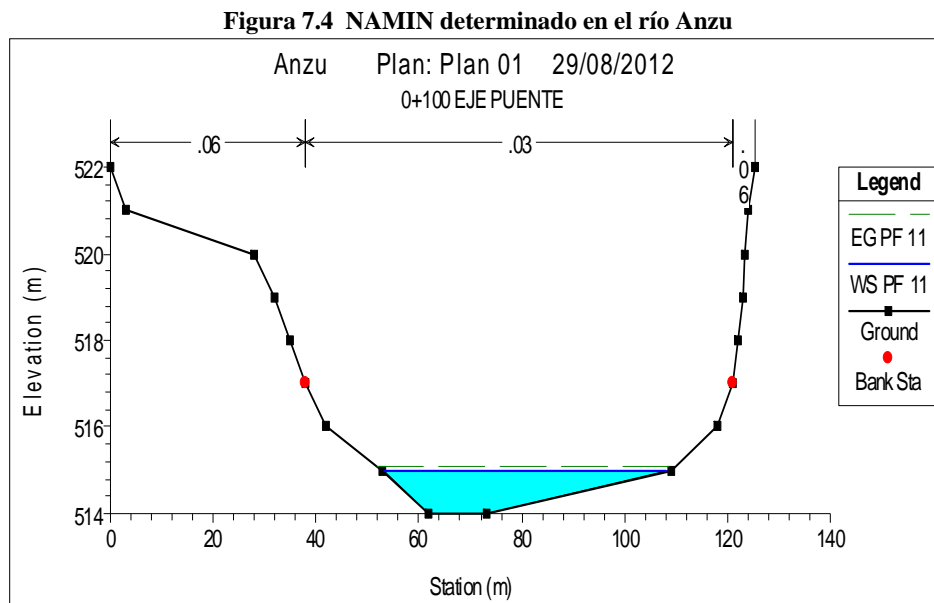
Elaboración: Equipo Consultor, 2013

El calado máximo obtenido para el caso más desfavorable en este caso el caudal de  $1160 \text{ m}^3/\text{s}$  llega a la cota 518,2 m s.n.m con una velocidad de aproximación de 4.1 m/s ubicada en el centro del curso y en la sección aproximada del puente. Estos valores más las características geométricas de las pilas del puente servirán para la determinación de la socavación.

El caudal a lo largo del trayecto analizado presenta un régimen subcrítico con valores de Froude menores a 1, el modelo se comporta estable y los resultados son consistentes.

### 7.3.1 Caudal Mínimo de sequía (NAMIN)

Es difícil estimar caudales mínimos en cuencas hidrográficas grandes y más si no existen registro de niveles en el río de estudio, sin embargo se considera que el caudal base o caudal de sequía es similar al caudal mínimo esperado en el río, por ello en el estudio se asumió un caudal base del río Anzu es de  $45 \text{ m}^3/\text{s}$ , este caudal simulado en el modelo matemático arroja un calado mínimo de río en la cota 515 m s.n.m. El perfil del río a este caudal se observa en la Figura 7.4.



Elaboración: Equipo Consultor, 2013

### 7.3.2 Resultado del estudio Hidráulico del puente sobre el río Anzu

**La modelización hidráulica proporciona los parámetros necesarios para la determinación de socavación en las pilas del puente, para el caso del estudio los resultados generales y para el pico máximo se presentan en la**

Figura 7.5 y el Cuadro 8.

Figura 7.5 Resultados Generales del HEC RAS del río Anzu

Profile Output Table - Standard Table 1											
HEC-RAS Plan: Plan 01 River: Anzu Reach: Anzu Profile: PF 10											Reload Data
Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m <sup>3</sup> /s)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m <sup>2</sup> )	(m)	
Anzu	300	PF 10	1160.00	515.00	519.01	519.65	0.002256	3.55	337.14	110.64	0.62
Anzu	280	PF 10	1160.00	514.70	519.00	519.60	0.001964	3.43	349.84	108.50	0.58
Anzu	260	PF 10	1160.00	514.70	518.88	519.55	0.002262	3.63	331.37	105.29	0.62
Anzu	240	PF 10	1160.00	514.00	518.88	519.49	0.001939	3.48	342.80	102.26	0.58
Anzu	220	PF 10	1160.00	513.80	518.73	519.44	0.002279	3.74	316.98	95.10	0.63
Anzu	200	PF 10	1160.00	513.80	518.69	519.39	0.002232	3.71	320.85	97.00	0.62
Anzu	180	PF 10	1160.00	513.90	518.62	519.34	0.002302	3.77	317.71	97.43	0.63
Anzu	160	PF 10	1160.00	513.90	518.52	519.29	0.002538	3.89	304.46	93.66	0.66
Anzu	140	PF 10	1160.00	514.00	518.51	519.22	0.002353	3.75	315.13	96.06	0.64
Anzu	120	PF 10	1160.00	514.00	518.50	519.16	0.002222	3.63	327.82	103.96	0.62
Anzu	100	PF 10	1160.00	514.00	518.23	519.09	0.003028	4.12	284.07	87.92	0.71
Anzu	80	PF 10	1160.00	513.80	518.07	519.02	0.003344	4.33	270.42	83.81	0.75
Anzu	60	PF 10	1160.00	513.70	518.06	518.93	0.002975	4.13	282.34	84.72	0.71
Anzu	40	PF 10	1160.00	513.60	518.06	518.85	0.002645	3.93	296.57	87.72	0.67
Anzu	20	PF 10	1160.00	513.60	517.84	518.78	0.003413	4.29	271.60	84.52	0.75
Anzu	0	PF 10	1160.00	513.60	517.26	518.64	0.006467	5.21	222.84	81.78	1.00

Elaboración: Equipo Consultor, 2013

Cuadro 8. Parámetros Hidráulicos en el puente sobre el río Anzu

Puente	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Cota del Cauce (m s.n.m)	Cota del Calado Máximo (m s.n.m)	Velocidad (m/s)	Numero de FROUDE
ANZU	1160	514	518.2	4.12	0.71

Elaboración: Equipo Consultor, 2013

De los resultados expuestos se concluye que el flujo que se presenta es subcrítico turbulento y se espera un calado de agua aproximado de 4.2 m sobre el lecho en la sección del puente para el caudal máximo en el río Anzu. No existen evidencia que riesgo de inundaciones en el tramo de estudio.

## 7.4 Socavación

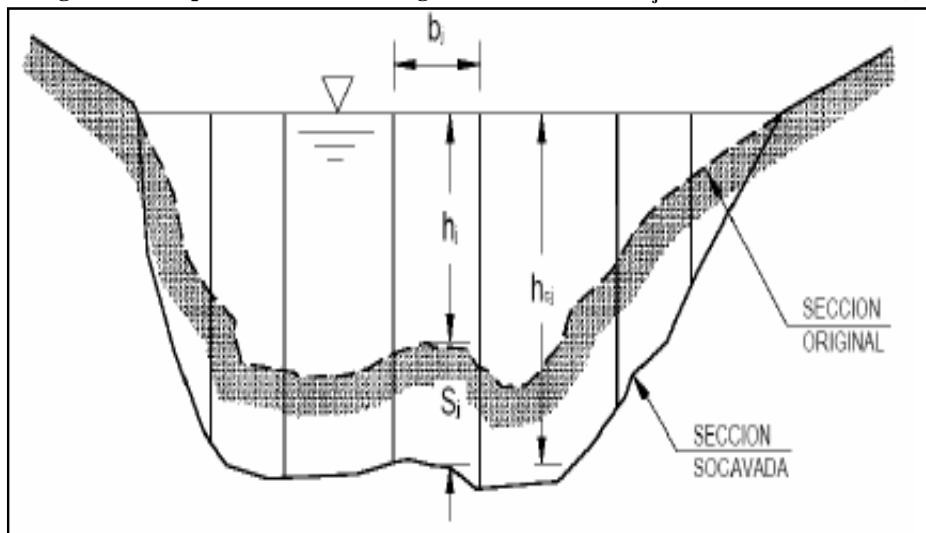
La evaluación de la socavación se realiza en la sección transversal del emplazamiento del puente y corresponde a la que ocurre en condiciones normales, al presentarse una creciente y aumentar la capacidad de la corriente para arrastrar material del fondo; a lo largo de todo el cauce se produce una cierta profundidad de socavación. Durante el período de recesión de la creciente del río o arroyo, el material es depositado nuevamente.

La metodología de cálculo para determinar la socavación generalizada y aplicada generalmente a proyectos viales es mediante los métodos de Lischvan-Levediev y Einstein, ambos procedimientos basados en el concepto de arrastre crítico consideran como parámetros el gasto de la corriente, el tirante, el área hidráulica, las características de los materiales del fondo, la separación y dimensiones de los apoyos, entre otros.

En el análisis de socavación es oportuno realizar la verificación del tipo de flujo, en este caso el número de Froude permite conocer las características de la corriente, generalmente un valor de  $F < 0,4$  es propio de ríos de llanura, mientras que un valor de  $F > 0,4$  el flujo toma características torrenciales de los ríos de montaña.

La Figura 7.6 presenta esquemáticamente el efecto de la socavación general cuando se presenta un evento hidrológico máximo, el estudio considera el caudal para 100 años de periodo de retorno en la sección bajo el puente del río Anzu.

**Figura 7.6 Esquema de socavación general en el cauce ( $S_j$  = altura de socavación)**



## 7.4.1 Metodologías: Socavación General

### 7.4.1.1 Método de Einstein

A partir de la teoría de Einstein sobre transporte de sedimentos y considerando la intensidad del transporte  $\phi$  como nula, se tiene que la intensidad de flujo  $\Psi$  toma un valor constante de 30 (Gutiérrez 1997) resultando en:

$$\Psi = 30 = D \cdot (S_s - 1) / (R \cdot S_e)$$

Donde:

- D = Diámetro medio de la partícula (m)
- $S_s$  = densidad específica para arenas = 2.65
- R = Radio Hidráulico (m)
- $S_e$  = Pendiente de Energía

Asumiendo que el canal es muy ancho, y simplificando los parámetros se llega a la expresión:

$$d_s = 0,222 q_{\max}^{0.857} D^{-0.286}$$

Donde

$q$  = Caudal unitario  $m^3/s/m$

$d_s$  = Profundidad de socavación (m)

La metodología completa y descrita se puede encontrar en Gutiérrez 1997.

#### 7.4.1.2 Método de Lischvan-Lebediev (Moreno *et al* 1998)

La hipótesis fundamental del Método de Lischvan-Lebediev establece que la distribución transversal de caudales de una sección se mantiene invariable durante todo el proceso erosivo, es así que considerando un lecho granular (arenoso) para un período de retorno  $T=100$  años y asumiendo que la densidad del agua no cambia con los sedimentos, su expresión de cálculo queda reducida por la siguiente expresión:

$$hc_j = [q_j / 4,70.D^{0.28}]^{0.71}$$

$hc_j$  : Profundidad luego de la erosión vertical en la subsección  $j$  [m],

$q_j$  : Caudal por unidad de ancho asociado a la franja  $j$  [ $m^3/s/m$ ],

$D$ : Diámetro característico de las partículas que componen el fondo [m], asumida a  $d_{50}$

El valor de la socavación general debido a la variedad de metodologías se recomienda tomar un promedio de los resultados de los métodos empleados.

#### 7.4.2 Cálculo de la socavación en el río Anzu

De acuerdo a la experiencia del consultor y ante la ausencia de análisis granulométricos para determinar la curva granulométrica del material del lecho, se utilizará en el cálculo de socavación general, diámetros obtenidos correspondientes a cuencas de montaña y orientales (Ramírez, 2002) y con condiciones similares a la cuenca del río Anzu, esto es ríos de montaña con una pendiente de moderada a suave del curso del río y lecho fino arenoso. Los valores considerados para el diámetro medio del lecho del río es un  $D_{50} = 12mm$ .

El análisis hidráulico de la sección bajo el puente en el río Anzu presenta las características indicadas en el Cuadro 9.

**Cuadro 9. Parámetros hidráulicos en la sección del puente previsto sobre el río Anzu**

Franja	Abscisa	Cota fondo (msnm)	Cota max (msnm)	Calado (m)	Rugosidad n	Ancho (m)	Area ( $m^2$ )	Radio Hidráulico (m)
1	0	522	518.2					
2	3	521	518.2	0.00	0.06	1.50	0.00	0.0
3	28	520	518.2	0.00	0.06	14.50	0.00	0.0
4	32	519	518.2	0.00	0.06	3.50	0.00	0.0
5	35	518	518.2	0.20	0.06	3.00	0.60	0.2



6	38	517	518.2	1.20	0.06	3.50	4.20	1.2
7	42	516	518.2	2.20	0.03	7.50	16.50	2.2
8	53	515	518.2	3.20	0.03	10.00	32.00	3.2
9	62	514	518.2	4.20	0.03	10.00	42.00	4.2
10	73	514	518.2	4.20	0.03	23.50	98.70	4.2
11	109	515	518.2	3.20	0.03	22.50	72.00	3.2
12	118	516	518.2	2.20	0.06	6.00	13.20	2.2
13	121	517	518.2	1.20	0.06	2.00	2.40	1.2
14	122	518	518.2	0.20	0.06	1.00	0.20	0.2
15	123	519	518.2	0.00	0.06	0.00	0.00	0.0
16	124	520	518.2	0.00	0.06	0.00	0.00	0.0
17	125	521	518.2	0.00	0.06	0.00	0.00	0.0
18	126	522	518.2	0.00	0.06	0.00	0.00	0.0

Elaboración: Equipo Consultor, 2013

Se aplicaron los métodos para la estimación de la socavación general, obteniéndose como resultados los expresados en el Cuadro 10.

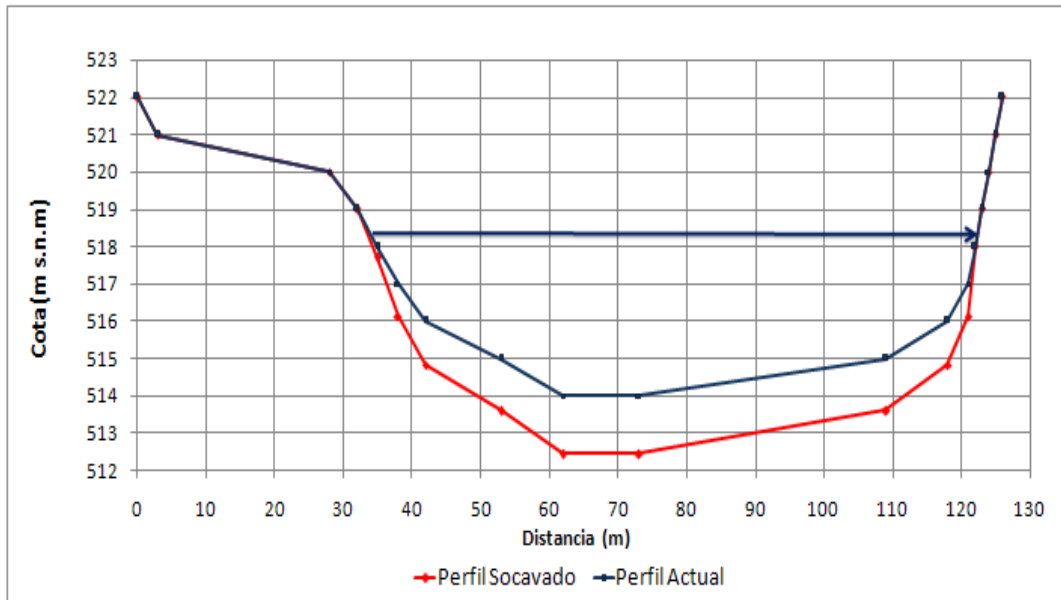
Cuadro 10. Resultados para la socavación general en el río Anzu (sección puente)

Franja	Abscisa	D <sub>50</sub> = 0,012m			Einstein	Lischvan-Levediev		Promedio (m)
		V (m/s)	# Froude	q (m <sup>3</sup> /s)	D <sub>s</sub> (m)	hcj (m)	Sj (m)	
1	0							
2	3	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
3	28	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
4	32	4.12	0.72	0.8	0.00	0.00	0.00	0.00
5	35	4.12	0.72	4.9	0.09	0.70	0.50	0.30
6	38	4.12	0.72	9.1	0.43	2.50	1.30	0.86
7	42	4.12	0.72	13.2	0.72	3.84	1.64	1.18
8	53	4.12	0.72	17.3	0.99	5.01	1.81	1.40
9	62	4.12	0.72	17.3	1.26	6.08	1.88	1.57
10	73	4.12	0.72	13.2	1.26	6.08	1.88	1.57
11	109	4.12	0.72	9.1	0.99	5.01	1.81	1.40
12	118	4.12	0.72	4.9	0.72	3.84	1.64	1.18
13	121	0.00	0.00	0.0	0.43	2.50	1.30	0.86
14	122	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
15	123	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
16	124	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
17	125	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
18	126	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00
				<b>Máximo</b>	<b>1.26</b>	<b>Máximo</b>	<b>1.88</b>	<b>1.57</b>

Elaboración: Equipo Consultor, 2013

Para definir el valor medio de socavación general en el cauce esperado en la zona del proyecto se realiza el promedio de los métodos aplicados, dando como resultado final **una altura de socavación de 1,57m.**

El perfil de socavación en la sección bajo el puente se presenta en la Figura 7.7, puede notarse que la socavación máxima se localiza donde la profundidad del río es mayor.

**Figura 7.7 Perfil de socavación en el sitio del puente sobre el río Anzu.**

Elaboración: Equipo Consultor, 2013

Área Hidráulica (m <sup>2</sup> ) = 281.8
Caudal (m <sup>3</sup> /s) = 1160
Velocidad Crítica (m/s) = 4.12
Cota Máxima (m s.n.m) = 518.2
Pendiente (m/m) = 0.0001
Tirante Máximo (m) = 4.2

Elaboración: Equipo Consultor, 2013

### 7.4.3 Recomendaciones generales de diseño

En lo posible, el puente debe diseñarse de forma que no se afecte la sección hidráulica del río para condiciones de creciente, lo que está limitado por el tipo de estructura, la longitud del puente y su costo.

- Para reducir la influencia del flujo y de existir la necesidad de ubicar pilas centrales estas deben quedar alineados con la dirección de la corriente y disponer de una forma hidrodinámica.
- Un puente debe diseñarse estable desde un principio sin que se requieran medidas de protección posteriores.
- La altura entre el nivel de máxima creciente y el borde inferior de la viga de la superestructura del nuevo puente deber ser como mínimo de 2m.
- La cimentación de las estructuras debe quedar por debajo de la profundidad de socavación total.

- La longitud óptima de las luces de un puente (distancia entre apoyos) depende principalmente de los siguientes factores:

a) Ubicación conveniente de los apoyos, de conformidad con las condiciones topográficas, hidráulicas, geotécnicas y constructivas.

b) Dimensiones suficientes para permitir el paso de los cuerpos flotantes mayores que arrastre el río, y al tirante máximo probable durante las crecientes.

Todas estas recomendaciones deben ser analizadas y diseñadas con el mejor criterio por parte del equipo estructural del puente.

## **8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

- Las características pluviográficas de la zona de estudio fueron determinadas en base de los registros de tres estaciones pluviométricas de INAMHI ubicada en las cercanías de la zona de proyecto, la que dispone de series representativas, correspondientes a Puyo, Tena y Zatzayacu.
- Los caudales máximos de diferente periodo de retorno fueron generados a partir de precipitaciones extremas y de análisis estadísticos, utilización del modelo hidrológico HEC - HMS y metodologías comúnmente utilizadas como la SCS de los EEUU (Soil Conservation Service).
- La precipitación máxima en 24 horas para el periodo de retorno de 100 años y se evaluó en 200 mm en la cuenca hidrográfica de estudio.
- El resultado final según la metodología empleada de la SCS da un resultado de  $1160\text{m}^3/\text{s}$  para el río Anzu, recomendándose dicho valor para el estudio hidráulico a ser considerado en el diseño.
- Del análisis hidráulico de la sección del puente sobre el río Anzu, el calado máximo esperado en el sitio es de 4.2m con una velocidad de aproximación de 4.1 m/s, no se evidencia riesgo de inundaciones en el tramo estudiado
- La altura máxima de socavación general se determinó en 1.57m ubicado en el centro del río según el promedio de las metodologías empleadas, una posible causa de error en los cálculos de la profundidad de socavación se debe a que los parámetros de entrada se obtienen puntualmente y corresponden a valores representativos o modelados, pero no representan las variaciones reales que puedan ocurrir en los ríos a lo largo del tiempo.
- Los métodos no tienen en cuenta el tiempo de duración de la avenida y el tiempo necesario para degradar el suelo, el cual es mayor en los suelos cohesivos. En este último caso, se podría adoptar un caudal de diseño con un período de

retorno menor, de forma que la ocurrencia de la creciente tenga mayor frecuencia y se den las condiciones para que se presente la máxima profundidad de socavación.

- En cauces naturales como en el río Anzu, el flujo es no permanente para condiciones de creciente, lo cual no es tomado en cuenta por los métodos tradicionales de cálculo de la socavación. El caudal máximo de diseño se presenta en tiempos muy cortos y seguramente menores a los necesarios para que se alcancen las profundidades máximas de socavación calculadas.
- Los resultados de la profundidad de socavación pueden diferir bastante de un autor a otro debido a que los parámetros involucrados no son los mismos. Es difícil establecer un criterio único de diseño. La aplicación de diferentes métodos da al ingeniero diseñador un orden de magnitud para que mediante el análisis de todas las variables involucradas en el fenómeno, pueda decidir sobre las elevaciones de cimentación del puente. La decisión final debe basarse en el buen criterio del diseñador y en el buen conocimiento de la interacción entre el río y la estructura.
- Los métodos existentes para calcular la socavación frecuentemente predicen un valor conservador con el objetivo de incorporar algún grado de seguridad en el diseño de un puente por construir, o en la evaluación de un puente ya construido. Sin embargo, este factor de seguridad es desconocido y desde que haya incertidumbre siempre hay un factor riesgo asociado con un diseño.

## 9 BIBLIOGRAFIA

CHOW V. T. (1994) Hidráulica de canales abiertos, 667 pp., McGraw-Hill Interamericana

Gumbel E.J 1958. Statistics of extreme value. Colum. Univ. Press. N.Y.,375.

Gutiérrez. M. R. (1997), “Metodología de Cálculo de Socavación General en Cauces Aluviales, ríos Negro y Guayuriba”. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá.

Kirpich (1940). Time of Concentration of Small Agricultural Watersheds.. Civil Engineering, American Society of Civil Engineers, vol. 10, p 362.

Hydrologic Engineering Center (2002) HEC RAS River Analysis System. Hydraulic Reference Manual. Version 3.1. CPD-69. US. Army Corps of Engineers, Davis, California.

Juárez Badillo, Eulalio; Rico Rodríguez, Alfonso. 1992 Mecánica de Suelos. Tomo III. Apéndice III: socavación. Editorial Limusa.

Moreno, C. y Fuentes, R. (1998). “Socavación generalizada; método de cálculo de Lischtván Lebediev y Maza. Verificación experimental”. XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, V 2 pp 149-154. Oaxaca, México.

Ramírez, C; García, J; Ramírez, O. 2002. Caracterización de los materiales del lecho de un río para propósitos de modelización matemática. Universidad del valle. Cali, Colombia

SCS, 1972 - (Soil Conservation Service). National Engineering Handbook, Section 4, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.

USGS. 2006. Verified Roughness Characteristics of Natural Channels

USACE 2000 HEC-HMS Hydrologic Modeling System user’s manual. Hydrologic Engineering Center. Davis, California.

Van Rijn L. C. 1989.- Handbook of Sediment Transport by Currents and Waves. Report H461, Delf Hydraulics

## ANEXO I

## PRECIPITACIONES MENSUALES EN LAS ESTACIONES

## Estación Puyo (mm) M-008

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
1987	371.5	388.9	302.1	654.1	499.4	461.9	276.5	327.8	267	541.5	275.6	274.5	4640.8
1988	213.3	570.8	319.5	428.5	563.6	439.7	312.6	191.9	336	578.3	435.1	334.4	4723.7
1989	359	436.1	480	393.6	445.4	829.2	354.1	264.6	216.3	374	339.2	86.8	4578.3
1990	330.1	493.6	376.4	470.2	296.7	597.2	407.8	262.9	394.2	460.6	343.9	346.1	4779.7
1991	324.6	284.1	336.2	516.3	477.2	835.7	269.3	114.7	363.5	350.4	316.7	297.4	4486.1
1992	303.8	327.9	272.3	393.2	306.4	275.8	294.4	350.9	332.2	295.8	394.1	318.6	3865.4
1993	436.5	272.9	583.7	364.9	561.2	395.5	534.0	428.4	307.7	253.8	326.3	321.1	4786
1994	263.8	256.9	476.6	414.4	575.1	338	290.7	290.9	337.9	518.8	374.7	423	4560.8
1995	222.5	205.2	484.9	254.1	522.7	375	578.4	230.3	343.2	192.9	369.2	341.3	4119.7
1996	395.9	277.1	274	451.1	382.3	490.4	295.8	182.5	386.9	518.1	387.5	308.6	4350.2
1997	305	516.2	393.4	398.6	490.1	307.5	210.4	277.3	380.3	217.7	388.8	293.8	4179.1
1998	181.6	232.8	316.2	727.1	509.8	502.5	334.2	239.3	115	456.8	297	222.6	4134.9
1999	476.3	334.8	300.3	496.6	464	465.1	347.9	328.2	444.1	379.7	388.9	599.7	5025.6
2000	333.1	250.5	324.5	497.4	782.3	634.8	442.2	353.6	277.5	328.7	362.2	294	4880.8
2001	257.8	400.5	242.6	489.4	426.2	495.7	449.3	227	385.7	584.5	208.8	453.8	4621.3
2002	346.9	280.7	371	562.1	529.7	454.7	363.4	230.3	335.7	275.3	398.1	461.8	4609.7
2003	319.2	367.2	443.5	494.6		392.2	624.8	335.4	269.7	388.3	330	375.8	4340.7
2004	246.4	144.7	440.7	408.6	738.7	432.4	347.1	255.3	398.6	522.3	642.7	405.9	4983.4
2005	395.9	557.3	431.2		384.9	595.1	276.7	202.2	261.5	332	635.6	546.8	4619.2
2006	334.3	463.7	391.2	572	268.7	349.1	221.1	389.6	488.7	478	323.8	500.6	4780.8
2007	360.7	167	453	555	518.3	499.1	280.5	436.8	182.3	387.5	582.6	458.5	4881.3
2008	255.7	381	248.4	430.4	574.6	432.2	452.5	368.4	361.1	346.1	362.1	295.1	4507.6
Media	319.7	345.9	375.5	474.9	491.3	481.8	362.0	285.8	326.6	399.1	385.6	361.8	4553.3
Mínima	181.6	144.7	242.6	254.1	268.7	275.8	210.4	114.7	115	192.9	208.8	86.8	3865.4
Máxima	476.3	570.8	583.7	727.1	782.3	835.7	624.8	428.4	488.7	584.5	642.7	599.7	5025.6

## Estación Zatzayacu (mm) M-485

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Anual
1972	98,8	682,2	433,8	601,5	843,3		667		1398	680,2	562,9	467,3	
1973	256,1	182,8			529,6	408,7	451	328,2	263	149,4	98,5	125	
1974	168	171	426	277,3	358,3	563	714,2	461	299,7	425,8	399	183	4446,3
1975		320	480	355		365,5	301,2	161,8	189,4				
1976						532,4	372,5	175,6	226,8	320,1	170,6	70,2	
1977	60,4	259,5	503	454,8	574,3		593,9	331,1	558,3	238,6	184,8	351,8	
1978	122,9	377,6	588,3	601,3	593	559,5	258,2	296,2	524,3	295	98,6	103,1	4418
1979	73,7	79	570,8	397,9	595,1	220,7	298,3	457,6	264,1	449,3	437,4		
1980	202,8	117,5	356,4	403	477,5	582,1	190,2	284,2	457	417,9	368,3	232,5	4089,4
1981	203,1	295,8	175,5	459,3	517,5	509,3	526	507,7	272,1	410,6	282,3	425	4584,2
1982	215,5	160,6	164,1	542,3	491	437,9	334,4	290,7	364,9	364,3	251	109,1	3725,8
1983	232,5	272	272,9	272,5	418,7	277	330,8	299,4	621,1	217,1	1445	108,1	4767,2
1986													
1987	176,4			356,7		294,6	281,4	579,9	361,4			120,4	
1988			569,2	559,4			525	342,8	225,3		200		
1989	133,3	246,1	373,5	218,2	444,4	601,3	273,5	206,5	334,6	371,9	286,6	406,7	3896,6
1990	328,4	506,4	238,6	339,1	405,2	360,7	331,1	382,7	260,5	300,3	314,3	314,4	4081,7
1991	307,4		128,5	231,1	539,4	908,4	509,3	401,4	790,9	411,4	750,2	594	
1992	180,4	541,3	209,2	394,1	444,7	417	482,2	223,2	585,5	577,7	836,1	647,2	5538,6
1993	797,6	666	801,1	758,9	448,8	732,8	795,7	841,2	761,9	973,2	836,1	647,2	9060,5
1996					361,1	509,5	356,6	411,3	525,7	298,8	270,9	306,2	
1997	197,5	439,3	263,2	332,2	592,7	234	284,2	249,7	239,8	306,4	231,8	661,4	4032,2
1998	232,3	153,3	296,7	283,5	323,8	584,9	123,4	146,3	168,8	225,8	115,4	328,2	2982,4
1999	749,5	208,5	374,1	332,8	236,1	610,3	278,1	416,3	352,8	225,1	229,4	472,4	4485,4
2000	256,2		392,7	414,5	848,8	724,5	586,2	415,9	209,1	218,2	465,2	341	
2001	267,5	519,6	256,8	356,3	614,6	507,4	319,4	260,9	492,3	400,1	369,6	611	4975,5
2002	315,7	279,8	371	547,3	578,3	484,1	799	361,9	321,9	432,7	483,1	251,3	5226,1
2003	293,8	341,4	420,7	531	774,1	527,5	279,4	204,5	360	353,1	575,5	398,3	5059,3
2004	223	155,8	629,3	255,3	608	370,7	673,4	433,3	454,1	528,8	517,7	375	5224,4
2005			397,2	894,5	654,4	558,7	580	256,8	466,6	623,7	704,7	835,8	
2006			596,2	743,1	766,6	682,5	535,2	329,2	389,3	313,6	426,6	515,6	
2007	300,2	295,5	516,9		697	760,7	609,8	389,5	496,9	378,5	468,2	489,5	
2008	299,9	385,8	331	531,8	874,6	616,5	634,8	435,8	496,8	367,6	609,6	549,8	6134
Media	257,4	319,0	397,7	444,5	557,5	515,2	446,7	351,1	429,1	388,8	433,0	380,7	4818,2
Mínima	60,4	79	128,5	218,2	236,1	220,7	123,4	146,3	168,8	149,4	98,5	70,2	2982,4
Máxima	797,6	682,2	801,1	894,5	874,6	908,4	799	841,2	1398	973,2	1445	835,8	9060,5

**Estación Tena (mm) M-070**

<b>Año</b>	<b>Ene</b>	<b>Feb</b>	<b>Mar</b>	<b>Abr</b>	<b>May</b>	<b>Jun</b>	<b>Jul</b>	<b>Ago</b>	<b>Sep</b>	<b>Oct</b>	<b>Nov</b>	<b>Dic</b>	<b>Anual</b>
<b>1991</b>	133.3	201.7	301.7	360.1	208.6	499.7		116.3	329.0	223.4	303.8	117.1	2794.7
<b>1992</b>	157.4	113.3		443.3	170.2	205.4	182.0	392.9	409.1	192.8	196.3	173.7	2636.4
<b>1993</b>	269.9	178.9	245.1	491.9	490.6	384.1	605.0	396.7	312.9	349.8	320.5	124.3	4169.7
<b>1994</b>	268.1		378.7	426.5	389.2	378	287.5	269.9	363.3	390.4	250.5	258.3	3660.4
<b>1995</b>	69	146	195.1	329.6	231.9	503.5	380.4	187.3	240	216	260.1	353.2	3112.1
<b>1996</b>	207.3	206.3	196.7	368.6	278.8	279.9	265.5	237	300	318.5	171.1	204.9	3034.6
<b>1997</b>	209.7	392.1	160.4	378.6	606.5	311.6	172.3	267.2	255.2	173.7	246.9	169.4	3343.6
<b>1998</b>	142.8	220.6	222.2	273.8	490.6	498.5	403.5	210	225	217.1	170.7	253.3	3328.1
<b>1999</b>	631.9	380.2	423.1	571.5	450.2	764.4	340.4	385.3	268	262.3	267.9	428.1	5173.3
<b>2000</b>	191.5	343.8	485.9	261.3	556.8	440.3	352.9	166.5	313.2	175	223.6	254.1	3764.9
<b>Media</b>	228.1	242.5	289.9	390.5	387.3	426.5	332.2	262.9	301.6	251.9	241.1	233.6	3501.8
<b>Mínima</b>	69	113.3	160.4	261.3	170.2	205.4	172.3	116.3	225	173.7	170.7	117.1	2636.4
<b>Máxima</b>	631.9	392.1	485.9	571.5	606.5	764.4	605	396.7	409.1	390.4	320.5	428.1	5173.3