

UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA

“LA MOLINA”

ESCUELA DE POST GRADO

ESPECIALIDAD DE INGENIERIA AGRICOLA



**“METODOLOGÍA PARA DETERMINAR EL
RENDIMIENTO HÍDRICO EN CUENCAS CON
ESCASA INFORMACIÓN Y SU APLICACIÓN EN LA
CUENCA DEL RÍO CUNAS PARA EL DISEÑO DE
UNA PRESA”**

Tesis para optar el Grado Académico de

Magíster Scientiae

Presentado por:

TITO MALLMA CAPCHA

LIMA - PERU

2005

**UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA
LA MOLINA**

ESCUELA DE POST GRADO

ESPECIALIDAD DE INGENIERIA AGRICOLA

**“METODOLOGÍA PARA DETERMINAR EL
RENDIMIENTO HÍDRICO EN CUENCAS CON
ESCASA INFORMACIÓN Y SU APLICACIÓN EN LA
CUENCA DEL RÍO CUNAS PARA EL DISEÑO DE
UNA PRESA”**

Tesis para optar el grado de:

MAGÍSTER SCIENTIAE

TITO MALLMA CAPCHA

Sustentado y aprobado ante el siguiente jurado

**Mg.Sc. Eduardo A. Chávarri Velarde
PRESIDENTE**

**Mg.Sc. Teresa Velasquez Bejarano
PATROCINADORA**

**Dr. José L. Calle Maraví
MIEMBRO**

**Mg. Sc. Victor E. Rodríguez Flores
MIEMBRO**

Dedicatoria

Por siempre agradecido a mi padre Sixto que en paz descansa y a mi madre Brígida.

Asimismo a mi esposa Beatriz por su apoyo invaluable.

A mis hijas Gabriela, Sandra y Bríyeda que son la alegría de mi hogar.

Agradecimiento

De manera especial a las siguientes personas, que de una u otra manera han colaborado en la realización del presente trabajo:

Al Ing. Mg. Sc. Eduardo Chavarri Velarde, por su apoyo y orientación brindada en el desarrollo y ejecución del presente trabajo.

Al Ing. Mg. Sc. Teresa Velásquez Bejarano, por su aliento y orientación en el desarrollo de la presente tesis.

A los docentes de la Especialidad de Recursos Hidráulicos e Ingeniería Agrícola de la Escuela de Post Grado de la Universidad Nacional Agraria La Molina.

A todos ellos, muchas gracias.

INDICE

| | |
|--|----|
| Resumen | 1 |
| I. Introducción | 3 |
| II. Revisión Bibliográfica | 4 |
| III. Marco teórico y Metodología | 8 |
| 3.1 Descripción General de la Zona De Estudio | 8 |
| 3.2 Materiales | 9 |
| 3.3 Métodos | 9 |
| 3.3.1 Estudio de la Cuenca | 9 |
| 3.3.2 Parámetros Geomorfológicos de la Subcuenca | 9 |
| 3.4 Generación de Caudales | 10 |
| 3.5 Demanda de Agua | 15 |
| 3.6 Transporte de Sedimentos | 21 |
| 3.7 Análisis de Máximas Avenidas | 23 |
| 3.8 Tránsito de Avenidas | 24 |
| 3.9 Borde Libre de la Presa | 26 |
| 3.10 Dimensionamiento de la Presa | 29 |
| IV. Resultados | 31 |
| 4.1 Estudio de la Cuenca | 31 |
| 4.2 Generación de Caudales | 37 |
| 4.2.1 Precipitación | 37 |
| 4.2.2 Corrección de la Precipitación por Altitud | 38 |
| 4.2.3 Precipitación Total Mensual | 41 |
| 4.2.4 Coeficiente de Escurrimiento | 42 |
| 4.2.5 Precipitación efectiva | 42 |
| 4.2.6 Coeficiente de Agotamiento | 43 |
| 4.2.7 Retención de la Subcuenca | 44 |
| 4.2.8 Gasto de la Retención | 44 |
| 4.2.9 Abastecimiento de la Retención | 45 |
| 4.2.10 Caudal Mensual Promedio | 46 |
| 4.2.11 Caudales Mensuales Generados Método de Lutz | 48 |
| 4.3 Demanda de Agua | 51 |

| | | |
|-------------|---|-----------|
| 4.3.1 | Formulación de la Cédula de Cultivo | 51 |
| 4.3.2 | Evapotranspiración Potencial | 54 |
| 4.3.3 | Coeficiente de Cultivo | 55 |
| 4.3.4 | Evapotranspiración Real | 56 |
| 4.3.5 | Déficit de Humedad Neta | 56 |
| 4.3.6 | Eficiencia de Riego | 56 |
| 4.3.7 | Déficit de Humedad Bruta | 57 |
| 4.3.8 | Requerimiento de Agua | 57 |
| 4.4 | Planteamiento de Funcionamiento Hidráulico de la Presa | 60 |
| 4.4.1 | Ubicación del Eje de la Boquilla | 60 |
| 4.4.2 | Regulación con Fines de Riego | 60 |
| 4.4.3 | Capacidad de Almacenamiento del Vaso | 60 |
| 4.4.4 | Nivel de Operación del Embalse | 62 |
| 4.5 | Balance Hídrico y el Volumen de Almacenamiento de la Presa | 62 |
| 4.5.1 | Evaluación de las Variables del Sistema | 62 |
| 4.5.2 | Modelo Matemático Utilizado | 64 |
| 4.6 | Transporte de Sedimentos | 64 |
| 4.6.1 | Transporte de Sedimentos de Fondo | 65 |
| 4.6.2 | Transporte de Sedimentos por Suspensión | 67 |
| 4.7 | Análisis de Máximas Avenidas | 67 |
| 4.8 | Determinación del Riesgo de la Obra | 71 |
| 4.9 | Tránsito de Avenidas | 71 |
| 4.10 | Borde Libre de la Presa | 76 |
| 4.11 | Dimensionamiento de la Presa | 80 |
| 4.11.1 | Altura | 80 |
| 4.11.2 | Taludes | 80 |
| 4.11.3 | Ancho de Corona | 80 |
| 4.11.4 | Vertedero de Demasías | 80 |
| V. | Discusión de Resultados | 80 |
| VI. | Conclusiones | 84 |
| VII. | Bibliografía | 85 |
| | ANEXOS | |

RESUMEN

En la presente Tesis se sigue una metodología de trabajo con la escasa información que existe en la zona, contándose para ello Estaciones con datos incompletos o que ya hayan dejado de funcionar, de ellos la Estación de Huayao es la que cuenta con los registro de datos completos, como la de precipitación total mensual, temperatura media mensual, humedad relativa y evaporación.

La Estación de Huayao se encuentra dentro de la cuenca del río Cunas a una altitud de 3313 m.s.n.m., siendo este menor que la media de la cuenca (4201 m.s.n.m.), por lo tanto se ha hecho la modificación de los datos de la precipitación total mensual en función a la altitud, con dichos datos ya corregidos se han generado el caudal media mensual para un periodo de 30 años, determinándose con ello la oferta de agua de la cuenca en el punto de interés, este se contrastó con la demanda de agua efectuada para irrigar 20 000 Has de tierras bajo el sistema de riego por gravedad.

Para abastecer esta área necesariamente se tiene que plantear la construcción de una presa de una capacidad de 53 215 000 m³, el cual implica elevar el espejo de agua hasta una altura de 34 m en la zona de la boquilla de la presa.

Debido al transporte de sedimentos en el vaso de la presa, se acumularán sedimentos de arrastre de fondo y de suspensión, los cuales deberán ser eliminados antes de cada avenida, para evitar la disminución del volumen.

Respecto a la avenida máxima, para el dimensionamiento del vertedero de demasías, se tomaron en cuenta el registro de precipitación máxima en 24 hr de la Estación de Huayao, los cuales fueron ajustados a la distribución de probabilidad Log Pearson Tipo III, determinándose una ecuación base, con la cual se determinó los caudales máximos para diferentes periodos de retorno, mediante la ecuación de MAC MATH. El caudal de avenida máxima para un periodo de retorno de 1 000 años resultó 163,33 m³/s, considerando una vida útil de 100 años y un riesgo de falla del 10%.

Por otro lado también se efectuó un hidrograma sintético, ya que no se cuentan con registros de descargas máximas en momentos de ocurrencia de las crecidas, por lo que se efectuó dicho hidrograma en base a fórmulas empíricas, tomándose como datos el caudal pico probable y el respectivo volumen correspondiente a dicha crecida, con dichos resultados se obtuvieron el tránsito de avenidas, siendo la descarga máxima de $8,91 \text{ m}^3/\text{s}$ para una carga hidráulica de $0,65 \text{ m}$ en el vertedero de demasías.

I. INTRODUCCIÓN

El presente trabajo, plantea una metodología para determinar el rendimiento Hídrico en Cuencas con escasa información, el mismo que es aplicado en la Cuenca del río Cunas para el respectivo diseño de una presa, efectuándose la regulación del caudal mediante el almacenamiento del agua en el vaso natural, sobre el lecho del río Cunas en la zona de Yanacocha, con ello se incorporará al riego 20 000 hectáreas de tierras agrícolas, ya que en la actualidad solo se explotan al secano unos 3 200 hectáreas con el agua que se captan del río Cunas, existiendo un gran déficit tanto para la agricultura, como para el consumo humano, pecuario y generación de energía eléctrica.

La Subcuenca del río Cunas es un gran potencial hídrico y de gran importancia dentro del valle del Mantaro; ya que el caudal a la altura del paraje Yanacocha varía de 4,47 m³/seg. a 61,67 m³/seg., este caudal será regulado, almacenándose en las épocas de avenida, para luego ser aprovechado en las épocas de estiaje, para alcanzar este propósito se determinará el volumen máximo de almacenamiento y altura máximo que corresponde a dicho volumen.

Para lograr este propósito se ha analizado los registros de datos de precipitación de las subcuencas vecinas y el caudal del río Cunas.

Los objetivos planteados en el presente trabajo de investigación son:

- Estimar el Potencial Hídrico superficial de la subcuenca del río Cunas.
- Determinar el volumen máximo de almacenamiento de embalse en época de avenida.
- Determinar la altura máxima de la presa.

II. REVISIÓN BIBLIOGRAFICA

HALLMARK (3), indica que, en los estudios de localización de las presas deberá elegirse la que permite dar la mejor posición a la presa. Un croquis preciso de la presa y de la forma en que se adapte a los detalles topográficos del valle son a menudo suficientes para hacer estimaciones iniciales de los costos. La localización tentativa de otros elementos de la presa debe incluirse en este croquis, ya que algunos de ellos como el vertedor de demasías pueden influir en el tipo y localización de la presa.

Los levantamientos topográficos deberán correlacionarse con la exploración del lugar, para asegurarse de la precisión. Los planos topográficos dan solamente el perfil de la superficie en el lugar. Son necesarios análisis adicionales tanto geológicos como de cimentación para la determinación final de la factibilidad de la presa.

VASQUEZ - CHANG (14), refieren que, la evapotranspiración es uno de los procesos más importantes que intervienen en el balance hidrológico, ya sea que este se analice a nivel de la cuenca, región o proyecto, siendo éste último el que realmente interesa para efectos de cálculos de la demanda de agua de los cultivos. La evapotranspiración es un proceso que resulta del efecto combinado de la evaporación del agua de un suelo húmedo y la transpiración del correspondiente cultivo en estado de crecimiento.

SALAZAR (11), plantea que, la demanda total del agua requerida para un proyecto de riego se puede estimar con los conocimientos de las necesidades de la evapotranspiración en el proyecto y las eficiencias de riego.

CHEREQUE (2), menciona que, la curva masa, llamada también curva de volúmenes acumulados, es una curva que se utiliza en el estudio de la regulación de los ríos por medio de embalses.

En forma general, la mayoría de los problemas hidrológicos se pueden agrupar en tres categorías principales de acuerdo al objetivo principal del proyecto.

-Diseño de estructuras hidráulicas, siendo necesaria la evaluación y cuantificación los valores extremos máximos y mínimos del escurrimiento superficial.

- Satisfacción de demandas, siendo necesaria evaluar y cuantificar las descargas disponibles.
- Diseño y operación de embalses, siendo necesario evaluar y cuantificar la variación del escurrimiento superficial en todas sus características estadísticas, como valores medios máximos y mínimos.

BUREAU OF RECLAMATION (1), sostiene que, el agua almacenada en el vaso completará el gasto natural de la corriente durante los periodos en que es insuficiente. La aportación segura del vaso será la cantidad de agua que puede entregarse sobre una base firme en el período crítico de las aguas mínimas con una capacidad determinada de vaso.

La eficiencia de sedimentación del vaso depende de factores como la forma de la cuenca del vaso, método de operación del vaso, relación de la capacidad del vaso a la aportación de la cuenca y la edad del vaso.

Deben tomarse en cuenta las descargas anual mínima a la media y a las magnitudes de las avenidas relativamente comunes de frecuencias con intervalos de recurrencia hasta de 10 años, porque su conocimiento es esencial para los fines de construcción tales como la derivación de la corriente.

MARSAL-RESENDIZ (6), dicen que, la defensa de la presa contra desbordamiento temporal producido por oleaje de viento o sismo se hace mediante un borde libre, definido como la distancia vertical entre el punto más bajo de la corona y el nivel del embalse cuando el vertedor trabaja a su capacidad de diseño, dicho borde libre proporciona también cierto margen de seguridad contra avenidas sin precedentes y contra agrietamientos transversal de la presa.

HALLMARK (3), plantea que, los estudios hidrológicos son necesarios para determinar los volúmenes de agua que se regulara en el vaso elegido.

Las fórmulas son sólo una guía para los anteproyectos y cálculos preliminares. Las ecuaciones empíricas solo permiten estimar las descargas máximas. Sin embargo, el proyectista esta más interesado en el volumen de escurrimiento asociado con la descarga y en la distribución del gasto en el tiempo. Con estos

datos, el proyectista conoce tanto la descarga máxima como el total de las aportaciones de la cuenca del vaso.

TORRES (12), sostiene que, las características que definen una avenida son: gasto máximo a pico, tiempo de duración y volumen, estos tres elementos están representados en el hidrograma de una avenida.

La forma de hidrograma es una característica típica de una cuenca en un punto determinado de ella, en donde se manifiestan el área de la misma, su pendiente, tipo de terreno y vegetación, tipos de tormentas y su distribución en cuenca, clima y posición geográfica.

VOIGT (16), dice que, para poder determinar el volumen máximo posible se debe conocer la precipitación media anual sobre la cuenca, la magnitud de la cuenca y el factor de escurrimiento.

LINSLEY (5), menciona que, los principios de tránsito de avenidas pueden aplicarse también para el cálculo de los efectos de un embalse sobre la forma de una onda creciente. El almacenamiento hidráulico es pues efectivo durante la propia formación de una onda de avenida y los métodos de tránsito pueden aplicarse para calcular el hidrograma que resultará de un patrón específico de lluvias de exceso.

Las curvas de almacenamiento vs. elevación para embalses determinan midiendo por medio de un planímetro, las áreas entre contornos sucesivos de relieve en un mapa topográfico. Estas áreas multiplicadas por los incrementos de elevación, producen incrementos de volumen entre los puntos medios de los dos intervalos por encima y por debajo del área medida. Se supone que el nivel de agua es siempre horizontal, lo cual se cumple en la mayoría de los casos. En embalses largos y de poca profundidad, el nivel de agua puede no ser muy horizontal durante caudales altos.

VASQUEZ (13), menciona que, el análisis de frecuencia de caudales es muy importante en hidrología porque nos permite predecir la disponibilidad de agua de

un río a partir de datos históricos de caudales, es decir, podemos saber con que frecuencia se va a presentar un caudal de cierta magnitud, para esto es muy útil el uso de la curva de duración que indica el porcentaje de tiempo en que el caudal es igual o mayor que un valor dado.

Desde el punto de vista hidrológico se entiende por disponibilidad de agua a la cantidad de agua que se dispone en un sistema hidrológico para abastecer la demanda de un usuario del agua. Esta cantidad de agua puede provenir directamente de la lluvia o estar disponible en ríos, quebradas o lagunas. La demanda puede ser para agua potable, agrícola, pecuaria, piscigranja, hidroeléctrica, etc.

ROCHA - LESCANO (9), manifiestan que, toda disminución de la velocidad representa una fuerte disminución de la capacidad de transporte. En un embalse, en que la mayor parte del tiempo la velocidad es pequeña o nula, según el caso, se produce la decantación de una gran cantidad de material sólido.

Se pueden efectuar periódicamente levantamientos topográficos del fondo de modo de calcular así los volúmenes depositados e inferir los volúmenes transportados por la corriente.

VOIGT (16), manifiesta que las presas de enrocamiento, consisten de un cuerpo de piedras colocadas en seco y una pantalla impermeable aguas arriba y un muro aguas abajo que resiste a cualquier deslizamiento. Se usará roca dura y sana colocándose bien acañadas.

MARSAL-RESENDIZ (6), menciona, que los factores que más afectan el diseño de una cortina de tierra y enrocamiento son:

- Función de la obra
- Tipo, cantidad y localización de los materiales utilizables
- Características de la boquilla, cimentación y vaso
- Clima y tiempo disponible para la ejecución
- Características geológicas y sismológicas regionales
- Importancia de la obra

III. MARCO TEORICO Y METODOLOGICO

3.1 DESCRIPCION GENERAL DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.1.1 UBICACION POLITICA Y ACCESO

Políticamente la zona de estudio se encuentra situado en:

- Paraje : Yanacocha
- Sobre el río : Cunas
- Distrito : Chambará
- Provincia : Concepción
- Departamento : Junín

La zona en estudio se encuentra a una distancia de 24,00 Km. desde la ciudad de Chupaca, siendo la vía de acceso por una carretera afirmada vía Chupaca - San José de Quero.

3.1.2 UBICACIÓN GEOGRAFICA

Geográficamente la zona en estudio se encuentra ubicado en:

- Altitud : De 3 445 a 4 750 m.s.n.m.
- Latitud Sur : De 11° 52' 09" a 12° 20' 48"
- Longitud Oeste : De 75° 14' 20" a 75° 44' 27"

3.1.3 UBICACION HIDROGRAFICA

Hidrográficamente se encuentra en la margen derecha del río Mantaro, en la Subcuenca del río Cunas y Cuenca del río Mantaro.

3.1.4 CLIMA

De acuerdo a la información recopilada del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología, la temperatura media anual es de 11,90 °C, la precipitación media anual en la zona de riego es de 755,40 mm. y la humedad relativa media mensual es de 65,80 %, los valores se muestran en el Cuadro N° 3,01.

El análisis de los datos climatológicos permite deducir que la época lluviosa se presenta entre los meses de Diciembre a Marzo y el período de estiaje de Mayo a Agosto.

La formación ecológica de acuerdo al diagrama bioclimático del Dr. Holdridge corresponde a “Bosque Húmedo Montano” y según el mapa ecológico del valle del Mantaro se identifican como Bosque Húmedo Montano Tropical, predominando la vegetación silvestre como ichus, cactáceas y otros arbustos.

CUADRO N° 3,01

**PARÁMETROS METEOROLÓGICOS
ESTACION: HUAYAO**

| MES | TEMPERATURA MEDIA (°C) | HUM. RELAT. MEDIA (%) | EVAPORACIÓN TOTAL (mm) |
|-------|--------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| E | 12,4 | 71,5 | 158,0 |
| F | 12,2 | 73,7 | 133,6 |
| M | 12,0 | 74,6 | 154,2 |
| A | 11,8 | 69,3 | 149,5 |
| M | 11,0 | 63,4 | 149,5 |
| J | 10,2 | 59,2 | 141,3 |
| J | 10,0 | 57,9 | 162,1 |
| A | 11,1 | 59,4 | 164,3 |
| S | 12,3 | 62,7 | 179,8 |
| O | 13,1 | 64,7 | 176,0 |
| N | 13,3 | 64,9 | 174,4 |
| D | 12,8 | 67,9 | 171,6 |
| MEDIA | 11,9 | 65,8 | 159,5 |
| TOTAL | | | 1 914,3 |

3.2 MATERIALES

Los materiales que fueron utilizados en el desarrollo del presente trabajo fueron:

- Registros de precipitación.
- Carta Nacional a las escalas 1/25 000 y 1/100 000
- Equipos de procesamiento de datos e impresión

3.3 METODOS

3.3.1 ESTUDIO DE LA CUENCA

a) TOPOGRAFÍA

La topografía de la zona en estudio nos definirá el dimensionamiento del vaso de la presa y de las características de la boquilla de la presa, para ello se han trabajado con la Carta Nacional y con la inspección en campo en el paraje denominado Yanacancha.

b) HIDROGRAFIA

Comprende el área que aporta agua a la presa propuesta, el cual está formado por la red hidrográfica conformado por las microcuencas respectivas.

c) SUBCUENCA HIDROGRAFICA

Es una superficie del terreno donde todo el agua de precipitación se unen para formar un solo curso de agua.

El área o superficie de la subcuenca esta limitada por la divisoria de aguas, que es una línea que separa la superficie de terreno cuyo drenaje fluye hacía el curso de agua.

3.3.2 PARÁMETRO GEOMORFOLÓGICO DE LA SUBCUENCA DE RECEPCION

Para la determinación de los parámetros geomorfológicos de la subcuenca del Cunas se utilizaron las cartas nacionales a escala 1:100 000, hojas números 24-l, 24-m, 25-l, 25-m y cartas a escala 1: 25 000, hojas números 24l-II-SE, 24m-III-SO, 25l-I-NE, 25m-IV-NO.

Determinándose entre ellos a la superficie de la subcuenca, la pendiente media de la subcuenca, la altitud media, la forma de la cuenca, la densidad de drenaje, la extensión media de escurrimiento superficial, el orden de corrientes y la razon de bifurcación.

3.4 GENERACION DE CAUDALES

El rendimiento de la subcuenca se ha analizado en base a las precipitaciones corregidas, área de recepción y coeficiente de escorrentía, según el criterio de balance hídrico.

La generación de los registros de descargas mensuales en la zona de la posible boquilla de la presa, se efectuó utilizando el modelo hidrológico el cual consiste en una combinación de un proceso Markoviano con una variable de impulso.

3.4.1 PRECIPITACION

Las estaciones utilizadas para el análisis de precipitación son: Huayao, Palaco, Leive, Ingenio, Cercapuquio y Huaytapallana (Cuadro N° 3,02).

CUADRO N° 3,02

ESTACIONES METEOROLOGICAS UTILIZADAS EN EI ESTUDIO

| ESTACION | CATEGORIA | U B I C A C I O N | | | |
|---------------|-----------|-------------------|----------------|------------------|--------------|
| | | LATITUD SUR | LONGITUD OESTE | ALTITUD (msnm) | DISTRITO |
| Huayao | CO | 12° 02' | 75° 19' | 3 313 | Huachac |
| Palaco | PLU | 12° 20' | 75° 17' | 3 650 | Chongos Alto |
| Leive | CO | 12° 18' | 75° 24' | 4 096 | Yanacancha |
| Ingenio | PLU | 11° 53' | 75° 16' | 4 300 | Ingenio |
| Cercapuquio | PLU | 12° 25' | 75° 25' | 4 390 | Huasicancha |
| Huaytapallana | PLU | 12° 01' | 75° 02' | 4 400 | Pariahuanca |

Simbología: CO = Climatología Ordinaria

PLU = Pluviométrica

3.4.2 CORRECCION DE LA PRECIPITACION POR ALTITUD

La relación entre la precipitación media mensual y su respectiva altitud de cada Estación considerada, hace posible predecir la precipitación mensual de una altitud cualquiera en función de la diferencia de elevación con respecto a una Estación conocida, según la expresión:

$$P_i = P_o + b (h_i - h_o)$$

Donde :

P_i = Precipitación mensual por conocer (mm)

P_o = Precipitación mensual de la Estación conocida (mm)

h_i = Altitud donde se quiere conocer la precipitación (m.s.n.m)

h_o = Altitud de la Estación conocida (m.s.n.m.)

b = Coeficiente de regresión

3.4.3 PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL

La determinación de la precipitación media mensual se efectuará de los registros de precipitación corregidas empleando el método de la media aritmética.

3.4.4 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)

Constituye una preocupación permanente de la hidrología la obtención de la esorrentía directa que corresponde a una determinada lluvia en un cierto lugar.

Para su estimación se analizan métodos como de: L. Turc, R. Heras y E. Blair.

3.4.5 PRECIPITACIÓN EFECTIVA (PE)

En el sentido hidrológico se denomina precipitación efectiva a una parte de la precipitación total mensual que produce escorrentía.

En el presente trabajo se han analizado dos métodos, uno planteado por Unites States Bureau of Reclamation (USBR) en base a una ecuación polinómica de quinto grado, el mismo que nos dan valores muy bajos, no ajustándose a la realidad; el otro método propuesto por el Water Power Resources Service (WPRS-USA) que considera la distribución de la precipitación efectiva cuyos valores sí se ajustan a la realidad, y el criterio para su cálculo se basa en la siguiente Tabla N° 3,01.

TABLA N° 3,01

DISTRIBUCION DE LA PRECIPITACION EFECTIVA

| Incremento de la Precipitación | % de la Precipitación Efectiva |
|---------------------------------------|---------------------------------------|
| 5 | 0 |
| 30 | 95 |
| 55 | 90 |
| 80 | 82 |
| 105 | 65 |
| 130 | 45 |
| 155 | 25 |
| Más de 155 | 5 |

Fuente: Water Power Resources Service (WPRS-USA)

3.4.6 COEFICIENTE DE AGOTAMIENTO (a)

De acuerdo a las investigaciones realizadas por la Cooperación Técnica Alemana, para la Sierra peruana, se obtuvo cuatro ecuaciones que determinan el coeficiente de agotamiento para diferentes tipos de cuencas, los cuales se clasifican de la siguiente manera: Agotamiento muy rápido, rápido, mediano y reducido. Las características de clima, ecología y vegetación ubican a la subcuenca en el tipo mediano, cuya ecuación esta dada por la siguiente expresión:

$$a = -0,00252 \text{ Ln} (A) + 0,026$$

Donde:

a = Coeficiente de agotamiento

A = Área de la Subcuenca (Km²)

3.4.7 RETENCION DE LA SUBCUENCA (Ri)

Depende directamente de las características geomorfológicas de la subcuenca, siendo los almacenamientos naturales lo que producen el efecto de retención, distinguiéndose dos tipos de mayor importancia como lagunas - pantanos y napa freática.

3.4.8 GASTO DE RETENCION (Gi)

Este gasto se refiere a la estación seca afectada por el coeficiente de agotamiento.

Durante la estación seca el gasto de la retención alimenta los ríos y mantiene el caudal básico. Esta reserva se agota al final de la estación seca y durante este tiempo se puede indicar la descarga del mes por la descarga del mes anterior y el coeficiente de agotamiento para un mes de 30 días; teniendo en cuenta la siguiente expresión:

$$g_0 = e^{-a \times 30}$$

Donde:

g_0 = Descarga de la retención del mes inicial

a = Coeficiente de agotamiento.

$$g_i = (g_0)^i$$

Donde :

g_i = Relación de descarga del mes actual y del mes anterior

i = Número de orden de los meses de la Estación seca, a partir de su inicio

Para el cálculo del gasto de la retención, de los meses de la estación seca (Abril-Setiembre) se aplica la siguiente expresión:

$$G_i = \frac{R_i \times g_i}{\sum g_i}$$

Donde :

G_i = Gasto de la retención mensual (mm/ mes)

3.4.9 ABASTECIMIENTO DE LA RETENCION (Ai)

Este abastecimiento se presenta en la Estación lluviosa (Octubre – Marzo), cuya descripción no se puede precisar mediante una ecuación sencilla por lo que los coeficientes de abastecimiento estarán supeditados a las características geomorfológicas de la subcuenca, teniendo en consideración que la suma de los valores relativos del abastecimiento sea igual a 100%.

Para la subcuenca del río Cunas de acuerdo a su geomorfología los coeficientes de abastecimiento son 5 %, 15 %, 20 %, 30 % y 5 % para los meses de Octubre a Marzo respectivamente.

La lámina de agua A_i , que ingresa en la reserva de la subcuenca se muestra en forma de déficit mensual de la precipitación efectiva y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$A_i = \frac{a_i \times R_i}{100}$$

Donde :

A_i = Abastecimiento de la retención mensual (mm/mes)

a_i = Coeficiente de Abastecimiento (%)

R_i = Retención de la Subcuenca (mm /año)

3.4.10 CAUDAL MENSUAL PROMEDIO (CM)

La lámina de agua que corresponde al caudal mensual del año promedio se determina según la ecuación básica del balance hídrico a partir de los componentes descritos anteriormente. La ecuación básica es la siguiente:

$$CM_i = PE_i + G_i - A_i$$

Donde :

CM_i = Caudal de escorrentía mensual (mm/mes)

PE_i = Precipitación efectiva (mm/mes)

G_i = Gasto de la retención (mm/mes)

A_i = Abastecimiento de la retención (mm/mes)

Dichos caudales que están expresados en mm., se transforman en m³/seg. con la siguiente expresión:

$$Q_i = 0,0115741 \left(\frac{CM_i \times A}{t_i} \right)$$

Donde :

Q_i = Caudal mensual (m³/seg.)

CM_i = Caudal de escorrentía mensual (mm/mes)

A = Área de la subcuenca (km²)

t_i = Tiempo del mes (días)

3.4.11 CAUDALES MENSUALES GENERADOS

La generación de caudales mensuales de la subcuenca en el punto de interés, se calculó mediante el modelo hidrológico que consiste en una combinación de un proceso Markoviano de primer orden con una variable de impulso, que en este caso es la precipitación efectiva.

La ecuación que genera los caudales mensuales para el periodo extendido es:

$$Q_t = B_1 + B_2 Q_{t-1} + B_3 PE_t + S (1 - R^2)^{1/2} Z$$

Donde :

Q_t = Caudal del mes t (mm/mes)

Q_{t-1} = Caudal del mes anterior (mm/mes)

PE_t = Precipitación efectiva del mes t (mm)

B_1 = Factor constante (caudal base)

B_2, B_3 = Constantes de la regresión

S = Desviación estándar

R = Coeficiente de regresión

Z = Variable aleatorio con media 0 y variancia 1.

3.5 DEMANDA DE AGUA

El requerimiento de agua se basa en la necesidad hídrica mensual por los cultivos, animales, consumo humano y generación de energía eléctrica, para ello se analizan los diferentes parámetros como:

3.5.1 FORMULACION DE LA CEDULA DE CULTIVO

La cédula de cultivo abarca todo el área agrícola, con sus respectivos cultivos, determinados de acuerdo a las condiciones climáticas, rentabilidad y de necesidad primaria de los pobladores de la zona.

3.5.2 EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL

Para estimar los requerimientos agrícolas, se determinará la evapotranspiración potencial en la zona de riego en función a las características climatológicas; para determinar dicha evapotranspiración existen varios métodos como: Hargreaves, Jansen y Haise, Penman, Blaney-Criddle, entre otros, su elección depende de la calidad de la información meteorológica, de la confiabilidad de los resultados y de los datos con que se dispone en la Estación de la zona, siendo elegido en el presente estudio el método de Hargreaves en base a temperatura, recomendado por Salazar L. R. trabajo realizado para PLAN MERIS 1 979 en Huancayo y Cajamarca, quien realizó estudios de evapotranspiración potencial y manifiesta que a falta de datos de radiación y horas de sol, el método a utilizarse sería de Hargreaves en base a temperatura, cuya ecuación es la siguiente:

$$ETP = MF \times TMF \times CH \times CE$$

$$CH = 0,166 (100 - HRM)^{1/2}$$

$$CE = 1,00 + \frac{0,04E}{2000}$$

Donde :

MF = Factor mensual de evapotranspiración, se determina de la Tabla N° 3,02, en función a la latitud del lugar (mm).

TMF = Temperatura media mensual (⁰F).

CH = Factor de humedad relativa media mensual, se determina para valores igual o mayores a 64 % de humedad relativa.

HRM = Humedad relativa media mensual (%).

CE = Factor de corrección por elevación.

E = Altitud (m.s.n.m.).

TABLA N° 3,02

FACTOR DE EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL (mm)

| Latitud Sur | M | | E | | S | | E | | S | | NOV | DIC |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SET | OCT | | |
| 1 | 2.788 | 2.117 | 2.354 | 2.197 | 2.137 | 1.990 | 2.091 | 2.216 | 2.256 | 2.358 | 2.254 | 2.265 |
| 2 | 2.371 | 2.136 | 2.357 | 2.182 | 2.108 | 1.956 | 2.050 | 2.194 | 2.251 | 2.372 | 2.263 | 2.301 |
| 3 | 2.353 | 2.154 | 2.360 | 2.167 | 2.079 | 1.922 | 2.026 | 2.172 | 2.246 | 2.386 | 2.290 | 2.337 |
| 4 | 2.385 | 2.172 | 2.362 | 2.151 | 2.050 | 1.888 | 1.993 | 2.130 | 2.240 | 2.398 | 2.318 | 2.372 |
| 5 | 2.416 | 2.189 | 2.363 | 2.134 | 2.020 | 1.854 | 1.960 | 2.126 | 2.234 | 2.411 | 2.345 | 2.407 |
| 6 | 2.447 | 2.205 | 2.363 | 2.117 | 1.980 | 1.820 | 1.976 | 2.103 | 2.226 | 2.422 | 2.371 | 2.442 |
| 7 | 2.478 | 2.221 | 2.363 | 2.099 | 1.959 | 1.785 | 1.893 | 2.078 | 2.218 | 2.433 | 2.397 | 2.476 |
| 8 | 2.508 | 2.237 | 2.362 | 2.081 | 1.927 | 1.750 | 1.858 | 2.054 | 2.210 | 2.433 | 2.423 | 2.510 |
| 9 | 2.538 | 2.251 | 2.360 | 2.062 | 1.896 | 1.715 | 1.824 | 2.028 | 2.201 | 2.453 | 2.448 | 2.544 |
| 10 | 2.567 | 2.266 | 2.357 | 2.043 | 1.864 | 1.679 | 1.789 | 2.003 | 2.191 | 2.462 | 2.473 | 2.577 |
| 11 | 2.596 | 2.279 | 2.354 | 2.023 | 1.832 | 1.644 | 1.754 | 1.976 | 2.180 | 2.470 | 2.497 | 2.610 |
| 12 | 2.625 | 2.292 | 2.350 | 2.002 | 1.799 | 1.608 | 1.719 | 1.950 | 2.169 | 2.477 | 2.520 | 2.643 |
| 13 | 2.652 | 2.305 | 2.345 | 1.981 | 1.767 | 1.572 | 1.684 | 1.922 | 2.157 | 2.484 | 2.543 | 2.675 |
| 14 | 2.680 | 2.317 | 2.340 | 1.959 | 1.733 | 1.536 | 1.648 | 1.895 | 2.144 | 2.490 | 2.566 | 2.706 |
| 15 | 2.707 | 2.328 | 2.334 | 2.937 | 1.700 | 1.500 | 1.612 | 1.867 | 2.131 | 2.496 | 2.588 | 2.738 |
| 16 | 2.734 | 2.339 | 2.317 | 1.914 | 1.666 | 1.464 | 1.576 | 1.838 | 2.117 | 2.500 | 2.610 | 2.769 |
| 17 | 2.760 | 2.348 | 2.319 | 1.891 | 1.632 | 1.427 | 1.540 | 1.809 | 2.103 | 2.504 | 2.631 | 2.799 |
| 18 | 2.785 | 2.359 | 2.311 | 1.867 | 2.598 | 1.391 | 1.504 | 1.780 | 2.088 | 2.508 | 2.651 | 2.830 |
| 19 | 2.811 | 2.368 | 2.302 | 1.843 | 1.564 | 1.354 | 1.467 | 1.750 | 2.072 | 2.510 | 2.671 | 2.859 |

Fuente: HARGREAVES

3.5.3 COEFICIENTE DE CULTIVO (K_c)

Este viene a ser un factor que indica el grado de desarrollo o cobertura del suelo por el cultivo del cual se quiere evaluar su consumo de agua.

Para determinar el coeficiente de cultivo por el método de la FAO, donde se tiene en cuenta las siguientes consideraciones:

- Establecer la fecha de siembra de los cultivos
- Determinar el periodo vegetativo en días para cada estado de crecimiento del cultivo
- Conocimiento de las condiciones climáticas del lugar
- Conocer la frecuencia de riego

Luego el cálculo se efectúa de la siguiente manera:

a) ETAPA INICIAL

Comprende desde la germinación hasta el 10% de cobertura vegetal.

El K_c se determina mediante el gráfico que relaciona la frecuencia de riego y la evapotranspiración potencial (Figura N° 3,01)

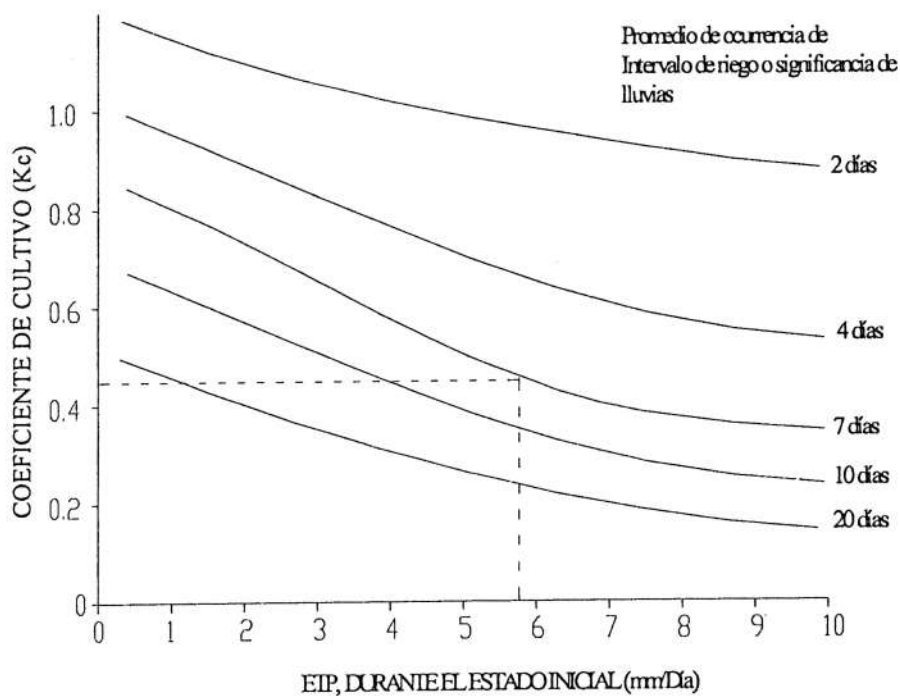


Fig 3.01: Valores Kc Promedio para el Estado Inicial de Desarrollo

b) ETAPA DE DESARROLLO

Es la fase de desarrollo del cultivo, que comprende desde el final de la fase inicial hasta que llega a una cobertura efectiva del 70 a 80 %.

El K_c se determina en función a la primera y tercera etapa.

c) ETAPA DE MEDIA ESTACION

Comprende desde que se obtiene la cubierta sombreada efectiva hasta el momento de iniciarse la maduración.

El K_c se determina en función a las condiciones climáticas como humedad relativa y velocidad del viento (Tabla N° 3,03).

d) ETAPA DE MADURACION

Comprende desde el final de la fase anterior hasta que se llega a la plena maduración.

El K_c se determina en función a las condiciones climáticas como humedad relativa y velocidad del viento (Tabla N° 3,03).

TABLA N° 3.03
VALORES DE K_c PARA DIFERENTES CULTIVOS

| CULTIVOS | HUMEDAD RELATIVA | HR mín > 70 % | | HR mín < 70 % | |
|---------------------|------------------|---------------|-------|---------------|-------|
| | VIENTO (m/s) | 0 - 5 | 5 - 8 | 0 - 5 | 5 - 8 |
| FASE DE DESARROLLO | | | | | |
| Cultivos extensivos | 3 | 0.95 | 0.95 | 1.10 | 1.05 |
| Cebada | 3 | 1.15 | 1.10 | 1.15 | 1.20 |
| | 4 | 0.25 | 0.25 | 0.20 | 0.20 |
| Arveja verde | 3 | 0.95 | 0.95 | 1.00 | 1.05 |
| | 4 | 0.85 | 0.85 | 0.90 | 0.90 |
| Arveja seco | 3 | 1.05 | 1.10 | 1.15 | 1.20 |
| | 4 | 0.30 | 0.30 | 0.25 | 0.25 |
| Zanahoria | 3 | 1.00 | 1.05 | 1.10 | 1.15 |
| | 4 | 0.70 | 0.75 | 0.80 | 0.85 |
| Maíz Choclo | 3 | 1.05 | 1.10 | 1.15 | 1.20 |
| | 4 | 0.95 | 1.00 | 1.05 | 1.10 |
| Maíz Grano | 3 | 1.05 | 1.10 | 1.15 | 1.12 |
| | 4 | 0.55 | 0.55 | 0.60 | 0.60 |
| Lechuga | 3 | 0.95 | 0.95 | 1.00 | 1.05 |
| | 4 | 0.90 | 0.90 | 0.90 | 1.00 |
| Papa | 3 | 1.05 | 1.10 | 1.15 | 1.20 |
| | 4 | 0.70 | 0.70 | 0.75 | 0.75 |
| Rabanito | 3 | 0.80 | 0.80 | 0.85 | 0.90 |
| | 4 | 0.75 | 0.75 | 0.80 | 0.85 |
| Espinacas | 3 | 0.95 | 0.95 | 1.00 | 1.05 |
| | 4 | 0.90 | 0.90 | 0.95 | 1.00 |
| Trigo | 3 | 1.05 | 1.10 | 1.15 | 1.20 |
| | 4 | 0.25 | 0.25 | 0.60 | 0.20 |
| Haba verde | 3 | 0.95 | 0.95 | 1.00 | 1.05 |
| | 4 | 0.25 | 0.85 | 0.90 | 0.90 |
| Haba seco | 3 | 1.05 | 1.10 | 1.15 | 1.20 |
| | 4 | 0.30 | 0.30 | 0.25 | 0.25 |

Fuente: La FAO.

3.5.4 EVAPOTRANSPIRACION REAL (ETA)

Es la cantidad de agua gastada por los cultivos propuestos por unidad de tiempo, el cual se determina por la siguiente ecuación:

$$ETA = K_c \times ETP$$

Donde :

ETA = Evapotranspiración real (mm/mes)

K_c = Coeficiente de cultivo

ETP = Evapotranspiración potencial (mm/ mes)

3.5.5 DEFICIT DE HUMEDAD NETA (DHn)

Es la diferencia entre el agua consumida por los cultivos y la precipitación efectiva al 75 % de persistencia.

La ecuación para determinar el déficit de humedad es la siguiente:

$$DHn = ETA - PE \text{ 75 \% persistencia}$$

3.5.6 EFICIENCIA DE RIEGO (Er)

La eficiencia de riego, viene a ser la relación que hay entre el agua transpirada por los cultivos y el agua originalmente captada.

Entre el punto inicial y final del sistema hay sin embargo varias etapas dentro del proceso general de riego, en cada una de las cuales ocurren pérdidas de agua que resulta, conveniente valorar en forma separada por medio de la eficiencia correspondiente a las etapas consideradas.

La eficiencia total de riego resulta ser entonces el producto de las eficiencias parciales correspondientes a cada una de dichas etapas.

$$E_r = E_c \times E_d \times E_a$$

Donde :

E_r = Eficiencia de riego

E_c = Eficiencia de conducción (90%)

E_d = Eficiencia de distribución (80%)

E_a = Eficiencia de aplicación (55%)

3.5.7 DÉFICIT DE HUMEDAD BRUTA (DHb)

El déficit de humedad determinada es llevado a la eficiencia de riego determinada anteriormente, para contar con una lámina de agua efectiva sin considerar aquellas que se pierden en el trayecto desde su captación hasta su aplicación, el cual se determina por la siguiente ecuación:

$$DHb = \frac{DHn}{E_r}$$

3.5.8 REQUERIMIENTO DE AGUA (DA)

Viene a ser la demanda de agua para el área propuesto, con sus respectivos cultivos considerados y se determina por la siguiente ecuación:

$$DA = DHb \times A$$

Donde :

DA = Demanda de agua (MMC)

A = Área de tierras agrícola (Has)

3.6 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

El río Cunas, es un río de fondo fijo, ya que presenta un transporte continuo de las partículas constituyentes del fondo de su lecho, que proviene de la erosión de la subcuenca como consecuencia de las lluvias y de otros agentes atmosféricos que se presentan en ella.

Las partículas son transportados fundamentalmente por arrastre, por salto y por suspensión.

3.6.1 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DE FONDO

Es cuando las partículas por ser de un tamaño mayor, estas ruedan sobre el fondo constituyendo el transporte sólido por arrastre. También hay ciertas partículas de un tamaño menor que la anterior que se transportan de un modo especial denominándose transporte por saltación.

Ambas formas de transporte conforman transporte de sedimentos de fondo, que basado en las experiencias y mediciones en diferentes ríos por FRIJLINK, quien determinó la siguiente ecuación:

$$T_{sf} = 5d\sqrt{\mu gRI} e^{-0.27\frac{d\Delta}{\mu RI}}$$

$$\mu = \left(\frac{C}{18 \text{Log} \frac{12R}{d_{90}}} \right)^{\frac{3}{2}}$$

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

$$C = \frac{Q}{A\sqrt{R.I}}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

Donde:

Tsf = Transporte de sedimento de fondo (m³/día)

μ = Coeficiente debido a los rizados

Q = Caudal medio del río (m³/seg.)

R = Radio hidráulico (m)

I = Gradiente de la línea de energía

A = Áreas hidráulico del río (m²)

P = Perímetro hidráulico del río (m)

d = Diámetro medio de partículas (m)

d₉₀ = Diámetro correspondiente al 90 % de material acumulado que pasa (m)

g = Aceleración de la gravedad (m/seg².)

ρ_s = Densidad del material del fondo (Kg/m³)

ρ_w = Densidad del agua (Kg/m³)

3.6.2 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS POR SUSPENSION

Son las partículas finas que se encuentran suspendidas en el agua, constituyendo el transporte por suspensión.

La estimación del volumen medio anual de sedimentos en suspensión que puede transportar el río Cunas en el lugar de embalse, se realizó en base al estudio de "Evaluación del Potencial Hidroeléctrico" en el río Mantaro, por el Consorcio Lahmeyer Salzgitter, obteniéndose la siguiente función:

$$T_{ss} = 3^{-c} \times 26 Q^{1.4}$$

Donde :

- T_{ss} = Transporte de sedimento de suspensión (Tn/año)
- Q = Volumen de almacenamiento (MMC/año)
- C = Coeficiente de concentración regional

3.7 ANALISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS

El análisis de máximas avenidas, se efectuaron en base al registro de precipitación máxima en 24 horas, los cuales son ajustados a la distribución de probabilidad Log Pearson Tipo III.

Siendo la ecuación la siguiente:

$$\text{Ln P máx} = \overline{\text{LnP}} + S \times K f(T, g)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (\text{LnP} - \overline{\text{LnP}})^2}{n-1}}$$

$$g = \frac{n \sum (\text{LnP} - \overline{\text{LnP}})^3}{(n-1)(n-2)(S_{\text{LnP}})^3}$$

Donde :

Ln P máx = Logaritmo de la precipitación máxima para un determinado tiempo de retorno (mm)

$\overline{\text{LnP}}$ = Media de los logaritmos de la precipitación máxima en 24 horas (mm)

S = Desviación estándar de los logaritmos de la precipitación máxima en 24 horas.

K = Valor para la distribución Log. Pearson Tipo III, en f(T,g)

T = Período de retorno (años)

g = Coeficiente de asimetría

La determinación del caudal máximo se efectuará mediante la ecuación MAC – MATH, considerando que éstas se originan exclusivamente por acción de las lluvias:

$$Q_{\text{máx}} = C \times P_{\text{máx}} \times A^{0,58} \times I^{0,42} \times 10^{-3}$$

Donde :

$Q_{\text{máx}}$ = Caudal máximo ($\text{m}^3/\text{seg.}$)

C = Coeficiente de escorrentía

$P_{\text{máx}}$ = Precipitación máximo en 24 horas (mm)

A = Área de la Subcuenca colectora (Has)

I = Pendiente del curso principal (m /Km)

3.8 DETERMINACION DEL RIESGO DE LA OBRA

La determinación del tiempo de retorno obedece a criterios relacionados con la vida útil de la obra, la facilidad de reparación en caso de daños y el peligro de pérdida de vidas humanas en caso de falla.

Existe otro criterio para elegir el tiempo de retorno, la fijación de priori del riesgo de la falla de la estructura dentro de la vida útil de la obra, siendo su expresión la siguiente:

$$Tr = \frac{1}{1 - (1 - R)^{1/n}}$$

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

Donde:

R = Riesgo permisible

Tr = Tiempo de retorno

n = Años de la vida util de la presa

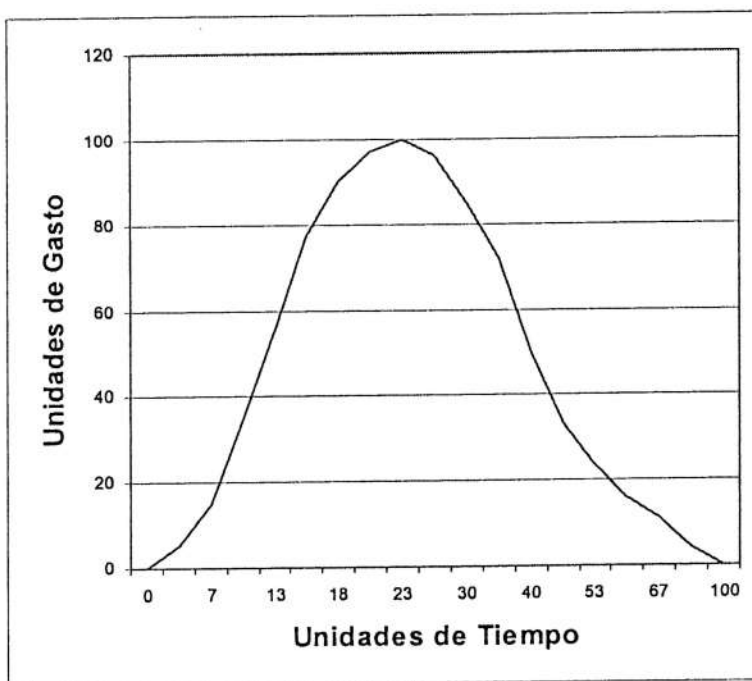
3.9 TRANSITO DE AVENIDAS

Un hidrograma de crecida refleja el movimiento de una onda al pasar por un punto de control, en este caso por el vertedor de demasías de la presa.

Las ondas de avenidas se forman por aumento no uniforme del caudal del río Cunas por efecto de una tormenta, el mismo que para ser estudiado se obtuvo el hidrograma de entrada.

Para las cuencas donde no se cuentan con registros, de precipitación tomadas a cada hora o períodos tan cortos, se sugieren los hidrogramas unitarios sintéticos, que se construyen en base a fórmulas obtenidas empíricamente, el cual se basa en el siguiente hidrograma adimensional:

| t (%) | q (%) |
|-------|-------|
| 0 | 0 |
| 3 | 5 |
| 7 | 15 |
| 10 | 35 |
| 13 | 56 |
| 16 | 77 |
| 18 | 90 |
| 20 | 97 |
| 23 | 100 |
| 27 | 96 |
| 30 | 85 |
| 34 | 72 |
| 40 | 50 |
| 47 | 33 |
| 53 | 24 |
| 60 | 16 |
| 67 | 11 |
| 84 | 4 |
| 100 | 0 |



Los cálculos se basan a las siguientes ecuaciones:

$$u = \frac{V}{3300}$$

$$q = \frac{Q}{100}$$

$$t = \frac{u}{60q}$$

Donde :

u = Volumen de escorrentía correspondiente a una unidad de volumen del hidrograma básico (m³/unid.)

V = Volumen de la escorrentía (m³)

q = Caudal de escorrentía correspondiente a una unidad de caudal del hidrograma básico (m³/seg/und)

Q = Caudal máximo de escorrentía ($m^3/seg.$)

t = Tiempo correspondiente a una unidad de tiempo del hidrograma básico
(min/und)

$$Y_m = \frac{Q_m \times \Delta t}{A_m}$$

$$\alpha = \frac{Q_m}{C.b}$$

$$\Delta k = \frac{Y_m}{\alpha^{2/3}}$$

$$Q_v = C . b . Z^{3/2}$$

Donde :

Y_m = Altura de agua promedio en el embalse (m)

Q_m = Descarga afluyente en una variación de tiempo ($m^3/seg.$)

Δt = Variación del tiempo (seg.)

A_m = Area del embalse (m^2)

α = Coeficiente

C = Coeficiente de descarga del vertedero

b = Ancho del vertedero (m)

Q_v = Caudal de evacuación ($m^3/seg.$)

Z = Carga instantánea sobre la cresta del vertedero (m)

Δk = Coeficiente de relación

3.10 BORDE LIBRE DE LA PRESA

El borde libre se determina en función al oleaje, a la velocidad del viento, al Fetch, al sismo y a la seguridad que se le dá, según cada método.

3.10.1 ALTURA DE BORDE LIBRE POR EL METODO JAPONES

Para determinar la altura de la presa se tiene en cuenta los niveles máximos de agua, la altura de oleaje debido a sismos y un coeficiente de seguridad cuya sumatoria es el borde libre.

La ecuación para el cálculo es la siguiente:

$$BL = H_v + H_s + 0,50$$

Donde :

BL = Borde libre (m)

H_v = Altura de las olas debido al viento (m)

H_s = Altura de oleaje debido a sismos, determinado en base al coeficiente sísmico de diseño (m)

0,50 = Viene a ser por la seguridad

Para determinar la altura de las olas debido al viento, se emplea la siguiente ecuación:

$$H_v = 0.00086 V^{1.1} \times F^{0.45}$$

Donde :

V = Velocidad del viento (m/seg).

F = Fetch (m) máxima distancia desde la presa hasta el otro extremo del vaso, durante la ocurrencia de la avenida de diseño.

Para determinar la altura del oleaje debido a sismo, se aplica la siguiente ecuación planteado por Seichi Sato, en caso de ocurrencia del sismo:

$$H_s = \frac{K.T}{2\pi} \sqrt{g.H_n}$$

Donde :

K = Coeficiente sísmico de diseño en base al nivel máximo normal de agua.

T = Ciclo de sismo (seg.)

H_n = Profundidad del embalse con respecto a nivel normal de agua (m)

g = Aceleración de la gravedad

3.10.2 ALTURA DE BORDE LIBRE PLANTEADO POR A. BAUTISTA, UNIVERSIDAD AUTONOMA DE CHAPINGO

La altura del borde libre incluye la amplitud del oleaje generado por el viento, la altura del rodamiento de las olas sobre el talud aguas arriba y el margen de seguridad, de modo que la ecuación es la siguiente:

$$BL = H_v + H_r + H_{se}$$

Donde :

BL = Borde libre (m)

Hv = Altura del oleaje generado por el viento (m)

Hr = Altura de rodamiento de las olas sobre el talud aguas arriba (m)

Hse = Altura por margen de seguridad (m)

La ecuación utilizada para evaluar la altura de la ola producido por el viento es la de Stevenson modificada:

$$H_v = 3.22 \sqrt{V.F} + 76 - 26.9 \sqrt[4]{F}$$

Donde :

V = Velocidad del viento (Km/hr)

F = Distancia de la cortina hasta el punto más remoto del embalse (Km)

Para determinar la altura de rodamiento de las olas sobre el talud aguas arriba de la presa, al considerar presa de tierra o enrocado se emplea el Hr de la siguiente relación:

| TALUD | Hr |
|----------|---------|
| 1,50 : 1 | 0,33 Hv |
| 4,00 : 1 | Hv |

3.10.3 ALTURA DE BORDE LIBRE POR EL METODO AMERICANO

La altura de borde libre empleando este método, que está en función de: la carga de diseño sobre el vertedero, la altura máxima de las olas creada por el viento y la altura libre por seguridad, cuya ecuación es la siguiente:

$$BL = H_d + H_o + H_l$$

Donde:

BL = Borde libre (m)

Hd = Carga de diseño sobre el vertedor (m)

Ho = Altura máxima de las olas (m)

Hl = Altura libre por seguridad (m)

La altura por carga de diseño sobre el vertedero, se obtiene en el diseño de obra de excedencias, calculando en la parte de tránsito de avenidas.

La altura Ho, es la altura máxima de las olas que se forman en el vaso por efectos del viento, en las condiciones mas desfavorables y esto ocurre cuando sobre la

obra de excedencias está pasando el gasto máximo de diseño y al mismo tiempo sobre la superficie del agua sople el viento de máxima velocidad sostenida.

La altura máxima de las olas está en función de la velocidad del viento y del Fetch, que existe entre la cortina y el punto del vaso mas alejado de la misma.

Para determinar H_o , se ha considerado la siguiente ecuación:

$$H_o = 3.22 \sqrt{V.F} + 76 - 26.9 \sqrt[4]{F}$$

Donde :

V = Velocidad del viento (Km/hr)

F = Distancia máxima en línea recta entre la cortina y el punto del vaso mas alejado (Km.)

La altura libre H_l , proporciona un margen de seguridad contra situaciones imprevistas, como puede ser la ocurrencia de una avenida mayor a la avenida de diseño o la presencia de asentamientos del terraplén mayores a los considerados.

3.11 DIMENSIONAMIENTO DE LA PRESA

3.11.1 ALTURA

La altura del dique de la presa viene a ser la altura al espejo de agua mas el borde libre.

3.11.2 TALUDES

La fuente (15) recomienda lo siguientes taludes mínimas, los cuales están en función a la altura del terraplén de la presa.

| ALTURA DE PRESA (m) | TALUD AGUAS | TALUD AGUAS |
|------------------------|-------------|-------------|
| | ARRIBA | ABAJO |
| 4,50 – 12,00 | 2,0 : 1 | 1,5 : 1 |
| 12,00 – 30,00 | 2,5 : 1 | 2,0 : 1 |
| 30,00 – 40,00 | 3,0 : 1 | 2,5 : 1 |

3.11.3 ANCHO DE CORONA

Se fija este ancho para aumentar el volumen del terraplén de la presa y por consiguiente su estabilidad, para asegurar la resistencia de esta parte contra los deterioros ocasionados por el oleaje y para establecer los servicios que sean necesarios sobre la presa según la fuente (15) los anchos mínimos de corona en función de la altura de la presa son las siguientes:

| ALTURA (m) | ANCHO DE LA PRESA (m) |
|----------------|--------------------------|
| Hasta 12,00 | 3,00 |
| Hasta 30,00 | 4,50 |
| Hasta 45,00 | 6,00 |

3.11.4 VERTEDERO DE DEMASIAS

Dicho vertedero sirve para evacuar los caudales excedentes y las descargas máximas instantáneas, cuyo dimensionamiento se basa en la ecuación de Francis:

$$Q = C \cdot b \cdot H^{3/2}$$

Donde :

Q = Descarga máxima instantánea (m³/seg.)

C = Coeficiente de descarga libre (C = 1,70)

b = Longitud de cresta (m)

H = Carga del vertedero (m)

IV. RESULTADOS

4.1 ESTUDIO DE LA CUENCA

4.1.1 TOPOGRAFÍA

De los trabajos de campo y gabinete se han efectuado las siguientes láminas:

- Ubicación de la presa
- Subcuenca del río Cunas hasta la zona de Yanacocha
- Vaso de la presa

Todos ellos a la escala conveniente como se ve en el anexo respectivo.

4.1.2 HIDROGRAFIA

El vaso de la presa captará el recurso hídrico en la vertiente del Atlántico, el cual estará formado por la red hidrográfica conformado por las micro cuencas: Angará, Aguachi, Consac-Chalhuas, Calillo, Sulcan, Yanasnioc, Acocancha, Pachashloma, Llame, Cachi, Huachuas, Huamache, Seco, Aguapuasin, Palloc y Quishuayuccro.

4.1.3 SUBCUENCA HIDROGRAFICA

Es una superficie del terreno donde todas las agua de precipitación se unen para formar un solo curso de agua ver Lámina N° 02.

El área o superficie de las subcuenca esta limitada por la divisoria de aguas, que es una línea que separa la superficie de terreno cuyo drenaje fluye hacia el curso de agua.

4.1.4 PARÁMETRO GEOMORFOLÓGICO DE LA SUBCUENCA DE RECEPCION

Para la determinación de los parámetros geomorfológicos de la subcuenca del Cunas se utilizaron las cartas nacionales a escala 1:100 000, hojas números 24-l, 24-m, 25-l, 25-m y cartas a escala 1: 25 000, hojas números 24l-II-SE, 24m-III-SO, 25l-I-NE, 25m-IV-NO.

a) SUPERFICIE DE LA SUBCUENCA (A)

La superficie de la subcuena de recepción está comprendido entre los límites de la subcuena y al medir realmente se mide su proyección sobre un plano horizontal, utilizándose para ello el planímetro siendo el resultado 1 550,60 Km².

b) PERÍMETRO DE LA SUBCUENCA (P)

El perímetro de la Subcuena está comprendido por el límite de la subcuena en un plano horizontal, el cual fue determinado con el curvómetro, siendo el perímetro 214,30 Km.

c) PENDIENTE MEDIA DE LA SUBCUENCA (Sc)

Es una característica de la Subcuena, que tiene gran influencia en los escurrimientos de las corrientes, la determinación Se efectuó por el método de Alvord:

$$Sc = \frac{d.L}{A}$$

Donde :

Sc = Pendiente media de la Subcuena (%)

d = Desnivel entre curvas de nivel (m)

L = Longitud Total de las curvas de nivel (m)

A = Área Total de la Subcuena (m²)

Reemplazando los valores correspondientes se tiene:

$$Sc = \frac{200m \times 1532000m}{1550600000m^2} = 0,1976$$

$$Sc = 19,76 \%$$

d) ALTITUD MEDIA (Hm)

Para determinar la altitud media de la cuenca se basa en la construcción de cuadrículas sobre el plano topográfico del área de la cuenca, y mediante la media aritmética de cada uno de las elevaciones de los puntos de intersección se tiene la altitud media:

$$Hm = \frac{\sum hi}{n}$$

Donde :

Hm = Altitud media (m.s.n.m.)

hi = Elevación de cada intersección (m.s.n.m.)

n = Número de intersecciones

Remplazando sus valores se tiene:

$$Hm = \frac{407497}{97}$$

$$Hm = 4201 \text{ m.s.n.m.}$$

e) FORMA DE LA SUBCUENCA

La forma de la cuenca determina la distribución de las descargas de agua a lo largo del curso principal y es en gran parte responsable de las características de las crecientes, pudiendo ser expresados por parámetros tales como el coeficiente de compacidad y el factor de forma.

Coeficiente de Compacidad (K_c)

Se expresa por la relación entre el perímetro de la cuenca y el círculo, cuya área es igual a la superficie de la cuenca.

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

Donde :

P = Perímetro de la Subcuenca (Km.)

A = Área de la Subcuenca (Km^2)

Reemplazando los valores correspondientes tenemos:

$$K_c = \frac{214,30Km}{2\sqrt{\pi \times 1550,60Km^2}}$$

$$K_c = 1,53$$

Cuando el valor de K_c , es igual a 1 la cuenca tiene una forma ensanchada con una fuerte tendencia a generar crecientes bruscas; para el caso del río Cunas un valor de $K_c = 1.53$ refleja tendencia a generar crecientes altas.

Factor de Forma (F_f)

Demuestra la mayor o menor tendencia a crecientes que tiene una cuenca; y un valor bajo, será representativo de que ella está menos sujeta a crecientes que otras del mismo tamaño pero con mayor factor de forma. Su valor expresa la relación entre el ancho medio y la longitud del curso de agua más largo:

$$F_f = \frac{a}{L}$$

$$a = \frac{A}{L}$$

$$a = \frac{1550,60 \text{Km}^2}{49,40 \text{Km}}$$

$$a = 31,39 \text{ Km}$$

Donde :

a = Ancho medio (Km.)

A = Área de la Subcuenca (Km^2)

L = Longitud mayor del río principal (Km.)

Reemplazando los valores correspondientes se tiene:

$$F_f = \frac{31,39 \text{Km}}{49,40 \text{Km}}$$

$$F_f = 0,64$$

El valor obtenido nos indica que la subcuenca es amplia y abierta, con muchas posibilidades de que las lluvias intensas cubran simultáneamente toda la subcuenca y sujeta a crecientes bruscas.

f) DENSIDAD DE DRENAJE (D_d)

La densidad total de los cauces dentro de una cuenca dividida por el área total de drenaje, define la densidad de drenaje o longitud de los ríos por unidad de área. Una densidad alta refleja una cuenca muy bien drenada que debería responder relativamente rápido al influjo de la precipitación; una cuenca con baja densidad refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica muy lenta:

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

Donde :

L_t = Longitud total de cauces (Km.)

A = Área de la Subcuenca (Km^2)

Reemplazando los valores correspondientes se tiene:

$$D_d = \frac{868,20Km}{155060Km^2}$$

$$D_d = 0,56 \text{ Km} / Km^2$$

Se considera que una cuenca es bien desarrollada cuando la densidad del drenaje es mayor que la unidad, el valor obtenido nos indica que existe 0,56 Km. de curso de agua, por cada Km^2 de subcuenca, por lo cual se considera como moderadamente desarrollada.

g) EXTENSIÓN MEDIA DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL(Es)

Cuando un sistema de drenaje en una cuenca es bastante desarrollada, la extensión media de un escurrimiento superficial es corto y su valor está dado por la distancia media en línea recta que el agua de lluvia tendrá que escurrir antes de llegar a un curso de agua:

$$E_s = \frac{A}{4L_t}$$

Donde :

A = Área de la Subcuenca (Km^2)

L_t = Longitud total de cauces (Km.)

Esta relación indica que el escurrimiento superficial medio es igual a la cuarta parte de la distancia media entre los cursos de agua o igual a un cuarto del recíproco de la densidad de drenaje.

Reemplazando los valores correspondientes se tiene:

$$E_s = \frac{1550,60Km^2}{4 \times 568,20Km}$$

$$E_s = 0,68 \text{ Km.}$$

Esto significa que, en la subcuenca de recepción del río Cunas, la lámina de agua que escurre sobre la superficie recorre un promedio de 680 m. antes de llegar al cauce del mismo río Cunas y sus afluentes.

h) ORDEN DE CORRIENTES

El orden de la corriente principal indicará la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca. La clasificación deberá efectuarse considerando tanto las corrientes perennes como los intermitentes. Para el caso se tiene el siguiente orden de corrientes:

- Número de corrientes de primer orden = 244
- Número de corrientes de segundo orden = 65
- Número de corrientes de tercer orden = 14
- Número de corrientes de cuarto orden = 3
- Número de corrientes de quinto orden = 1

i) RAZON DE BIFURCACIÓN

La relación entre el número de corrientes de orden dado y el número de corrientes de orden superior inmediata.

$$Rb = \frac{N^{\circ} \text{ Corrientes Orden}}{N^{\circ} \text{ Corrientes Orden Superior Inmediato}}$$

Reemplazando los valores correspondientes se tiene:

$$Rb_1 = \frac{244}{65} = 3,75$$

$$Rb_2 = \frac{65}{14} = 4,64$$

$$Rb_3 = \frac{14}{3} = 4,67$$

$$Rb_4 = \frac{3}{1} = 3,00$$

La razón de bifurcación es función de la forma de la cuenca, así se tiene:

- Muy alta, cuando la $Rb > 5$

- Media, cuando $R_b = 3 - 5$
- Muy baja, cuando $R_b < 3$

De acuerdo a los resultados, en la subcuenca del Cunas la razón de bifurcación es media, esto quiere decir que la forma de la subcuenca es ensanchada. En el Cuadro N° 3,02, se ven los valores de los parámetros de la subcuenca del río Cunas hasta la altura del paraje Yanacocha, lugar propuesto para el represamiento de las aguas de dicho río.

CUADRO N° 3,02

PARAMETROS GEOMORFOLÓGICOS DE LA SUBCUENCA DE RECEPCIÓN DEL EMBALSE

| PARAMETROS | SUBCUENCA DEL RIO CUNAS |
|--|-------------------------|
| Superficie (Km ²) | 1550,60 |
| Perímetro (Km.) | 214,30 |
| Pendiente media (%) | 19,76 |
| Altitud media (m.s.n.m.) | 4 201,00 |
| Coefficiente de Compacidad | 1,53 |
| Factor de forma | 0,38 |
| Densidad de drenaje | 0,37 |
| Extensión media escurrimiento sup.(Km) | 0,68 |
| Orden de corrientes | 5° |
| Razón de bifurcación | 3,00 – 4,67 |

4.2 GENERACION DE CAUDALES

El rendimiento de la subcuenca se ha analizado en base a las precipitaciones corregidas, área de recepción y coeficiente de esorrentía, según el criterio de balance hídrico.

La generación de los registros de descargas mensuales en la zona de la posible boquilla de la presa, se efectuó utilizando el modelo hidrológico el cual consiste en una combinación de un proceso Markoviano con una variable de impulso.

4.2.1 PRECIPITACION

Para el análisis de precipitación son utilizados las Estaciones de Huayao, Palaco, Leive, Ingenio, Cercapuquio y Huaytapallana, los cuales se ven en el Cuadro N° 3,03.

De dichas Estaciones a excepción de Huayao, todas las Estaciones consideradas se encuentran paralizadas por deterioro desde el año 1 983.

La estación de Huayao es la única que en la actualidad viene funcionando, por tanto dichos registros (Cuadro N° 3,04) son considerados en el presente estudio.

CUADRO N° 3,04
PRECIPITACION TOTAL MENSUAL (mm)
ESTACION: HUAYAO

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SET | OCT | NOV | DIC | TOT |
|------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| 1972 | 94.3 | 121.9 | 148 | 135.7 | 38.4 | 4.3 | 9.2 | 17.3 | 21 | 44.8 | 45.7 | 140 | 821 |
| 1973 | 153 | 153.7 | 137.1 | 97.4 | 12.9 | 3.6 | 23.9 | 21.3 | 48.1 | 94.1 | 39.8 | 87.9 | 872.6 |
| 1974 | 155 | 176.8 | 67.9 | 56.6 | 0.5 | 26.2 | 2.8 | 30.4 | 13.2 | 68.5 | 84.2 | 62.1 | 744.1 |
| 1975 | 83.6 | 120.1 | 162.6 | 38.4 | 31.2 | 3.6 | 0.5 | 38.9 | 30.7 | 86 | 65.5 | 111 | 772.5 |
| 1976 | 95.6 | 126.7 | 133.5 | 31.2 | 17.3 | 15.2 | 1.5 | 5.4 | 37.4 | 26.3 | 56.1 | 104 | 650 |
| 1977 | 85.5 | 124.6 | 124 | 125.1 | 22.9 | 1.8 | 7.3 | 6.7 | 53 | 70 | 126 | 89.9 | 836.4 |
| 1978 | 266 | 93 | 66.2 | 24.8 | 5.4 | 1.6 | 2.8 | 0 | 72.7 | 38.6 | 78 | 84.9 | 734 |
| 1979 | 129 | 80.3 | 108.7 | 72 | 22.4 | 0.5 | 3.4 | 20.9 | 31.6 | 22.9 | 76 | 61.9 | 630 |
| 1980 | 59.9 | 87.5 | 185.4 | 33 | 17.8 | 0 | 8.3 | 8.1 | 16.7 | 121 | 51.3 | 76.4 | 665.7 |
| 1981 | 120 | 239.7 | 104.6 | 55.8 | 7.8 | 2.8 | 16.5 | 41.5 | 65.7 | 106 | 72.2 | 137 | 969.6 |
| 1982 | 118 | 112.9 | 65.5 | 64.1 | 0 | 10.4 | 6.8 | 42 | 43 | 134 | 77.8 | 86.9 | 761 |
| 1983 | 125 | 55.4 | 120 | 36.1 | 24.4 | 13.8 | 0.6 | 11 | 40.1 | 60 | 52.7 | 35.1 | 574 |
| 1984 | 171 | 221.2 | 141 | 36.7 | 24.3 | 11.2 | 3.4 | 1.6 | 43.7 | 87.7 | 162 | 58.1 | 962.1 |
| 1985 | 77 | 161.5 | 80.5 | 55.6 | 19.1 | 5.6 | 9.6 | 10.1 | 89.7 | 76.1 | 89.1 | 137 | 810.8 |
| 1986 | 157 | 223.8 | 157.6 | 126.7 | 11.3 | 0 | 6.4 | 20.7 | 40.9 | 32.8 | 35.6 | 77.8 | 890.6 |
| 1987 | 156 | 146.7 | 68.1 | 72.6 | 14.2 | 15.3 | 11.7 | 6 | 39.9 | 33.8 | 41.3 | 118 | 723.7 |
| 1988 | 209 | 128.8 | 87.7 | 53.6 | 25.5 | 1 | 0 | 8.6 | 27 | 68.7 | 29.8 | 162 | 801.2 |
| 1989 | 96.5 | 188.8 | 145 | 88.8 | 19 | 15 | 0.3 | 17.2 | 13.5 | 123 | 45.1 | 40.6 | 792.5 |
| 1990 | 119 | 135.4 | 100 | 41 | 19.9 | 62.9 | 9.9 | 21.5 | 60.9 | 74.8 | 133 | 95.2 | 873.4 |
| 1991 | 70.9 | 54.2 | 162.9 | 81.8 | 34.2 | 16.6 | 1.3 | 0 | 57.2 | 57.2 | 65.1 | 38.5 | 639.9 |
| 1992 | 77.4 | 102.2 | 86 | 23.1 | 12.2 | 22.4 | 4.1 | 15.4 | 26.7 | 52.3 | 40.3 | 60.4 | 522.5 |
| 1993 | 140 | 138 | 107.1 | 102.5 | 18.5 | 3.8 | 4.8 | 24.9 | 64.7 | 70.2 | 103 | 134 | 911.1 |
| 1994 | 121 | 197.9 | 128.3 | 90.7 | 28.2 | 1.5 | 1.3 | 16.9 | 16.5 | 58.6 | 60.7 | 112 | 833.2 |
| 1995 | 68.9 | 131.3 | 125.3 | 19.6 | 26.8 | 2.6 | 9.2 | 16.3 | 36.5 | 76 | 56 | 98.3 | 666.8 |
| 1996 | 121 | 113.8 | 105.2 | 37.7 | 4.6 | 1.3 | 0 | 16.3 | 22.7 | 58.7 | 32.2 | 86 | 599.8 |
| 1997 | 104 | 137.9 | 70.6 | 37.5 | 2.9 | 0.3 | 1.3 | 18.2 | 46.6 | 34.4 | 74.9 | 126 | 654 |
| 1998 | 154 | 125.9 | 61.3 | 81.6 | 9.8 | 4 | 0 | 35 | 33.9 | 93.5 | 57.6 | 76.3 | 732.4 |
| 1999 | 113 | 148.7 | 75.5 | 59.7 | 6.6 | 22.6 | 8.1 | 7.9 | 41.5 | 51.2 | 82.6 | 74.2 | 691.9 |
| 2000 | 107 | 141.7 | 111.6 | 16.1 | 16.3 | 3.8 | 10 | 36.4 | 17.6 | 68.8 | 31.7 | 115 | 675.7 |
| 2001 | 166 | 92.3 | 161 | 26.1 | 15.8 | 1.5 | 18.6 | 5.9 | 62.7 | 105 | 57.7 | 116 | 828.3 |
| TOT | 3713 | 4083 | 3398 | 1822 | 510 | 275 | 184 | 522 | 1215 | 2095 | 2023 | 2801 | 22641 |
| PRO | 123.8 | 136.1 | 113.3 | 60.7 | 17.0 | 9.2 | 6.1 | 17.4 | 40.5 | 69.8 | 67.4 | 93.4 | 754.7 |

4.2.2 CORRECCION DE LA PRECIPITACION POR ALTITUD

Dentro de la subcuenca y subcuencas vecinas solo la Estación de Huayao cuenta con registros de precipitación que hasta la actualidad vienen funcionando, ubicado a una altitud de 3 313 m.s.n.m.

Como la altitud media de la Subcuenca en estudio es de 4 201 m.s.n.m., entonces hay la necesidad de hacer la corrección por altitud los registros de precipitación de la Estación de Huayao.

Dicha corrección se efectuará a partir de la ecuación de regresión determinada de las precipitaciones medias mensuales y altitud respectiva de seis Estaciones vecinas (Cuadro N° 3,05).

CUADRO 3,05
PRECIPITACION MEDIA MENSUAL
DE SEIS ESTACIONES (mm)

| MES | HUAYAO | PALACO | LEIVE | INGENIO | CERCAP. | HUAYTAP. |
|-----|--------|--------|-------|---------|---------|----------|
| | 3 313 | 3 650 | 4 096 | 4 300 | 4 390 | 4 400 |
| | msnm | Msnm | msnm | msnm | msnm | msnm |
| E | 123,8 | 100,5 | 130,1 | 141,1 | 128,5 | 141,8 |
| F | 136,1 | 115,3 | 147,7 | 154,2 | 146,4 | 145,8 |
| M | 113,3 | 88,2 | 132,1 | 134,8 | 133,4 | 149,7 |
| A | 60,7 | 39,1 | 58,5 | 52,9 | 72,2 | 54,1 |
| M | 17,0 | 18,0 | 20,5 | 21,0 | 24,9 | 21,3 |
| J | 9,2 | 9,1 | 6,8 | 7,2 | 7,6 | 8,1 |
| J | 6,1 | 10,5 | 10,4 | 8,1 | 9,9 | 8,1 |
| A | 17,4 | 21,6 | 19,9 | 11,3 | 17,2 | 15,2 |
| S | 40,5 | 43,3 | 50,3 | 39,2 | 45,5 | 49,9 |
| O | 69,8 | 55,7 | 72,4 | 78,4 | 65,5 | 72,6 |
| N | 67,4 | 65,4 | 60,3 | 82,1 | 71,2 | 87,8 |
| D | 93,4 | 79,7 | 120,6 | 124,3 | 99,2 | 103,0 |
| TOT | 754,7 | 64,4 | 829,6 | 854,6 | 821,5 | 857,4 |

La representación matemática de esta relación se detalla a continuación:

$$Y = a + bX$$

Donde:

Y = Precipitación media mensual de las Estaciones (mm)

a = Parámetro independiente

b = Pendiente de la línea de regresión

X = Altitud de las Estaciones (m.s.n.m.)

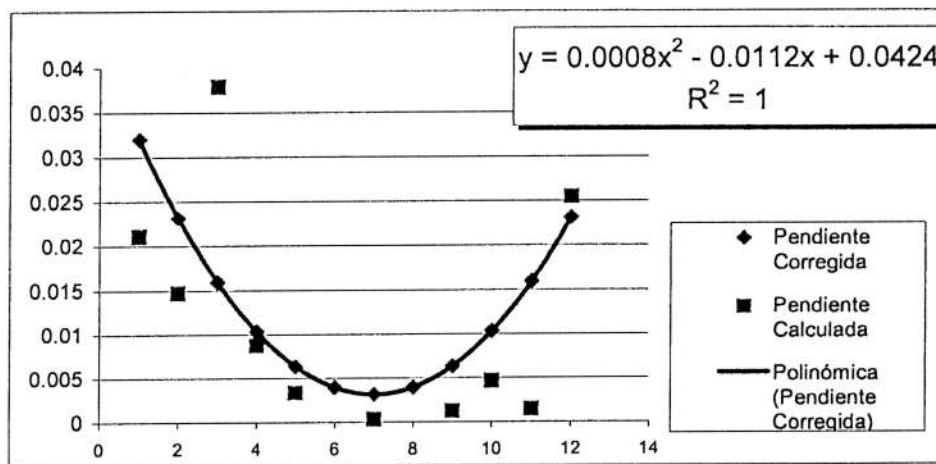
Cuyas ecuaciones para cada mes se ven a continuación:

| MES | ECUACIÓN |
|-----------|--------------------------|
| Enero | $Y = 37,477 + 0,0224 X$ |
| Febrero | $Y = 56,529 + 0,0210 X$ |
| Marzo | $Y = -26,084 + 0,0376 X$ |
| Abril | $Y = 26,084 + 0,0075 X$ |
| Mayo | $Y = -1,512 + 0,0055 X$ |
| Junio | $Y = 14,669 - 0,0017X$ |
| Julio | $Y = 6,508 + 0,0013 X$ |
| Agosto | $Y = 33,099 - 0,0040 X$ |
| Setiembre | $Y = 26,177 + 0,0046 X$ |
| Octubre | $Y = 39,770 + 0,0073 X$ |
| Noviembre | $Y = 18,947 + 0,0133 X$ |
| Diciembre | $Y = 17,722 + 0,0213 X$ |

Dichos valores de la pendiente de la línea de regresión (b) han sido corregidos por mínimos cuadrados como se ve en el Cuadro N° 3,06 en función a la curva corregida.

**CUADRO 3,06
VALORES DE LA PENDIENTE DE LA LINEA DE REGRESION**

| N° | MESES | OBSERVADO | CORREGIDO |
|----|-------|-----------|-----------|
| 1 | E | 0,0224 | 0,0320 |
| 2 | F | 0,0210 | 0,0232 |
| 3 | M | 0,0376 | 0,0160 |
| 4 | A | 0,0075 | 0,0104 |
| 5 | M | 0,0055 | 0,0064 |
| 6 | J | -0,0017 | 0,0040 |
| 7 | J | 0,0013 | 0,0032 |
| 8 | A | -0,0040 | 0,0040 |
| 9 | S | 0,0046 | 0,0064 |
| 10 | O | 0,0073 | 0,0104 |
| 11 | N | 0,0133 | 0,0160 |
| 12 | D | 0,0213 | 0,0232 |



La relación entre la precipitación media mensual y su respectiva altitud de cada Estación considerada, hace posible predecir la precipitación mensual de una altitud cualquiera en función de la diferencia de elevación con respecto a una Estación conocida, según la expresión:

$$P_i = P_o + b (h_i - h_o)$$

Donde :

Pi = Precipitación mensual por conocer (mm)

Po = Precipitación mensual de la Estación conocida (mm)

hi = Altitud donde se quiere conocer la precipitación (m.s.n.m)

ho = Altitud de la Estación conocida (m.s.n.m.)

b = Pendiente corregida de la línea de regresión

El nuevo registro de precipitación corregido a una altitud de 4,201 m.s.n.m, se muestra en el Cuadro N° 3,07.

CUADRO N° 3,07
PRECIPITACION TOTAL MENSUAL CORREGIDO A UNA ALTITUD DE 4201 msnm (mm)

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SET | OCT | NOV | DIC |
|------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|
| 1972 | 122.7 | 142.5 | 162.2 | 144.9 | 44.1 | 7.9 | 12.0 | 20.9 | 26.7 | 54.0 | 59.9 | 161.0 |
| 1973 | 181.2 | 174.3 | 151.3 | 106.6 | 18.6 | 7.2 | 26.7 | 24.9 | 53.8 | 103.3 | 54.0 | 108.5 |
| 1974 | 183.3 | 197.4 | 82.1 | 65.8 | 6.2 | 29.8 | 5.6 | 34.0 | 18.9 | 77.7 | 98.4 | 82.7 |
| 1975 | 112.0 | 140.7 | 176.8 | 47.6 | 36.9 | 7.2 | 3.3 | 42.5 | 36.4 | 95.2 | 79.7 | 132.0 |
| 1976 | 124.0 | 147.3 | 147.7 | 40.4 | 23.0 | 18.8 | 4.3 | 9.0 | 43.1 | 35.5 | 70.3 | 124.4 |
| 1977 | 113.9 | 145.2 | 138.2 | 134.3 | 28.6 | 5.4 | 10.1 | 10.3 | 58.7 | 79.2 | 139.8 | 110.5 |
| 1978 | 294.4 | 113.6 | 80.4 | 34.0 | 11.1 | 5.2 | 5.6 | 3.6 | 78.4 | 47.8 | 92.2 | 105.5 |
| 1979 | 157.8 | 100.9 | 122.9 | 81.2 | 28.1 | 4.1 | 6.2 | 24.5 | 37.3 | 32.1 | 90.2 | 82.5 |
| 1980 | 88.3 | 108.1 | 199.6 | 42.2 | 23.5 | 3.6 | 11.1 | 11.7 | 22.4 | 130.5 | 65.5 | 97.0 |
| 1981 | 148.0 | 260.3 | 118.8 | 65.0 | 13.5 | 6.4 | 19.3 | 45.1 | 71.4 | 115.6 | 86.4 | 157.6 |
| 1982 | 146.4 | 133.5 | 79.7 | 73.3 | 5.7 | 14.0 | 9.6 | 45.6 | 48.7 | 142.8 | 92.0 | 107.5 |
| 1983 | 153.2 | 76.0 | 134.2 | 45.3 | 30.1 | 17.4 | 3.4 | 14.6 | 45.8 | 69.2 | 66.9 | 55.7 |
| 1984 | 199.3 | 241.8 | 155.2 | 45.9 | 30.0 | 14.8 | 6.2 | 5.2 | 49.4 | 96.9 | 176.5 | 78.7 |
| 1985 | 105.4 | 182.1 | 94.7 | 64.8 | 24.8 | 9.2 | 12.4 | 13.7 | 95.4 | 85.3 | 103.3 | 157.5 |
| 1986 | 185.4 | 244.4 | 171.8 | 135.9 | 17.0 | 3.6 | 9.2 | 24.3 | 46.6 | 42.0 | 49.8 | 98.4 |
| 1987 | 184.4 | 167.3 | 82.3 | 81.8 | 19.9 | 18.9 | 14.5 | 9.6 | 45.6 | 43.0 | 55.5 | 138.7 |
| 1988 | 237.4 | 149.4 | 101.9 | 62.8 | 31.2 | 4.6 | 2.8 | 12.2 | 32.7 | 77.9 | 44.0 | 182.1 |
| 1989 | 124.9 | 209.4 | 159.2 | 98.0 | 24.7 | 18.6 | 3.1 | 20.8 | 19.2 | 131.9 | 59.3 | 61.2 |
| 1990 | 147.4 | 156.0 | 114.2 | 50.2 | 25.6 | 66.5 | 12.7 | 25.1 | 66.6 | 84.0 | 147.1 | 115.8 |
| 1991 | 99.3 | 74.8 | 177.1 | 91.0 | 39.9 | 20.2 | 4.1 | 3.6 | 62.9 | 66.4 | 79.3 | 59.1 |
| 1992 | 105.8 | 122.8 | 100.2 | 32.3 | 17.9 | 26.0 | 6.9 | 19.0 | 32.4 | 61.5 | 54.5 | 81.0 |
| 1993 | 168.1 | 158.6 | 121.3 | 111.7 | 24.2 | 7.4 | 7.6 | 28.5 | 70.4 | 79.4 | 117.6 | 154.1 |
| 1994 | 149.4 | 218.5 | 142.5 | 99.9 | 33.9 | 5.1 | 4.1 | 20.5 | 22.2 | 67.8 | 74.9 | 132.2 |
| 1995 | 97.3 | 151.9 | 139.5 | 28.8 | 32.5 | 6.2 | 12.0 | 19.9 | 42.2 | 85.2 | 70.2 | 118.9 |
| 1996 | 149.7 | 134.4 | 119.4 | 46.9 | 10.3 | 4.9 | 2.8 | 19.9 | 28.4 | 67.9 | 46.4 | 106.6 |
| 1997 | 132.3 | 158.5 | 84.8 | 46.7 | 8.6 | 3.9 | 4.1 | 21.8 | 52.3 | 43.6 | 89.1 | 146.1 |
| 1998 | 181.9 | 146.5 | 75.5 | 90.8 | 15.5 | 7.6 | 2.8 | 38.6 | 39.6 | 102.7 | 71.8 | 96.9 |
| 1999 | 141.7 | 169.3 | 89.7 | 68.9 | 12.3 | 26.2 | 10.9 | 11.5 | 47.2 | 60.4 | 96.8 | 94.8 |
| 2000 | 135.3 | 162.3 | 125.8 | 25.3 | 22.0 | 7.4 | 12.8 | 40.0 | 23.3 | 78.0 | 45.9 | 135.4 |
| 2001 | 194.4 | 112.9 | 175.2 | 35.3 | 21.5 | 5.1 | 21.4 | 9.5 | 68.4 | 114.1 | 71.9 | 136.4 |
| sum. | 4565.1 | 4700.7 | 3824.4 | 2098.7 | 680.7 | 381.8 | 268.8 | 629.0 | 1385.9 | 2372.0 | 2449.4 | 3418.8 |

4.2.3 PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL

La determinación de la precipitación media mensual se efectuó de los registros de precipitación corregidas empleando el método de la media aritmética, ver Cuadro N° 3,10.

4.2.4 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (C)

Constituye una preocupación permanente de la hidrología la obtención de la escorrentía directa que corresponde a una determinada lluvia en un cierto lugar.

Para su estimación se analizaron varios métodos como de: L. Turc, R. Heras y E. Blair, ajustándose mas a la realidad de la subcuenca en estudio la de E. Blair, en base a una topografía inclinada con una pendiente media de 2,95 %, cuya relación se presenta a continuación:

| SUPERFICIE | C | Área % | \bar{C} |
|---------------------|------|-----------|--------------|
| Pastos naturales | 0,42 | 65 | 27,30 |
| Cultivos en general | 0,72 | 18 | 12,96 |
| Pantanos | 0,21 | 01 | 0,21 |
| Áreas desnudas | 0,90 | <u>16</u> | <u>14,40</u> |
| | | 100 | 54,87 |

Siendo el coeficiente de escorrentía promedio ponderado $C = 0,55$

4.2.5 PRECIPITACIÓN EFECTIVA (PE)

En el sentido hidrológico se denomina precipitación efectiva a una parte de la precipitación total mensual que produce escorrentía.

En el presente trabajo se han analizado dos métodos, uno planteado por Unites States Bureau of Reclamation (USBR) en base a una ecuación polinómica de quinto grado, el mismo que nos dan valores muy bajos, no ajustándose a la realidad; el otro método propuesto por el Water Power Resources Service (WPRS-USA) que considera la distribución de la precipitación efectiva cuyos valores sí se ajustan a la realidad, y el criterio para su cálculo se basa en la siguiente Tabla N° 3,01.

CUADRO N° 3,08
PRECIPITACION EFECTIVA MENSUAL CORREGIDO A UNA ALTITUD DE 4201 msnm (mm)

| | | | | | | | | | | | | |
|------|-------|-------|--------|-------|------|------|------|------|---------|--------|--------|--------|
| 1972 | 90.97 | 97.38 | 101.75 | 97.98 | 36.4 | 2.71 | 6.69 | 15.1 | 20.599 | 45.382 | 50.275 | 101.75 |
| 1973 | 101.8 | 101.8 | 99.577 | 83.74 | 12.9 | 2.04 | 20.7 | 18.9 | 45.1549 | 81.918 | 45.357 | 84.576 |
| 1974 | 101.8 | 101.8 | 68.12 | 55.13 | 1.12 | 23.5 | 0.61 | 27.3 | 13.189 | 64.893 | 78.715 | 68.506 |
| 1975 | 86.16 | 96.93 | 101.75 | 39.62 | 29.9 | 2.04 | 0 | 35 | 29.4949 | 76.653 | 66.511 | 94.75 |
| 1976 | 91.56 | 98.58 | 98.677 | 33.14 | 17.1 | 13.1 | 0 | 3.75 | 35.5249 | 28.732 | 58.803 | 91.731 |
| 1977 | 87.01 | 98.05 | 96.302 | 95.33 | 22.4 | 0.33 | 4.88 | 4.99 | 49.2702 | 66.123 | 96.702 | 85.476 |
| 1978 | 101.8 | 86.87 | 67.015 | 27.38 | 5.78 | 0.14 | 0.61 | 0 | 65.4242 | 39.802 | 74.685 | 83.226 |
| 1979 | 101.8 | 80.34 | 91.059 | 67.55 | 21.9 | 0 | 1.18 | 18.5 | 30.3049 | 25.672 | 73.385 | 68.376 |
| 1980 | 72.16 | 84.4 | 101.75 | 34.76 | 17.6 | 0 | 5.83 | 6.32 | 16.514 | 94.384 | 54.867 | 77.801 |
| 1981 | 98.75 | 101.8 | 89.214 | 54.48 | 8.06 | 1.28 | 13.6 | 37.3 | 59.6842 | 87.786 | 70.915 | 101.75 |
| 1982 | 98.35 | 95.13 | 66.511 | 61.28 | 0.65 | 8.5 | 4.41 | 37.7 | 40.5649 | 97.459 | 74.555 | 84.126 |
| 1983 | 100.1 | 63.47 | 95.302 | 37.55 | 23.8 | 11.7 | 0 | 9.07 | 37.9549 | 57.923 | 56.015 | 46.825 |
| 1984 | 101.8 | 101.8 | 101.75 | 38.09 | 23.7 | 9.26 | 1.18 | 0.14 | 41.1949 | 77.758 | 101.75 | 65.685 |
| 1985 | 83.19 | 101.8 | 76.31 | 54.31 | 18.8 | 3.94 | 7.07 | 8.22 | 76.7491 | 70.218 | 81.9 | 101.75 |
| 1986 | 101.8 | 101.8 | 101.75 | 95.73 | 11.4 | 0 | 4.03 | 18.3 | 38.6749 | 34.582 | 41.577 | 78.711 |
| 1987 | 101.8 | 101.8 | 68.25 | 67.94 | 14.1 | 13.2 | 9.06 | 4.32 | 37.7749 | 35.482 | 46.667 | 96.425 |
| 1988 | 101.8 | 99.1 | 80.99 | 52.67 | 24.8 | 0 | 0 | 6.79 | 26.1649 | 65.057 | 36.357 | 101.75 |
| 1989 | 91.96 | 101.8 | 101.75 | 78.47 | 18.7 | 12.9 | 0 | 15 | 13.474 | 94.734 | 49.783 | 51.335 |
| 1990 | 98.6 | 101.8 | 87.144 | 41.96 | 19.6 | 55.6 | 7.35 | 19 | 55.7482 | 69.373 | 98.527 | 87.861 |
| 1991 | 79.31 | 62.49 | 101.75 | 73.92 | 32.6 | 14.4 | 0 | 0 | 52.7142 | 55.627 | 66.183 | 49.613 |
| 1992 | 83.37 | 91.01 | 79.885 | 25.85 | 12.2 | 19.9 | 1.84 | 13.3 | 25.8949 | 51.609 | 45.807 | 67.401 |
| 1993 | 101.8 | 101.8 | 90.339 | 86.03 | 18.2 | 2.23 | 2.51 | 22.3 | 58.8642 | 66.287 | 88.674 | 100.28 |
| 1994 | 99.1 | 101.8 | 97.377 | 79.71 | 27.2 | 0.05 | 0 | 14.7 | 16.324 | 56.775 | 62.575 | 94.8 |
| 1995 | 78.01 | 99.73 | 96.627 | 22.64 | 26 | 1.09 | 6.69 | 14.1 | 34.7149 | 70.153 | 58.721 | 89.256 |
| 1996 | 99.18 | 95.35 | 89.484 | 38.99 | 5.02 | 0 | 0 | 14.1 | 22.214 | 56.857 | 38.517 | 83.721 |
| 1997 | 94.83 | 101.8 | 69.875 | 38.81 | 3.4 | 0 | 0 | 15.9 | 43.8049 | 36.022 | 72.67 | 98.275 |
| 1998 | 101.8 | 98.38 | 63.067 | 73.79 | 9.96 | 2.42 | 0 | 31.4 | 32.3749 | 81.528 | 60.033 | 77.736 |
| 1999 | 97.18 | 101.8 | 73.06 | 57.68 | 6.92 | 20.1 | 5.64 | 6.13 | 39.2149 | 50.707 | 77.675 | 76.371 |
| 2000 | 95.58 | 101.8 | 92.364 | 19.32 | 16.1 | 2.23 | 7.45 | 32.7 | 17.369 | 65.139 | 38.067 | 95.6 |
| 2001 | 101.8 | 86.56 | 101.75 | 28.55 | 15.7 | 0.05 | 15.6 | 4.23 | 57.2242 | 87.111 | 60.115 | 95.85 |
| PROM | 94.82 | 95.27 | 88.352 | 55.42 | 16.7 | 7.42 | 4.23 | 15.1 | 37.8058 | 63.058 | 64.213 | 83.377 |

4.2.6 COEFICIENTE DE AGOTAMIENTO (a)

De acuerdo a las investigaciones realizadas en el Perú para el Programa Nacional de Pequeñas y Medianas Irrigaciones por la Cooperación Técnica Alemana, y aplicadas al modelo hidrológico consistente en una combinación del proceso Markoviano de primer orden mas una variable de impulso, para la Sierra peruana, se obtuvo cuatro ecuaciones que determinan el coeficiente de agotamiento para diferentes tipos de cuencas, los cuales se clasifican de la siguiente manera: Agotamiento muy rápido, rápido, mediano y reducido. Las características de clima, ecología y vegetación ubican a la subcuenca en el tipo mediano, cuya ecuación esta dada por la siguiente expresión:

$$a = -0,00252 \ln (A) + 0,026$$

Donde:

a = Coeficiente de agotamiento

A = Área de la Subcuenca (Km²)

Reemplazando los valores se tiene:

$$a = -0,00252 \ln(1\,550,60) + 0,026$$

$$a = 0,0075$$

4.2.7 RETENCION DE LA SUBCUENCA (Ri)

La extensión de los almacenamientos se han cuantificado de la Carta Nacional a escala 1:100 000, presentándose dicha retención en el siguiente Cuadro N° 3,09.

CUADRO N° 3,09

RETENCION POR LAS LAGUNAS – PANTANOS Y NAPA FREÁTICA

| DESCRIPCIÓN | AREA (Km ²) | LAMINA ESPECIFICA (mm /año) | VOLUMEN TOTAL (m ³) |
|--------------------|-------------------------|-----------------------------|---------------------------------|
| Napa freática | 89,50 | 300 | 2 680 000 |
| Lagunas y Pantanos | 126,10 | 500 | 63 050 000 |
| TOTAL | 215,60 | ----- | 65 730 000 |

$$Ri = \frac{65730000}{1550600000} = 0,04239 \text{ m}$$

$$Ri = 42,39 \text{ mm}$$

Expresado en mm. y repartido uniformemente sobre toda la subcuenca, al año hacen 42,39 mm /año.

Este resultado indica la retención total de la subcuenca para el año promedio, que por definición es igual al gasto total durante la estación seca e igual al abastecimiento durante la estación lluviosa.

4.2.8 GASTO DE RETENCION (Gi)

Este gasto se refiere a la estación seca afectada por el coeficiente de agotamiento.

Durante la estación seca el gasto de la retención alimenta los ríos y mantiene el caudal básico. Esta reserva se agota al final de la estación seca y durante este tiempo se puede indicar la descarga del mes por la descarga del mes anterior y el

coeficiente de agotamiento para un mes de 30 días; teniendo en cuenta la siguiente expresión:

$$g_0 = e^{-a \times 30}$$

Donde:

- g_0 = Descarga de la retención del mes inicial
- a = Coeficiente de agotamiento.

Reemplazando valores se tiene:

$$g_0 = e^{-0,0075 \times 30}$$
$$g_0 = 0,798$$

La relación de descargas del mes actual y del mes anterior para la estación seca de Abril a Setiembre, se obtiene con la siguiente relación:

$$g_i = (g_0)^i$$

Donde :

- g_i = Relación de descarga del mes actual y del mes anterior
- i = Número de orden de los meses de la Estación seca, a partir de su inicio.

Los resultados de dicha relación se ven en el Cuadro N° 3,10.

Para el cálculo del gasto de la retención, de los meses de la estación seca (Abril-Setiembre) se aplica la siguiente expresión:

$$G_i = \frac{R_i \times g_i}{\sum g_i}$$

Donde :

- G_i = Gasto de la retención mensual (mm/ mes)

Cuyos resultados se muestran en el Cuadro N° 3,10.

4.2.9 ABASTECIMIENTO DE LA RETENCION (Ai)

Este abastecimiento se presenta en la Estación lluviosa (Octubre – Marzo), cuya descripción no se puede precisar mediante una ecuación sencilla por

lo que los coeficientes de abastecimiento estarán supeditados a las características geomorfológicas de la subcuenca, teniendo en consideración que la suma de los valores relativos del abastecimiento sea igual a 100%.

Para la subcuenca del río Cunas de acuerdo a su geomorfología los coeficientes de abastecimiento son 5 %, 15 %, 20 %, 30 % y 5 % para los meses de Octubre a Marzo respectivamente.

La lámina de agua A_i , que ingresa en la reserva de la subcuenca se muestra en forma de déficit mensual de la precipitación efectiva y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$A_i = \frac{a_i \times R_i}{100}$$

Donde :

A_i = Abastecimiento de la retención mensual (mm/mes)

a_i = Coeficiente de Abastecimiento (%)

R_i = Retención de la Subcuenca (mm /año)

Los resultados ven en el Cuadro N° 3,10.

4.2.10 CAUDAL MENSUAL PROMEDIO (CM)

La lámina de agua que corresponde al caudal mensual del año promedio se determina según la ecuación básica del balance hídrico a partir de los componentes descritos anteriormente. La ecuación básica es la siguiente:

$$CM_i = PE_i + Gi - A_i$$

Donde :

CM_i = Caudal de esorrentía mensual (mm/mes)

PE_i = Precipitación efectiva (mm/mes)

Gi = Gasto de la retención (mm/mes)

A_i = Abastecimiento de la retención (mm/mes)

Cuyos resultados se muestran en el Cuadro N° 3,10.

Dichos caudales que están expresados en mm., se transforman en m^3 /seg. con la siguiente expresión:

$$Q_i = 0,0115741 \left(\frac{CM_i \times A}{t_i} \right)$$

Donde :

Q_i = Caudal mensual ($m^3/seg.$)

CM_i = Caudal de escorrentía mensual (mm/mes)

A = Área de la subcuenca (km^2)

t_i = Tiempo del mes (días)

Los resultados se ven en el Cuadro N° 3,10.

CUADRO N° 3,10
CAUDAL DE APORTACIÓN DE LA SUBCUENCA DE RECEPCIÓN DEL RIO CUNAS

| MES | PRECIP. (mm) | | CONTRIBUCIÓN DE RETENCIÓN | | | | Q. APORTACIÓN | |
|-------|--------------|-------------|---------------------------|-------------|----------------|-------------|--------------------------|------------------------------------|
| | MEDIA (mm) | EFECT. (mm) | GASTO | | ABASTECIMIENTO | | CM _i (mm/mes) | Q _i (m ³ /s) |
| | | | g _i | Gi (mm/mes) | ai | Ai (mm/mes) | | |
| ENE | 252.17 | 94.82 | --- | --- | -0.25 | -10.598 | 84.221 | 48.758 |
| FEB | 156.69 | 95.27 | --- | --- | -0.30 | -12.717 | 82.557 | 52.916 |
| MAR | 127.48 | 88.35 | --- | --- | -0.05 | - 2.119 | 86.233 | 49.922 |
| ABR | 69.96 | 55.42 | 0.798 | 11.541 | --- | --- | 66.956 | 40.055 |
| MAY | 22.69 | 16.74 | 0.637 | 9.213 | --- | --- | 25.954 | 15.026 |
| JUN | 12.73 | 7.42 | 0.508 | 7.347 | --- | --- | 14.772 | 8.837 |
| JUL | 8.96 | 4.23 | 0.406 | 5.872 | --- | --- | 10.104 | 5.849 |
| AGO | 20.97 | 15.15 | 0.354 | 4.686 | --- | --- | 19.836 | 11.483 |
| SET | 46.20 | 37.81 | 0.258 | 3.731 | --- | --- | 41.537 | 24.848 |
| OCT | 79.07 | 63.06 | --- | --- | -0.05 | - 2.119 | 60.939 | 35.279 |
| NOV | 81.65 | 64.21 | --- | --- | -0.15 | - 6.359 | 57.854 | 34.610 |
| DIC | 113.96 | 83.38 | --- | --- | -0.20 | - 8.478 | 74.899 | 43.316 |
| TOTAL | 892.51 | 625.86 | 2.931 | 42.390 | 1.00 | -42.390 | 625.861 | 370.944 |

CUADRO N° 3,11

PARÁMETROS DEL MODELO DE GENERACION PARA PERIODOS EXTENDIDOS

| Q _t (mm) | Q _{t-1} (mm) | PE _t (mm) |
|--------------------------|----------------------------|---------------------------|
| 84,221 | 74,899 | 94,819 |
| 82,557 | 84,221 | 95,274 |
| 86,233 | 82,557 | 88,352 |
| 66,956 | 86,233 | 55,415 |
| 25,954 | 66,956 | 16,741 |
| 14,772 | 25,954 | 7,425 |
| 10,104 | 14,772 | 4,232 |
| 19,836 | 10,104 | 15,150 |
| 41,537 | 19,836 | 37,806 |
| 60,939 | 41,537 | 63,058 |
| 57,854 | 60,939 | 64,213 |
| 74,899 | 57,854 | 83,377 |
| 625,861 | 625,861 | 625,861 |

4.2.11 CAUDALES MENSUALES GENERADOS METODO DE LUTZ

La generación de caudales mensuales de la subcuenca en el punto de interés, se calculó mediante el modelo hidrológico que consiste en una combinación de un proceso Markoviano de primer orden con una variable de impulso, que en este caso es la precipitación efectiva, el mismo que luego fue la ecuación que genera los caudales mensuales para el periodo extendido es:

$$Q_t = B_1 + B_2 Q_{t-1} + B_3 PE_t + S (1 - R^2)^{1/2} Z$$

Donde :

Q_t = Caudal del mes t (mm/mes)

Q_{t-1} = Caudal del mes anterior (mm/mes)

PE_t = Precipitación efectiva del mes t (mm)

B_1 = Factor constante (caudal base)

B_2, B_3 = Constantes de la regresión

S = Desviación estándar

R = Coeficiente de regresión

Z = Variable aleatorio con media 0 y variancia 1.

Los Valores B_1, B_2, B_3, S y R , se determinan a partir de la ecuación de regresión lineal triple con los valores de Q_t, Q_{t-1} y PE_t que figuran en el Cuadro N° 3,11, siendo los valores los siguientes:

$$B_1 = 7,0596$$

$$B_2 = 0,1465$$

$$B_3 = 0,7181$$

$$S = 3,6501$$

$$R = 0,9782$$

Con dichos valores se conformo la ecuación general para generar los caudales mensuales de la subcuena del río Cunas en el punto de interés y es la siguiente:

$$Q_t = 7,0596 + 0,1465 Q_{t-1} + 0,7181 PE_t + 0,7580 Z$$

Los valores de la variable aleatorio (Z) se ven el Cuadro N° 3,12.

CUADRO N° 3,12
NUMEROS ALEATORIOS CON MEDIA 0 Y VARIANCIA 1

| AÑO | E | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1972 | -0.05 | -0.09 | -0.43 | 0.59 | 0.54 | -0.18 | -0.19 | 1.38 | 0.18 | -1.86 | -0.21 | -0.43 |
| 1973 | 0.60 | 0.01 | 0.24 | 0.50 | 0.98 | 2.16 | 0.52 | 1.12 | 0.04 | -0.53 | 0.44 | -0.74 |
| 1974 | 0.13 | 2.48 | 0.57 | -1.14 | -0.04 | -1.09 | -2.23 | -0.30 | -0.53 | 1.50 | 3.46 | -1.84 |
| 1975 | -0.51 | 0.43 | 0.42 | -1.19 | 1.39 | -2.11 | 0.52 | 0.79 | -0.14 | -0.56 | 2.70 | 0.00 |
| 1976 | 0.24 | 0.12 | -0.49 | 0.38 | 0.85 | -0.71 | 0.11 | -0.57 | -1.47 | -0.53 | 0.15 | -0.36 |
| 1977 | -0.06 | -0.62 | 1.29 | -1.08 | 1.82 | 0.03 | -0.35 | -0.96 | 0.41 | 1.75 | 0.78 | -0.01 |
| 1978 | -0.69 | 0.09 | 1.90 | -0.01 | 0.45 | 0.46 | -0.82 | -2.09 | 0.82 | -1.43 | -0.93 | -0.81 |
| 1979 | -1.37 | -1.17 | 0.78 | 0.53 | -1.12 | -1.47 | 0.53 | 0.12 | -2.62 | 0.07 | -1.06 | 0.24 |
| 1980 | -0.73 | -0.85 | 0.45 | 0.38 | -0.11 | -0.02 | 0.02 | -1.02 | -0.01 | -2.94 | -0.71 | 0.56 |
| 1981 | 1.40 | -0.30 | -0.45 | -0.84 | 0.92 | 0.38 | -0.50 | 0.76 | 1.66 | -0.14 | -1.20 | 0.10 |
| 1982 | 0.91 | -0.50 | -0.22 | -1.06 | 2.00 | -0.09 | -0.36 | -1.00 | -1.14 | -1.02 | 0.52 | -0.25 |
| 1983 | -0.96 | -1.34 | 0.20 | -1.30 | 1.27 | 2.28 | -1.87 | -1.35 | -0.06 | 0.79 | -0.04 | 1.33 |
| 1984 | -0.38 | 0.01 | -0.70 | 2.11 | 0.71 | -0.31 | -0.51 | 0.69 | -0.01 | -0.97 | -0.02 | -2.64 |
| 1985 | -1.44 | -0.60 | -0.87 | -1.09 | 1.81 | 0.51 | 0.66 | 0.70 | -1.65 | -0.68 | 0.76 | -0.70 |
| 1986 | 1.71 | -0.75 | -0.22 | 0.48 | -0.21 | 1.32 | 1.02 | 1.31 | -0.43 | -1.79 | -1.62 | 1.08 |
| 1987 | 0.41 | 0.64 | -1.04 | -0.77 | 0.91 | 1.57 | -0.64 | -0.28 | 0.71 | 0.91 | -0.48 | 0.70 |
| 1988 | -0.42 | -0.55 | 0.40 | -0.11 | -1.11 | -1.20 | 1.33 | -0.23 | -0.10 | 0.24 | 2.02 | 1.81 |
| 1989 | 0.25 | -0.15 | 0.25 | 1.10 | -3.30 | 0.81 | -0.41 | 1.04 | 0.17 | -3.33 | -0.07 | 0.54 |
| 1990 | 0.55 | -1.25 | 0.23 | 1.87 | -0.57 | 0.28 | -0.14 | -1.09 | -1.19 | 0.17 | 0.82 | 0.35 |
| 1991 | -0.73 | -0.02 | 0.91 | -0.46 | -0.05 | -1.06 | 1.05 | 0.84 | 0.40 | 0.59 | 1.89 | -0.35 |
| 1992 | 1.12 | -0.06 | -0.70 | 0.86 | -0.85 | -0.54 | -1.14 | 1.25 | -0.30 | -0.60 | 1.11 | 0.90 |
| 1993 | 0.44 | 0.92 | -0.50 | -0.48 | -0.10 | -0.49 | -1.54 | 1.08 | 1.65 | 0.98 | -0.31 | 0.30 |
| 1994 | -0.35 | -1.52 | 0.52 | -0.08 | -2.47 | 0.68 | -0.79 | 1.21 | 0.63 | 1.65 | -0.20 | 1.91 |
| 1995 | -1.84 | -0.23 | -2.57 | -0.33 | -0.45 | -0.77 | -2.21 | -0.22 | 0.59 | -0.60 | 0.49 | -0.77 |
| 1996 | 0.87 | -0.10 | 1.22 | -1.42 | 0.41 | -0.62 | -0.02 | 0.98 | 0.66 | 0.56 | 0.52 | 0.39 |
| 1997 | 1.03 | -0.89 | 0.30 | 0.94 | 0.46 | -0.72 | -1.45 | -2.14 | -0.40 | 0.79 | -1.96 | 0.32 |
| 1998 | -0.49 | 1.19 | -0.04 | 0.37 | -1.84 | -0.11 | -0.30 | 0.54 | 1.13 | -1.22 | -0.71 | 0.39 |
| 1999 | 0.05 | 0.13 | -1.31 | -0.21 | 0.10 | 0.24 | 0.19 | -0.14 | -1.00 | -0.43 | -0.01 | -0.05 |
| 2000 | -1.62 | 0.00 | 1.46 | -2.72 | -0.92 | 0.06 | -1.09 | -1.54 | -0.26 | -0.40 | -0.62 | 0.87 |
| 2001 | 1.92 | 0.00 | -0.77 | 0.04 | 0.40 | 0.03 | 0.26 | -0.37 | -0.06 | -1.16 | -1.03 | 0.58 |

En dicha ecuación se reemplazan los valores respectivos y se obtiene los caudales mensuales generados, como se ven en los Cuadros N° 3,13 y 3,14.

4.3 DEMANDA DE AGUA

El requerimiento de agua se basa en la necesidad hídrica mensual por los cultivos, animales, consumo humano y generación de energía eléctrica, para ello se analizan los diferentes parámetros como:

4.3.1 FORMULACION DE LA CEDULA DE CULTIVO

La cédula de cultivo abarca todo el área agrícola considerada 6 000 hectáreas en la margen derecha y 14 000 hectáreas en la margen izquierda del río Cunas, los mismos que indicarán la demanda de agua. Dichas cédulas de cultivo se ven en los Cuadros N° 3,15 y 3,16.

CUADRO N° 3,15
 CEDULA DE CULTIVO PROPUESTO MARGEN DERECHA DEL RIO CUNAS,
 Y SU RESPECTIVO COEFICIENTE DE CULTIVO, SEGÚN LA FAO.

| CULTIVO BASE | AREA (Has) | E S E S | | | | | | | | | | | | AREA (Has) | CULTIVO ROTACION |
|-----------------|---------------|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|---------------|---------------------|
| | | E | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D | | |
| Papa | 1000 | 1.00 | 1.12 | 0.75 | | 0.35 | 0.75 | 0.92 | 1.05 | 0.82 | | 0.45 | 0.68 | 1000 | Haba verde |
| Maíz grano | 2000 | 1.10 | 0.82 | 0.65 | | 0.35 | 0.75 | 0.92 | 1.02 | 0.80 | 0.35 | 0.85 | 1.00 | 1000 | Arveja verde |
| Haba seca | 500 | 0.92 | 1.05 | 0.82 | 0.27 | | 0.45 | 0.68 | 1.00 | 1.12 | 0.75 | 0.35 | 0.75 | 500 | Papa |
| Arveja seca | 500 | 0.92 | 1.02 | 0.80 | 0.27 | 0.42 | 0.82 | 1.00 | 1.10 | 0.90 | | 0.35 | 0.75 | 500 | Hortalizas |
| Hortalizas | 1500 | 0.82 | 1.00 | 1.10 | 0.90 | | 0.35 | 0.85 | 1.00 | 1.10 | 0.85 | | 0.42 | 1000 | Maíz choclo |
| Pastos | 500 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | | |
| TOTAL | 6000 | 6000 | 6000 | 6000 | 3000 | 3000 | 4500 | 4500 | 4500 | 4500 | 4000 | 4500 | 6000 | 4000 | |

..... Cultivo de Rotación

_____ Cultivo Base

CUADRO N° 3,16

CEDULA DE CULTIVO PROPUESTO MARGEN IZQUIERDA DEL RIO CUNAS,
Y SU RESPECTIVO COEFICIENTE DE CULTIVO, SEGÚN LA FAO.

| CULTIVO BASE | AREA (Has) | E S | | | | | | | | | | | | AREA (Has) | CULTIVO ROTACION | | | |
|-----------------|---------------|-------|-------|-------|------|------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|---------------|---------------------|-------|-------|--------------|
| | | E | F | M | A | M | A | M | J | J | S | J | A | | | S | O | N |
| Papa | 3500 | 1.00 | 1.12 | 0.75 | | 0.35 | 0.75 | 0.92 | 1.05 | 0.82 | | | | | 0.45 | 0.68 | 3000 | Haba verde |
| Maiz grano | 2000 | 1.10 | 0.85 | 0.65 | | 0.35 | 0.75 | 0.92 | 1.02 | 0.80 | | | | 0.35 | 0.85 | 1.00 | 1500 | Arveja verde |
| Haba seca | 2500 | 0.92 | 1.05 | 0.82 | 0.27 | | 0.45 | 0.68 | 1.00 | 1.12 | | | | 0.75 | 0.35 | 0.75 | 2500 | Papa |
| Arveja seca | 2500 | 0.92 | 1.02 | 0.80 | 0.27 | 0.42 | 0.82 | 1.00 | 1.10 | 0.90 | | | | 0.35 | 0.75 | 0.75 | 2000 | Hortalizas |
| Hortalizas | 2500 | 0.82 | 1.00 | 1.10 | 0.90 | | 0.35 | 0.85 | 1.00 | 1.10 | | | | 0.85 | | 0.42 | 2000 | Maiz choclo |
| Pastos | 1000 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | | |
| TOTAL | 14000 | 14000 | 14000 | 14000 | 8500 | 7500 | 12000 | 12000 | 12000 | 12000 | 7500 | 12000 | 12000 | 7500 | 11500 | 14000 | 11000 | |

..... Cultivo de Rotación

_____ Cultivo Base

4.3.2 EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL

Para estimar los requerimientos agrícolas, se han determinado la evapotranspiración potencial en la zona de riego en función a las características climatológicas que se registran en el Cuadro N° 3,01; para determinar dicha evapotranspiración existen varios métodos como: Hargreaves, Jansen y Hoise, Penman, Blaney-Criddle, entre otros, su elección depende de la calidad de la información meteorológica y de la confiabilidad de los resultados, siendo elegido en el presente estudio el método de Hargreaves en base a temperatura, recomendado por la FAO para zonas como la Sierra Central, cuya ecuación es la siguiente:

$$ETP = MF \times TMF \times CH \times CE$$

$$CH = 0,166 (100 - HRM)^{1/2}$$

$$CE = 1,00 + \frac{0,04E}{2000}$$

Donde :

MF = Factor mensual de evapotranspiración, se determina de la Tabla N° 3,02, en función a la latitud del lugar (mm)

TMF = Temperatura media mensual (°F)

CH = Factor de humedad relativa media mensual, se determina para valores igual o mayores a 64 % de humedad relativa

HRM = Humedad relativa media mensual (%)

CE = Factor de corrección por elevación

E = Altitud (m.s.n.m.)

Los resultados obtenidos se presentan en el Cuadro N° 3,17.

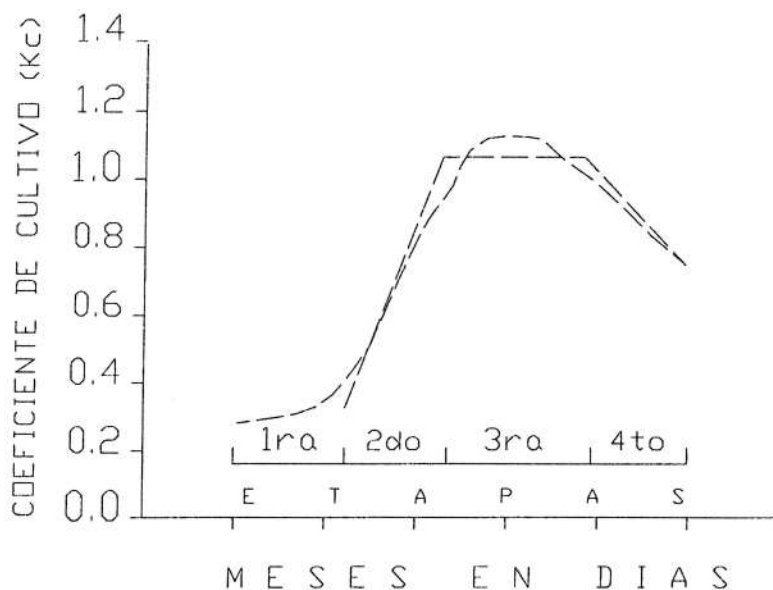
CUADRO N° 3,17
ESTIMACIÓN DE LA EVAPOTRANSPIRACIÓN POTENCIAL
(METODO DE HARGREAVES)

| MES | MF (mm) | TMF (°C) | CH | CE | ETP (mm) |
|-----|------------|-------------|-------|-------|-------------|
| ENE | 2,626 | 12,40 | 0,886 | 1,066 | 134,72 |
| FEB | 2,293 | 12,20 | 0,851 | 1,066 | 112,24 |
| MAR | 2,349 | 12,00 | 0,837 | 1,066 | 112,34 |
| ABR | 2,001 | 11,80 | 0,920 | 1,066 | 104,48 |
| MAY | 1,798 | 11,00 | 1,000 | 1,066 | 99,28 |
| JUN | 1,606 | 10,20 | 1,000 | 1,066 | 86,22 |
| JUL | 1,718 | 10,00 | 1,000 | 1,066 | 91,57 |
| AGO | 1,949 | 11,10 | 1,000 | 1,066 | 107,99 |
| SET | 2,168 | 12,30 | 1,000 | 1,066 | 125,12 |
| OCT | 2,477 | 13,10 | 0,986 | 1,066 | 144,70 |
| NOV | 2,521 | 13,30 | 0,983 | 1,066 | 147,78 |
| DIC | 2,644 | 12,80 | 0,941 | 1,066 | 145,98 |

4.3.3 COEFICIENTE DE CULTIVO (K_c)

Los coeficientes de cultivo se determinaron por el método de la FAO, en base a la Figura 3,01 y Cuadro 3,03, para las diferentes etapas de su crecimiento, los cuales se ven en los cuadros 3,15 y 3,16.

Finalmente con el procedimiento descrito, se forman las respectivas curvas del coeficiente de cultivo para cada uno de los cultivos propuestos en la cédula de cultivo, curva que tendrá la siguiente característica:



4.3.4 EVAPOTRANSPIRACION REAL (ETA)

Es la cantidad de agua gastada por los cultivos propuestos por unidad de tiempo, el cual se determina por la siguiente ecuación:

$$ETA = K_c \times ETP$$

Donde :

ETA = Evapotranspiración real (mm/mes)

K_c = Coeficiente de cultivo

ETP = Evapotranspiración potencial (mm/ mes)

Cuyos resultados se ven en los Cuadros N° 3.16 y 3,17.

4.3.5 DEFICIT DE HUMEDAD NETA (DHn)

Es la diferencia entre el agua consumida por los cultivos y la precipitación efectiva al 75 % de persistencia, valores calculados en los Cuadros N° 3,18 y 3,19. La ecuación para determinar el déficit de humedad es la siguiente:

$$DHn = ETA - PE \text{ 75 \% persistencia}$$

Cuyos resultados se ven en los Cuadros N° 3,18 y 3,19.

4.3.6 EFICIENCIA DE RIEGO (Er)

La eficiencia de riego, viene a ser la relación que hay entre el agua transpirada por los cultivos y el agua originalmente captada.

Entre el punto inicial y final del sistema hay sin embargo varias etapas dentro del proceso general de riego, en cada una de las cuales ocurren pérdidas de agua que resulta, conveniente valorar en forma separada por medio de la eficiencia correspondiente a las etapas consideradas.

La eficiencia total de riego resulta ser entonces el producto de las eficiencias parciales correspondientes a cada una de dichas etapas.

$$E_r = E_c \times E_d \times E_a$$

Donde :

E_r = Eficiencia de riego

E_c = Eficiencia de conducción (90%)

E_d = Eficiencia de distribución (80%)

E_a = Eficiencia de aplicación (55%)

Reemplazando valores se tiene:

$$E_r = 0,90 \times 0,80 \times 0,55$$

$$E_r = 0,40$$

4.3.7 DÉFICIT DE HUMEDAD BRUTA (DHb)

El déficit de humedad neta es llevada al déficit de humedad bruta a la eficiencia de riego determinada anteriormente, para contar con una lámina de agua efectiva sin considerar aquellas que se pierden en el trayecto desde su captación hasta su aplicación, el cual se determina por la siguiente ecuación:

$$DHb = \frac{DHn}{E_r}$$

Dichos resultados se encuentran en los Cuadros N° 3,18 y 3,19.

4.3.8 REQUERIMIENTO DE AGUA (DA)

Viene a ser la demanda de agua de las 20 000 hectáreas de tierras, con sus respectivos cultivos considerados y se determina por la siguiente ecuación:

$$DA = DHb \times A$$

Donde :

DA = Demanda de agua (MMC)

DHb = Déficit de Humedad bruta (mm)

A = Área de tierras agrícola (Has)

Los resultados respectivos se ven en los Cuadros N° 3,18 y 3,19.

CUADRO N° 3,18

REQUERIMIENTO DE AGUA MARGEN DERECHA DEL RIO CUNAS

| PARAMETROS | E | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Area (Has) | 6000 | 6000 | 6000 | 3000 | 3000 | 4500 | 4500 | 4500 | 4500 | 4000 | 4500 | 6000 |
| \bar{K}_c | 0.98 | 0.98 | 0.84 | 0.71 | 0.47 | 0.66 | 0.90 | 1.03 | 0.94 | 0.61 | 0.67 | 0.76 |
| ETP (mm) | 134.72 | 112.24 | 112.34 | 104.48 | 99.28 | 86.22 | 91.57 | 107.99 | 125.12 | 144.70 | 147.78 | 145.98 |
| ETA (mm) | 132.03 | 110.00 | 94.37 | 74.18 | 46.66 | 56.91 | 82.41 | 111.23 | 117.61 | 88.27 | 99.01 | 110.94 |
| PP media (mm) | 123.80 | 136.10 | 113.30 | 60.70 | 17.00 | 9.20 | 6.10 | 17.40 | 40.50 | 69.80 | 67.40 | 93.40 |
| PP 75% Persistencia (mm) | 92.10 | 110.20 | 79.30 | 35.30 | 9.30 | 1.50 | 1.30 | 7.60 | 25.70 | 49.50 | 44.60 | 71.20 |
| PE 75% Persistencia (mm) | 76.00 | 85.30 | 66.20 | 28.50 | 4.10 | 0 | 0 | 2.50 | 19.70 | 41.30 | 36.90 | 59.50 |
| DHN (mm) | 56.03 | 24.70 | 28.17 | 45.68 | 42.56 | 56.91 | 82.41 | 108.73 | 97.91 | 46.97 | 62.11 | 51.44 |
| DHB 40% Er (mm) | 140.08 | 61.75 | 70.43 | 114.20 | 106.40 | 142.28 | 206.03 | 271.83 | 244.78 | 117.43 | 155.28 | 128.60 |
| DA (MMC) | 8.405 | 3.705 | 4.226 | 3.426 | 3.192 | 6.402 | 9.271 | 12.232 | 11.015 | 4.697 | 6.987 | 7.716 |
| Q. 24 hr Riego (m ³ /s) | 3.14 | 1.53 | 1.58 | 1.32 | 1.19 | 2.47 | 3.46 | 4.57 | 4.25 | 1.75 | 2.70 | 2.88 |

CUADRO N° 3,19
REQUERIMIENTO DE AGUA MARGEN IZQUIERDA DEL RIO CUNAS

| PARÁMETROS | E | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D |
|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Area (Has) | 14000 | 14000 | 14000 | 8500 | 7500 | 12000 | 12000 | 12000 | 12000 | 7500 | 11500 | 14000 |
| \bar{K}_c | 0.95 | 1.02 | 0.84 | 0.54 | 0.46 | 0.65 | 0.88 | 1.03 | 0.96 | 0.70 | 0.52 | 0.73 |
| ETP (mm) | 134.72 | 112.24 | 112.34 | 104.48 | 99.28 | 86.22 | 91.57 | 107.99 | 125.12 | 144.70 | 147.78 | 145.98 |
| ETA (mm) | 127.98 | 114.48 | 94.37 | 56.42 | 45.67 | 56.04 | 80.58 | 111.23 | 120.12 | 101.29 | 76.85 | 106.57 |
| PP media (mm) | 123.80 | 136.10 | 113.30 | 60.70 | 17.00 | 9.20 | 6.10 | 17.40 | 40.50 | 69.80 | 67.40 | 93.40 |
| PP 75% Persistencia (mm) | 92.10 | 110.20 | 79.30 | 35.30 | 9.30 | 1.50 | 1.30 | 7.60 | 25.70 | 49.50 | 44.60 | 71.20 |
| PE 75% Persistencia (mm) | 76.00 | 85.30 | 66.20 | 28.50 | 4.10 | 0 | 0 | 2.50 | 19.70 | 41.30 | 36.90 | 59.50 |
| DHN (mm) | 51.98 | 29.18 | 28.17 | 27.92 | 41.57 | 56.04 | 80.58 | 108.73 | 100.42 | 59.99 | 39.95 | 47.07 |
| DHB 40% Er (mm) | 129.95 | 72.95 | 40.43 | 69.80 | 103.93 | 140.10 | 201.45 | 271.83 | 251.05 | 149.98 | 99.88 | 117.68 |
| DA (MMC) | 18.193 | 10.213 | 9.860 | 5.933 | 7.794 | 16.812 | 24.174 | 32.619 | 30.126 | 11.248 | 11.486 | 16.475 |
| Q. con 24 hr Riego (m ³ /s) | 6.79 | 4.22 | 3.68 | 2.29 | 2.91 | 6.49 | 9.03 | 12.18 | 11.62 | 4.20 | 4.43 | 6.15 |

4.4 PLANTEAMIENTO DE FUNCIONAMIENTO HIDRAULICO DE LA PRESA

4.4.1 UBICACIÓN DEL EJE DE LA BOQUILLA

Para elegir la ubicación del eje de la boquilla se hizo un reconocimiento de campo de todo el vaso de la presa.

Siendo elegido el lugar aguas abajo del paraje Yanacocha, en un lugar donde el vaso se cierra, en dicho lugar el terraplén tendrá una longitud de 340 m.

4.4.2 REGULACION CON FINES DE RIEGO

Durante los meses de alta precipitación Enero, Febrero y Marzo el caudal del río Cunas son las máximas, siendo estos los meses de almacenamiento, el cual cubrirá las necesidades hídricas de los cultivos.

4.4.3 CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DEL VASO

Para determinar el volumen elegido a almacenar en el vaso, se han determinado el área entre curvas de nivel como se ve en el Cuadro N° 3,20, para luego determinar el volumen parcial y acumulado, graficándose con ello la Figura N° 302, que relaciona altura - área - volumen.

De este gráfico se determina la altura y el área, entrando con el volumen de almacenamiento que es de $52\,719\,000\text{ m}^3$, siendo los valores los siguientes:

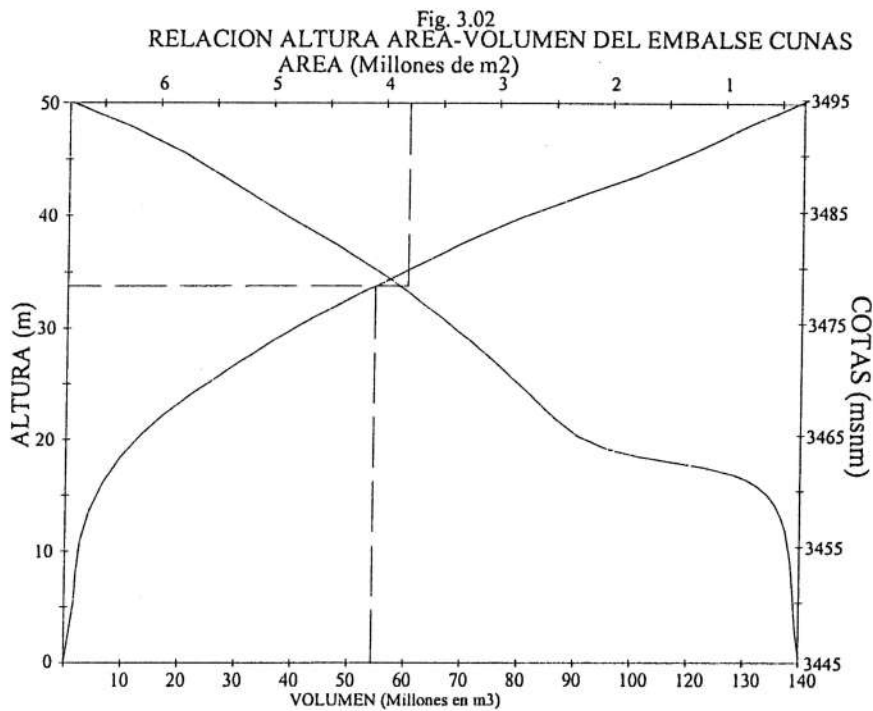
- Nivel máximo normal de agua NAMO, $H_n = 34.00\text{ m}$.
- Área de espejo de agua NAMO, $A = 3,80\text{ Km}^2$
- Fetch del espejo de agua NAMO, $F = 2,30\text{ Km}$.

Estos valores corresponden a una cota de 3479 m.s.n.m.

CUADRO N° 3.20

RELACION COTA - AREA - VOLUMEN DEL EMBALSE CUNAS

| COTA (msnm) | ALTURA (m) | AREA (m ²) | AREA PROMEDIO (m ²) | VOLUMEN PARCIAL (m ³) | VOLUMEN ACUMULADO (m ³) |
|-------------|------------|------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|
| 3 445 | 0 | 70 870 | --- | --- | --- |
| 3 450 | 5 | 236 890 | 153 880 | 769 400 | 769 400 |
| 3 455 | 10 | 417 470 | 327 180 | 1 635 900 | 2 405 300 |
| 3 460 | 15 | 651 450 | 534 460 | 2 672 300 | 5 077 600 |
| 3 465 | 20 | 2 278 640 | 1 465 045 | 7 325 225 | 12 402 825 |
| 3 470 | 25 | 2 826 210 | 2 552 425 | 12 762 125 | 25 164 950 |
| 3 475 | 30 | 3 398 050 | 3 112 130 | 15 560 650 | 40 725 600 |
| 3 480 | 35 | 4 010 680 | 3 704 365 | 18 521 825 | 59 247 425 |
| 3 485 | 40 | 4 863 100 | 4 436 890 | 22 184 450 | 81 431 875 |
| 3 490 | 45 | 5 711 650 | 5 287 375 | 26 436 875 | 107 868 750 |
| 3 495 | 50 | 6 815 530 | 6 263 590 | 31 317 950 | 139 186 700 |
| 3 500 | 55 | 8 115 530 | 7 465 530 | 37 327 650 | 176 514 350 |



4.4.4 NIVEL DE OPERACION DEL EMBALSE

El volumen de embalse cubrirá la necesidad hídrica para irrigar 20 000 hectáreas de tierras, el cual requiere almacenar hasta una altura en la boquilla de la presa de 34,00 m

El caudal que deberá descargar la presa en época de estiaje varía según la necesidad del déficit de humedad variando este según los Cuadros N° 3,18 y 3,19, de 3,61 a 16,19 m³/seg.

4.5 BALANCE HIDRICO Y EL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO DE LA PRESA

El recurso hídrico considerado en el balance hídrico de la presa, comprende la subcuenca regulada en el punto de interés donde las entradas están constituidas por las descargas mensuales generados que se muestran en el Cuadro N° 3,22, las salidas constituidas por las demanda y generación de energía eléctrica y pérdidas por evaporación en el espejo de agua del vaso de la presa.

4.5.1 EVALUACION DE LAS VARIABLES DEL SISTEMA

Las variables consideradas en la simulación del sistema, son las variables de entradas, las de salida y de estado.

a) VARIABLES DE ENTRADA

Está constituida por las descargas mensuales generadas al 75 % de persistencia, que se muestra en Cuadro N° 3,21.

CUADRO N° 3,21
CAUDAL GENERADO AL 75 % DE PERSISTENCIA

| MES | CAUDAL MEDIA (m ³ /s) | Q. 75 % PERSISTENCIA (m ³ /s) |
|-------|--|--|
| E | 50,12 | 48,09 |
| F | 56,66 | 56,01 |
| M | 48,29 | 42,50 |
| A | 35,86 | 27,55 |
| M | 17,10 | 13,77 |
| J | 9,65 | 6,57 |
| J | 6,93 | 5,30 |
| A | 11,14 | 6,89 |
| S | 22,26 | 16,75 |
| O | 33,73 | 27,85 |
| N | 37,36 | 30,77 |
| D | 44,03 | 40,24 |
| TOTAL | 373,13 | 322,29 |

b) VARIABLES DE SALIDA

Conformado principalmente por la demanda agrícola y en muy baja proporción la demanda pecuaria y consumo humano los cuales serán cubiertos por la demanda agrícola por tratarse de una pequeña proporción.

Existiendo una variable muy importante como es la evaporación que se produce desde el espejo de agua del vaso de la presa. Según la información de la Estación de Huayao, la evaporación media mensual se ve en el Cuadro N° 3,01 y como el espejo de agua es variable se tomó un promedio de 1,90 Km², con dichos valores se garantiza resultados confiables y con margen de seguridad, cuya ecuación es la siguiente:

$$E = 1\,000 (E_v \times A_e)$$

Donde :

E = Volumen de evaporación media mensual (m³)

E_v = Evaporación media mensual (mm)

A_e = Área promedio de espejo de agua (Km²)

c) VARIABLE DE ESTADO

Se refiere al volumen de almacenamiento, lo cual depende de las condiciones físicas del vaso y se estimó de los planos topográficos, dichas características se representan según la relación altura - área - volumen, como se ve en la Figura N° 3,02.

d) CONSIDERACIONES GENERALES

Para realizar la simulación del plan de operación del estudio se tomó en cuenta las siguientes consideraciones generales:

- La simulación se realiza a nivel mensual considerando las descargas al 75 % de persistencia de un período de 30 años.
- El sistema se considera aislado sin otras fuentes de entrada y salida del mismo.

4.5.2 MODELO MATEMATICO UTILIZADO

El modelo matemático general utilizado en el plan de operación de la presa está dado por:

$$VE = AE - DA - E$$

Donde:

VE = Volumen de embalse efectivo (m³)

AE = Aporte al embalse (m³)

DA = Demanda de agua mensual (m³)

E = Volumen evaporado mensual (m³)

Los resultados se ven en el Cuadro N° 3,22.

CUADRO N° 3,22

BALANCE HIDRICO ENTRE EL APORTE DEL RIO CUNAS Y LA DEMANDA DE AGUA DE RIEGO Y EL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO(Miles de m³)

| MES | VOL. APORTE RIO CUNAS | DEMANDA | EVAPORACIÓN | VOL. EFECTIVO APORTE | VOL. ACUM. DE APORTE | VOL. PARA ALMACENAR |
|-------|-----------------------|---------|-------------|----------------------|----------------------|---------------------|
| E | 128 804 | 26 598 | 300 | 101 906 | 101 906 | |
| F | 135 499 | 13 918 | 254 | 121 327 | 223 233 | |
| M | 113 832 | 14 086 | 293 | 99 453 | 322 686 | |
| A | 71 410 | 9 359 | 284 | 61 767 | 384 453 | |
| M | 36 882 | 10 986 | 284 | 25 612 | 410 065 | |
| J | 17 029 | 23 214 | 268 | - 6 453 | | 6 453 |
| J | 14 196 | 33 445 | 308 | - 19 557 | | 19 557 |
| A | 18 454 | 44 851 | 312 | - 26 709 | | 26 709 |
| S | 43 416 | 41 141 | 342 | 1 933 | 411 998 | |
| O | 74 593 | 15 945 | 334 | 58 314 | 470 312 | |
| N | 79 756 | 18 473 | 331 | 60 952 | 531 264 | |
| D | 107 779 | 24 191 | 326 | 83 262 | 614 526 | |
| TOTAL | 841 650 | 276 207 | 3 636 | | | 52 719 |

4.6 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

El río Cunas, es un río de fondo fijo, ya que presenta un transporte continuo de las partículas constituyentes del fondo de su lecho, que proviene de la erosión de la subcuenca como consecuencia de las lluvias y de otros agentes atmosféricos que se presentan en ella.

Las partículas son transportadas fundamentalmente por arrastre, por salto y por suspensión.

4.6.1 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DE FONDO

Es cuando las partículas por ser de un tamaño mayor, estas ruedan sobre el fondo constituyendo el transporte sólido por arrastre. También hay ciertas partículas de un tamaño menor que la anterior que se transportan de un modo especial denominándose transporte por saltación.

Ambas formas de transporte conforman transporte de sedimentos de fondo, que basado en las experiencias y mediciones en diferentes ríos por FRIJLINK, quien determinó la siguiente ecuación:

$$T_{sf} = 5d\sqrt{\mu g R I} e^{-0.27 \frac{d\Delta}{\mu R I}}$$

$$\mu = \left(\frac{C}{18 \text{Log} \frac{12R}{d_{90}}} \right)^{3/2}$$

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

$$C = \frac{Q}{A\sqrt{R.I}}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

Donde :

T_{sf} = Transporte de sedimento de fondo ($m^3/día$)

μ = Coeficiente debido a los rizos

Q = Caudal medio del río ($m^3/seg.$)

R = Radio hidráulico (m)

I = Gradiente de la línea de energía

A = Área hidráulico del río (m^2)

P = Perímetro hidráulico del río (m)

d = Diámetro medio de partículas (m)

d_{90} = Diámetro correspondiente al 90 % de material acumulado que pasa (m)

g = Aceleración de la gravedad (m/seg².)

ρ_s = Densidad del material del fondo (Kg/m³)

ρ_w = Densidad del agua (Kg/m³)

Siendo los datos obtenidos en campo los siguientes:

- Caudal medio anual del río ($Q = 373,13 \text{ m}^3/\text{seg.}$)
- Gradiente de la línea de energía ($I = 1,70 \%$)
- Ancho promedio del río ($a = 22,00 \text{ m}$)
- Tirante hidráulico medio del río ($Y = 2,50 \text{ m}$)
- Perímetro hidráulico del río ($P = 27,00 \text{ m}$)
- Diámetro medio de las partículas ($d = 0,10 \text{ mm}$)
- Diámetro correspondiente al 90 % de material acumulado que pasa ($d_{90} = 3,80 \text{ mm}$)
- Densidad del material de fondo ($\rho_s = 2725 \text{ Kg/m}^3$)
- Densidad del agua ($\rho_w = 1033 \text{ Kg/m}^3$)

Reemplazando dichos valores se obtiene el siguiente resultado:

$$R = \frac{55m^2}{27m} = 2,04 \text{ m}$$

$$C = \frac{373,13m^3 / \text{seg}}{55m^2 \sqrt{2,04m \times 0,017}} = 36,43 \text{ m}^{1/2}/\text{seg}$$

$$\Delta = \frac{2725 - 1033}{1033} = 1,64$$

$$\mu = \left(\frac{36,43}{18 \text{Log} \frac{12 \times 2,04m}{0,0038m}} \right)^{3/2} = 0,39$$

$$T_{sf} = 5 \times 0,0001 \sqrt{0,39 \times 9,81 \times 2,04 \times 0,017} e^{-0,27 \frac{0,0001 \times 1,64}{0,39 \times 2,04 \times 0,017}}$$

$$T_{sf} = 15,68 \text{ m}^3/\text{día}$$

4.6.2 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS POR SUSPENSION

Son las partículas finas que se encuentran suspendidas en el agua, constituyendo el transporte por suspensión.

La estimación del volumen medio anual de sedimentos en suspensión que puede transportar el río Cunas en el lugar de embalse, se realizó en base al estudio de “Evaluación del Potencial Hidroeléctrico” en el río Mantaro, por el Consorcio Lahmeyer Salzgitter, obteniéndose la siguiente función:

$$T_{ss} = 3^{-c} \times 26 Q^{1,4}$$

Donde :

T_{ss} = Transporte de sedimento de suspensión (Tn/año)

Q = Volumen de almacenamiento (MMC/año)

C = Coeficiente de concentración regional

Utilizándose un valor de $C = 0,67$, válido para la Cuenca del río Mantaro, la ecuación se convierte en la siguiente expresión:

$$T_{ss} = 12,45 Q^{1,4}$$

Reemplazando valores se tiene el siguiente resultado:

$$T_{ss} = 12,45 (52,719)^{1,4}$$

$$T_{ss} = 3\,205,70 \text{ Tn/año} = 8,78 \text{ Tn/día}$$

Como el peso específico del material en suspensión es $1,50 \text{ Tn/m}^3$, se tiene:

$$T_{ss} = 5,85 \text{ m}^3/\text{día}$$

4.7 ANALISIS DE MÁXIMAS AVENIDAS

El análisis de máximas avenidas del río Cunas en el punto de interés, se efectuaron en base al registro de precipitación máxima en 24 horas de la Estación de Huayao Cuadro N° 3,23, los cuales fueron corregidos a una altitud de 4 201

m.s.n.m, como se ve en el Cuadro N° 3,24, los cuales fueron ajustados a la distribución de probabilidad Log Pearson Tipo III.

Siendo la ecuación la siguiente:

$$\text{Ln P máx} = \overline{\text{LnP}} + S \times K f(T, g)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum (\text{LnP} - \overline{\text{LnP}})^2}{n-1}}$$

$$g = \frac{n \sum (\text{LnP} - \overline{\text{LnP}})^3}{(n-1)(n-2)(S_{\text{LnP}})^3}$$

Donde :

Ln P máx = Logaritmo de la precipitación máxima para un determinado tiempo de retorno (mm)

$\overline{\text{LnP}}$ = Media de los logaritmos de la precipitación máxima en 24 horas (mm)

S = Desviación estándar de los logaritmos de la precipitación máxima en 24 horas.

K = Valor para la distribución Log. Pearson Tipo III, en f(T,g)

T = Período de retorno (años)

g = Coeficiente de asimetría

CUADRO N° 3,23
PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)
ESTACION: HUAYAO

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SET | OCT | NOV | DIC | MAXIMA |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|--------|
| 1980 | 16.5 | 31.2 | 30.7 | 9.4 | 12.7 | 0.0 | 5.3 | 5.6 | 3.0 | 38.4 | 19.1 | 19.6 | 38.4 |
| 1981 | 20.6 | 29.2 | 24.9 | 15.7 | 3.0 | 1.0 | 16.5 | 23.1 | 8.6 | 16.8 | 18.5 | 25.1 | 29.2 |
| 1982 | 15.5 | 23.4 | 13.7 | 13.0 | 0.0 | 5.0 | 3.0 | 10.4 | 10.4 | 26.7 | 13.5 | 26.7 | 26.7 |
| 1983 | 20.3 | 13.7 | 29.7 | 10.7 | 15.5 | 4.1 | 0.3 | 6.9 | 8.4 | 14.0 | 14.1 | 14.2 | 29.7 |
| 1984 | 21.8 | 38.1 | 32.3 | 9.9 | 8.9 | 3.0 | 2.5 | 0.8 | 22.6 | 29.2 | 32.0 | 10.9 | 38.1 |
| 1985 | 16.5 | 21.3 | 13.5 | 18.3 | 7.4 | 1.3 | 3.8 | 4.8 | 37.3 | 17.5 | 15.7 | 21.1 | 37.3 |
| 1986 | 24.4 | 33.8 | 22.1 | 18.1 | 5.4 | 0.0 | 3.8 | 13.0 | 13.9 | 9.1 | 6.9 | 13.0 | 33.8 |
| 1987 | 31.5 | 24.2 | 22.7 | 39.4 | 4.8 | 10.2 | 6.3 | 4.4 | 15.7 | 7.3 | 7.4 | 23.4 | 39.4 |
| 1988 | 41.7 | 28.2 | 14.2 | 18.6 | 11.7 | 1.0 | 0.0 | 8.6 | 10.4 | 12.2 | 9.1 | 20.6 | 41.7 |
| 1989 | 11.4 | 39.8 | 15.2 | 25.2 | 11.9 | 3.8 | 0.3 | 6.4 | 4.8 | 37.9 | 10.5 | 7.8 | 39.8 |
| 1990 | 16.2 | 36.1 | 38.9 | 16.0 | 7.6 | 15.3 | 4.6 | 5.4 | 11.7 | 15.0 | 29.4 | 15.2 | 38.9 |

CUADRO N° 3,24

**PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS CORREGIDO
A UNA ALTITUD DE 4201 m.s.n.m. (mm)**

| AÑO | Pmáx HUAYAO | Pmáx CORREGIDO |
|------|----------------|-------------------|
| 1980 | 38.4 | 51.5 |
| 1981 | 29.2 | 49.5 |
| 1982 | 26.7 | 47.0 |
| 1983 | 29.7 | 48.4 |
| 1984 | 38.1 | 58.4 |
| 1985 | 37.3 | 44.6 |
| 1986 | 33.8 | 54.1 |
| 1987 | 39.4 | 59.6 |
| 1988 | 41.7 | 69.8 |
| 1989 | 39.8 | 55.1 |
| 1990 | 38.9 | 56.4 |

CUADRO N° 3,25

VALORES PARA DETRMINAR EL COEFICIENTE DE ASIMETRIA

| AÑO | Pmáx | Ln P | $(LnP - \overline{LnP})^3$ |
|-------|-------|-------|----------------------------|
| 1 980 | 51,50 | 3,94 | -0,000064 |
| 1 981 | 49,51 | 3,90 | -0,000512 |
| 1 982 | 47,00 | 3,85 | -0,002197 |
| 1 983 | 48,40 | 3,88 | -0,001000 |
| 1 984 | 58,40 | 4,07 | 0,000729 |
| 1 985 | 44,60 | 3,80 | -0,005832 |
| 1 986 | 54,10 | 3,99 | 0,000001 |
| 1 987 | 59,60 | 4,09 | 0,001331 |
| 1 988 | 69,80 | 4,25 | 0,019683 |
| 1 989 | 55,10 | 4,01 | 0,000027 |
| 1 990 | 56,40 | 4,03 | 0,000125 |
| PRO. | | 3,98 | |
| S | | 0,128 | |
| Sum. | | | 0,012291 |

Siendo:

$$g = \frac{11(0,012291)}{(11-1)(11-2)(0,128)^3}$$

$$g = 0,716$$

Para el presente estudio se definió la siguiente ecuación en base a las ecuaciones y valores del cuadro anterior:

$$\text{Ln Pmáx} = 3,98 + 0,128 K$$

A partir de esta ecuación fueron determinadas las precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes períodos de retorno, los cuales se ven en el Cuadro N° 3.26. La determinación del caudal máximo se efectuó mediante la ecuación MAC – MATH, considerando que éstas se originan exclusivamente por acción de las lluvias:

$$Q_{\text{máx}} = C \times P_{\text{máx}} \times A^{0,58} \times I^{0,42} \times 10^{-3}$$

Donde :

$Q_{\text{máx}}$ = Caudal máximo (m³/seg.)

C = Coeficiente de escorrentía

$P_{\text{máx}}$ = Precipitación máximo en 24 horas (mm)

A = Área de la Subcuenca colectora (Has)

I = Pendiente del curso principal (m /Km)

Datos:

$$C = 0,55$$

$$A = 155\,060 \text{ Has}$$

$$I = 15,768 \text{ m/Km}$$

K = Cuyos valores se determinaron en f(T,g), de la tabla respectiva.

Cuyos resultados se ven en el Cuadro N° 3,26.

CUADRO N° 3,26
DESCARGAS MÁXIMAS INSTANTANEAS

| TR (Años) | K | Ln P _{máx} | P _{máx} (mm) | Q _{máx} (m ³ /seg.) |
|--------------|--------|---------------------|--------------------------|--|
| 5 | 0,7861 | 4,0806 | 59,1822 | 106,20 |
| 10 | 1,3310 | 4,1504 | 63,4573 | 113,87 |
| 25 | 1,9700 | 4,2322 | 68,8658 | 123,57 |
| 50 | 2,4159 | 4,2892 | 72,9107 | 130,83 |
| 75 | 2,6662 | 4,3213 | 75,2844 | 135,09 |
| 100 | 2,8400 | 4,3435 | 76,9780 | 138,13 |
| 200 | 3,2476 | 4,3957 | 81,1008 | 145,53 |
| 500 | 3,7673 | 4,4622 | 86,6792 | 155,54 |
| 1 000 | 4,1492 | 4,5111 | 91,0217 | 163,33 |

4.8 DETERMINACION DEL RIESGO DE LA OBRA

La determinación del tiempo de retorno obedece a criterios relacionados con la vida útil de la Presa y ello se determina con el riesgo que la obra pueda tener:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \times 100$$

Donde:

R = Riesgo permisible (%)

Tr = Periodo de retorno (años)

n = Años de la vida útil de la presa

CUADRO N° 3,27
RIESGO DE OBRA

| n | Tr | R |
|-----|-------|-------|
| 10 | 1 000 | 1,00 |
| 50 | 1 000 | 5,00 |
| 100 | 1 000 | 10,00 |
| 200 | 1 000 | 18,00 |

Analizando el cuadro anterior se ve que para un riesgo de 5 % a 10 % y durante un tiempo de 50 a 100 años de vida útil de la presa, ocurre una descarga igual o superior a 163,33 m³/s con un periodo de retorno de 1 000 años.

4.9 TRANSITO DE AVENIDAS

Para el cálculo del tránsito de avenidas, por falta de información se ha determinado elaborando un hidrograma sintético el cual se construyó en base a fórmulas empíricas, planteados en el capítulo anterior.

El hidrograma de crecida elaborada viene a ser la siguiente:

Los cálculos se efectuaron en base a las siguientes ecuaciones:

$$u = \frac{V}{3300}$$

$$q = \frac{Q}{100}$$

$$t = \frac{u}{60q}$$

Donde :

u = Volumen de escorrentía correspondiente a una unidad de volumen del hidrograma básico (m³/unid.)

V = Volumen de la escorrentía (m³)

q = Caudal de escorrentía correspondiente a una unidad de caudal del hidrograma básico (m³/seg/und)

Q = Caudal máximo de escorrentía (m³/seg.)

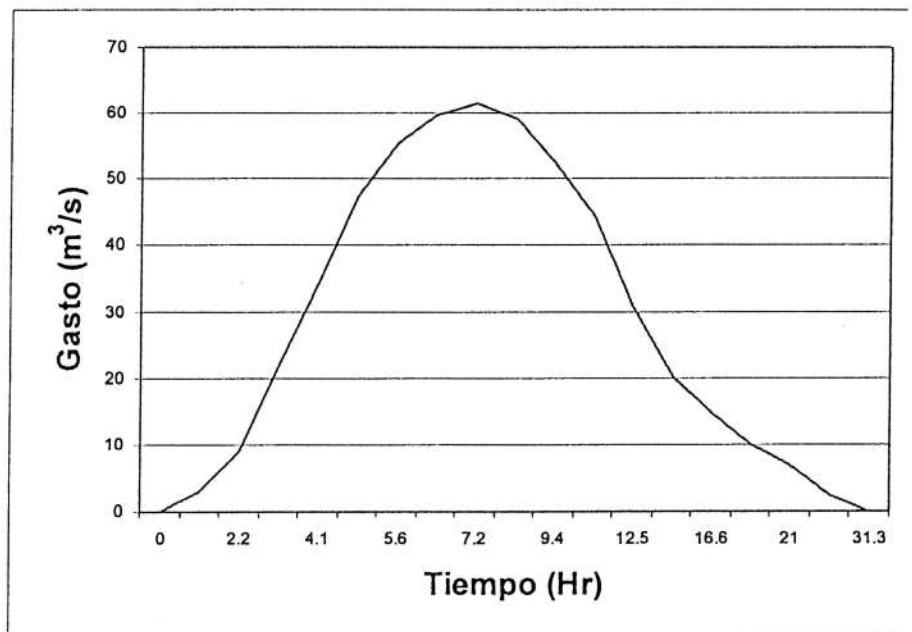
t = Tiempo correspondiente a una unidad de tiempo del hidrograma básico (min/und)

Los datos tomados en campo son los siguientes:

- Caudal pico 61,67 m³/seg.
- Volumen correspondiente a la crecida 2 300 000 m³

Con dichos datos y en base al hidrograma adimensional se obtiene el siguiente hidrograma ajustado:

| t (hr) | q (m ³ /s) |
|-----------|--------------------------|
| 0 | 0 |
| 0,9 | 3,1 |
| 2,2 | 9,2 |
| 3,1 | 21,6 |
| 4,1 | 34,3 |
| 5,0 | 47,5 |
| 5,6 | 55,5 |
| 6,3 | 59,8 |
| 7,2 | 61,6 |
| 8,5 | 59,2 |
| 9,4 | 52,4 |
| 10,6 | 44,4 |
| 12,5 | 30,8 |
| 14,7 | 20,3 |
| 16,6 | 14,8 |
| 18,8 | 9,9 |
| 21,0 | 6,8 |
| 26,3 | 2,5 |
| 31,3 | 0 |



Con los valores del hidrograma ajustado se han determinado el tránsito de avenidas empleando las siguientes ecuaciones:

$$Y_m = \frac{Q_m \times \Delta t}{A_m}$$

$$\alpha = \frac{Q_m}{C \cdot b}$$

$$\Delta k = \frac{Y_m}{\alpha^{2/3}}$$

$$Q_v = C \cdot b \cdot Z^{3/2}$$

Donde :

Y_m = Altura de agua promedio en el embalse (m)

Q_m = Descarga afluyente en una variación de tiempo ($m^3/seg.$)

Δt = Variación del tiempo (seg.)

A_m = Area del embalse (m^2)

α = Coeficiente

C = Coeficiente de descarga del vertedero

b = Ancho del vertedero (m)

Q_v = Caudal de evacuación ($m^3/seg.$)

Z = Carga instantánea sobre la cresta del vertedero (m)

Δk = Coeficiente de relación

Los datos considerados en los cálculos son:

- Coeficiente de descarga para vertederos según Francis, $C = 1,70$
- Ancho del vertedero, $b = 10$ m
- Área del embalse, $A_m = 3\ 800\ 000$ m^2

Reemplazando los valores respectivos en las ecuaciones anteriores y con la ayuda del monograma de la Figura N° 3,03, se determina los coeficientes K_1 y K_2 y el valor de Z entrando con los valores de α y Δk .

Los resultados respectivos se ven en el Cuadro N° 3,28.

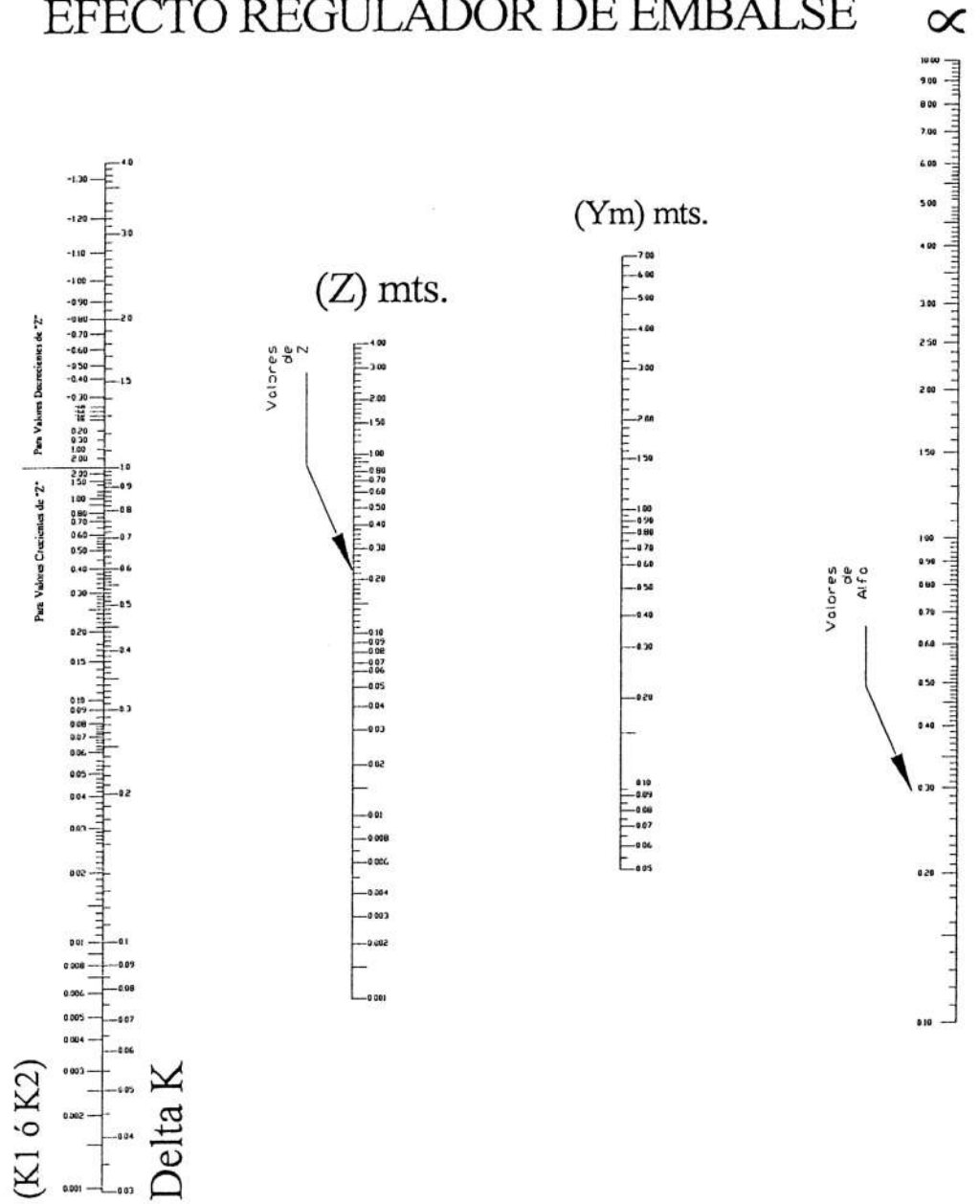
Del Cuadro de resultados de tránsito de avenidas se puede concluir que el caudal de evacuación es de 8,91 m³/seg, al cuál le corresponde una altura de diseño de vertedero de 0,65 m.

CUADRO N° 3,28
RESULTADO DEL TRANSITO DE AVENIDAS

| Qm (m ³ /s) | Δ t (min) | Ym (m) | α | Δk | K ₁ | K ₂ | Z (m) | Qv (m ³ /s) |
|---------------------------|--------------|-----------|------|------|----------------|----------------|----------|---------------------------|
| 3.1 | 54 | 0.003 | 0.18 | 0.01 | 0.000 | 0.010 | 0.004 | 0.004 |
| 9.2 | 78 | 0.011 | 0.54 | 0.02 | 0.006 | 0.026 | 0.018 | 0.040 |
| 21.6 | 54 | 0.018 | 1.27 | 0.02 | 0.015 | 0.035 | 0.043 | 0.150 |
| 34.3 | 60 | 0.032 | 2.02 | 0.02 | 0.025 | 0.045 | 0.080 | 0.380 |
| 47.5 | 54 | 0.041 | 2.79 | 0.02 | 0.038 | 0.058 | 0.120 | 0.710 |
| 55.5 | 36 | 0.032 | 3.26 | 0.02 | 0.053 | 0.073 | 0.170 | 1.190 |
| 59.8 | 42 | 0.040 | 3.52 | 0.02 | 0.064 | 0.084 | 0.210 | 1.640 |
| 61.6 | 54 | 0.053 | 3.62 | 0.02 | 0.092 | 0.112 | 0.280 | 2.520 |
| 59.2 | 78 | 0.073 | 3.48 | 0.03 | 0.120 | 0.150 | 0.360 | 3.670 |
| 52.4 | 54 | 0.045 | 3.08 | 0.02 | 0.130 | 0.150 | 0.330 | 3.220 |
| 44.4 | 72 | 0.050 | 2.61 | 0.03 | 0.180 | 0.210 | 0.420 | 4.630 |
| 30.8 | 114 | 0.055 | 1.81 | 0.04 | 0.290 | 0.330 | 0.500 | 6.010 |
| 20.3 | 132 | 0.042 | 1.19 | 0.04 | 0.490 | 0.530 | 0.550 | 6.930 |
| 14.8 | 114 | 0.027 | 0.87 | 0.03 | 0.740 | 0.770 | 0.590 | 7.700 |
| 9.9 | 132 | 0.021 | 0.58 | 0.03 | 1.400 | 1.430 | 0.650 | 8.910 |
| 6.8 | 132 | 0.014 | 0.40 | 0.03 | 0.800 | 0.830 | 0.340 | 3.370 |
| 2.5 | 318 | 0.013 | 0.15 | 0.05 | 0.700 | 0.750 | 0.170 | 1.190 |

Fig. 3.03

EFFECTO REGULADOR DE EMBALSE



4.10 BORDE LIBRE DE LA PRESA

Para determinar la altura del borde libre, se han analizado tres métodos: el método Japonés, el Americano y el empleado por A. Bautista.

4.10.1 ALTURA DE BORDE LIBRE POR EL METODO JAPONES

Para determinar la altura de la presa se tiene en cuenta los niveles máximos de agua, la altura de oleaje debido a sismos y un coeficiente de seguridad cuya sumatoria es el borde libre.

La ecuación para el cálculo es la siguiente:

$$BL = H_v + H_s + 0,50$$

Donde :

BL = Borde libre (m)

H_v = Altura de las olas debido al viento (m)

H_s = Altura de oleaje debido a sismos, determinado en base al coeficiente sísmico de diseño (m)

0,50 = Viene a ser por la seguridad

Para determinar la altura de las olas debido al viento, se emplea la siguiente ecuación:

$$H_v = 0,00086 V^{1.1} \times F^{0.45}$$

Donde :

V = Velocidad del viento (m/seg)

F = Fetch (m) máxima distancia desde la presa hasta el otro extremo del vaso, durante la ocurrencia de la avenida de diseño

Siendo los valores de los datos los siguientes:

$$V = 27,78 \text{ m/seg}$$

$$F = 2\,300 \text{ m}$$

Reemplazando los valores en la ecuación se tiene:

$$H_v = 0,00086 (27,78)^{1.1} \times (23\,000)^{0.45}$$

$$H_v = 1,08 \text{ m.}$$

Para determinar la altura del oleaje debido a sismo, se aplica la siguiente ecuación planteado por Seichi Sato, en caso de ocurrencia del sismo:

$$H_s = \frac{K.T}{2\pi} \sqrt{g.H_n}$$

Donde :

K = Coeficiente sísmico de diseño en base al nivel máximo normal de agua

T = Ciclo de sismo (seg.)

H_n = Profundidad del embalse con respecto a nivel normal de agua (m)

g = Aceleración de la gravedad

Los datos a considerar son los siguientes:

- Coeficiente sísmico de diseño, K = 0,15
- Ciclo del sismo, T = 1 seg.
- Profundidad del embalse con respecto al nivel normal de agua, H_n = 31 m

Reemplazando los valores respectivos se tiene:

$$H_s = \frac{0,15 \times 1}{2\pi} \sqrt{9,81 \times 34}$$

$$H_s = 0,44 \text{ m}$$

Finalmente con los valores calculados se tiene el borde libre:

$$BL = H_v + H_s + 0,50$$

$$BL = 1,08 + 0,44 + 0,50$$

$$BL = 2,02 \text{ m}$$

4.10.2 ALTURA DE BORDE LIBRE PLANTEADO POR A. BAUTISTA, UNIVERSIDAD AUTONOMA DE CHAPINGO

La altura del borde libre incluye la amplitud del oleaje generado por el viento, la altura del rodamiento de las olas sobre el talud aguas arriba y el margen de seguridad, de modo que la ecuación es la siguiente:

$$BL = H_v + H_r + H_{se}$$

Donde :

BL = Borde libre (m)

H_v = Altura del oleaje generado por el viento (m)

H_r = Altura de rodamiento de las olas sobre el talud aguas arriba (m)

H_{se} = Altura por margen de seguridad (m)

La ecuación utilizada para evaluar la altura de la ola producido por el viento es la de Stevenson modificada:

$$H_v = 3,22 \sqrt{V.F} + 76 - 26,9 \sqrt[4]{F}$$

Donde :

V = Velocidad del viento (Km/hr)

F = Distancia de la cortina hasta el punto más remoto del embalse (Km.)

Considerando los siguientes datos:

$$V = 100,00 \text{ Km/hr}$$

$$F = 2,30 \text{ Km.}$$

Y reemplazando en la ecuación respectiva se tiene:

$$H_v = 3,22 \sqrt{100 \times 2,30} + 76 - 26,90 \sqrt[4]{2,30}$$

$$H_v = 91,71 \text{ cm.}$$

$$H_v = 0,92 \text{ m.}$$

Para determinar la altura de rodamiento de las olas sobre el talud aguas arriba de la presa, al considerar presa de tierra o enrocado se emplea el Hr de la siguiente relación:

| TALUD | Hr |
|---------|---------------------|
| 1,5 : 1 | 0,33 H _v |
| 4,0 : 1 | H _v |

Para un talud elegido 3 : 1

$$H_r = 0,732 H_v$$

$$H_r = 0,732 (0,92)$$

$$H_r = 0,67 \text{ m}$$

La altura por margen de seguridad se debe considerar:

$$H_{se} = 0,80 \text{ m}$$

Finalmente se tiene la siguiente altura de borde libre:

$$BL = H_v + H_r + H_{se}$$

$$BL = 0,92 + 0,67 + 0,80$$

$$BL = 2,39 \text{ m.}$$

4.10.3 ALTURA DE BORDE LIBRE POR EL METODO AMERICANO

La altura de borde libre empleando este método, que está en función de: la carga de diseño sobre el vertedero, la altura máxima de las olas creada por el viento y la altura libre por seguridad, cuya ecuación es la siguiente:

$$BL = H_d + H_o + H_l$$

Donde :

BL = Borde libre (m)

H_d = Carga de diseño sobre el vertedor (m)

H_o = Altura máxima de las olas (m)

H_l = Altura libre por seguridad (m)

La altura por carga de diseño sobre el vertedero, se obtiene en el diseño de obra de excedencias, calculando en la parte de tránsito de avenidas.

En este caso, H_d = 0,65 m.

La altura H_o, es la altura máxima de las olas que se forman en el vaso por efectos del viento, en las condiciones mas desfavorables y esto ocurre cuando sobre la obra de excedencias está pasando el gasto máximo de diseño y al mismo tiempo sobre la superficie del agua sopla el viento de máxima velocidad sostenida.

La altura máxima de las olas está en función de la velocidad del viento y del Fetch, que existe entre la cortina y el punto del vaso mas alejado de la misma.

Para determinar H_o, se ha considerado la siguiente ecuación:

$$H_o = 3,22 \sqrt{V.F} + 76 - 26,90 \sqrt[4]{F}$$

Donde :

V = Velocidad del viento (Km/hr)

F = Distancia máxima en línea recta entre la cortina y el punto del vaso mas alejado (Km.)

Se han considerado los siguientes datos:

Velocidad de viento para las condiciones mas desfavorables y a una altitud de 3500 m.s.n.m, varía de 50 –120 Km/hr, el valor del Fetch medido es de 2,30 Km.

Reemplazando los valores respectivos se tiene:

$$H_o = 3,22 \sqrt{100 \times 2,30} + 76 - 26,90 \sqrt[4]{2,30}$$

$$H_o = 91,71 \text{ cm}$$

$$H_o = 0,92 \text{ m}$$

La altura libre Hl, proporciona un margen de seguridad contra situaciones imprevistas, como puede ser la ocurrencia de una avenida mayor a la avenida de diseño o la presencia de asentamientos del terraplén mayores a los considerados.

Se recomienda que esta altura libre sea como mínimo de 0,60 m. por sobre la altura del vertedero; para este caso se ha considerado una Hl = 0,93 m.

Finalmente se tiene un borde libre reemplazando los valores calculados:

$$BL = H_d + H_o + H_l$$

$$BL = 0,65 + 0,92 + 0,93$$

$$BL = 2,50 \text{ m}$$

4.11 DIMENSIONAMIENTO DE LA PRESA

4.11.1 ALTURA

De acuerdo a los cálculos efectuados anteriormente la altura al espejo de agua NAMO es de 34,00 m., con un borde libre de 2,50 m, haciendo un total de 36,50 m. de altura del terraplén de la presa.

4.11.2 TALUDES

La fuente (15) recomienda lo siguientes taludes mínimas, los cuales están en función a la altura del terraplén de la presa.

| ALTURA DE PRESA (m) | TALUD AGUAS ARRIBA | TALUD AGUAS ABAJO |
|------------------------|-----------------------|----------------------|
| 4,50 – 12,00 | 2,0 : 1 | 4,8 : 1 |
| 12,00 – 30,00 | 2,5 : 1 | 2,0 : 1 |
| 30,00 – 40,00 | 3,0 : 1 | 2,5 : 1 |

De acuerdo a estos valores recomendamos, para el terraplén de la presente presa, se toma un talud aguas arriba de 3 : 1 y aguas abajo 2,5 : 1.

4.11.3 ANCHO DE CORONA

Se fija este ancho para aumentar el volumen del terraplén de la presa y por consiguiente su estabilidad, para asegurar la resistencia de esta parte contra los deterioros ocasionados por el oleaje y para establecer los servicios que sean necesarios sobre la presa según la fuente (15) los anchos mínimos de corona en función de la altura de la presa son las siguientes:

| ALTURA (m) | ANCHO DE LA PRESA (m) |
|----------------|--------------------------|
| Hasta 12,00 | 3,00 |
| Hasta 30,00 | 4,50 |
| Hasta 45,00 | 6,00 |

Teniendo en cuenta estos valores se toma como ancho mínimo de corona 6,00 m.

4.11.4 VERTEDERO DE DEMASIAS

Dicho vertedero sirve para evacuar los caudales excedentes y las descargas máximas instantáneas, cuyo dimensionamiento se basa en la ecuación de Francis:

$$Q = C . b . H^{3/2}$$

Donde :

Q = Descarga máxima instantánea (m³/seg.)

C = Coeficiente de descarga libre (C = 1,70)

b = Longitud de cresta (m)

H = Carga del vertedero (m)

Con los valores de Q = 163,33 m³/seg. para un periodo de retorno de 1 000 años y b = 40,00 m, se obtiene el valor de H.

$$H = \left(\frac{Q}{C.b} \right)^{2/3}$$

$$H = \left(\frac{163,33}{1,70 \times 40} \right)$$

$$H = 1,80 \text{ m}$$

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

1. Para el estudio de una cuenca es muy necesario empezar, conociendo sus características geomorfológicas, las cuales nos darán a conocer el tipo de cuenca con que se cuenta.
2. Para determinar el potencial hídrico en cuencas donde el río no cuenta con un registro de datos de descarga, se deberá de seguir un modelo hidráulico el cuál tiene una serie de pasos que se mencionan en el presente trabajo.
3. En el caso de cuencas que no cuentan con registros de precipitación, ubicados a la altitud media y aún que no cuentan con cuencas vecinas con registros de precipitación que viene funcionando a la fecha y a la misma altitud, se tendrá que hacer una corrección de los registros que se cuentan a una altitud diferente, en este caso los registros de la Estación de Huayao que se encuentran a una altitud de 3 313 m.s.n.m, son corregidas a la altitud media de la subcuenca del Cunas que es 4 201 m.s.n.m.
4. Los registros de precipitación corregidos por altitud son empleados para generar los caudales del río Cunas en el punto de interés.
5. En el Punto de interés que viene a ser donde se ubica la boquilla de la presa, no se conoce el caudal mensual, por tanto hay la necesidad de generar los caudales en este punto.
6. Par la generación de los caudales, se efectúan a partir de la precipitación corregida por altitud, los cuales se determinan las precipitaciones efectivas, a estos valores ya generados para fines del cálculo del rendimiento hídrico se determinan el 75% de persistencia.
7. Para generar los caudales se requieren registros de precipitación como mínimo de 20 años, en el presente trabajo se han considerado registros de 30 años.
8. Los valores de los caudales generados y comparados con los que se aforan aguas abajo en la Estación de Angasmayo – San Blas a 12 Km., son menores, por lo que es aceptable dichos valores generados.
9. Para el cálculo de la demanda de agua se han determinado la evapotranspiraciòn potencial por la ecuación de Hargreaves en base a la

temperatura, porque es un método que más se adecua a la zona, según la FAO.

10. Los datos utilizados para el cálculo de la evapotranspiración han sido tomados de la Estación de Huayao, porque el área de riego en promedio se encuentra a una altitud semejante al de Huayao.
11. El dimensionamiento del vertedero de demasías se puede hacer considerando las máximas avenidas en base a Log Pearson III o con los valores del tránsito de avenidas, en nuestro caso se eligió las máximas avenidas porque el caudal es mucho mayor.
12. Con el estudio hidrológico se llega hasta el predimensionamiento de la presa y la determinación del planteamiento hidráulico de funcionamiento.

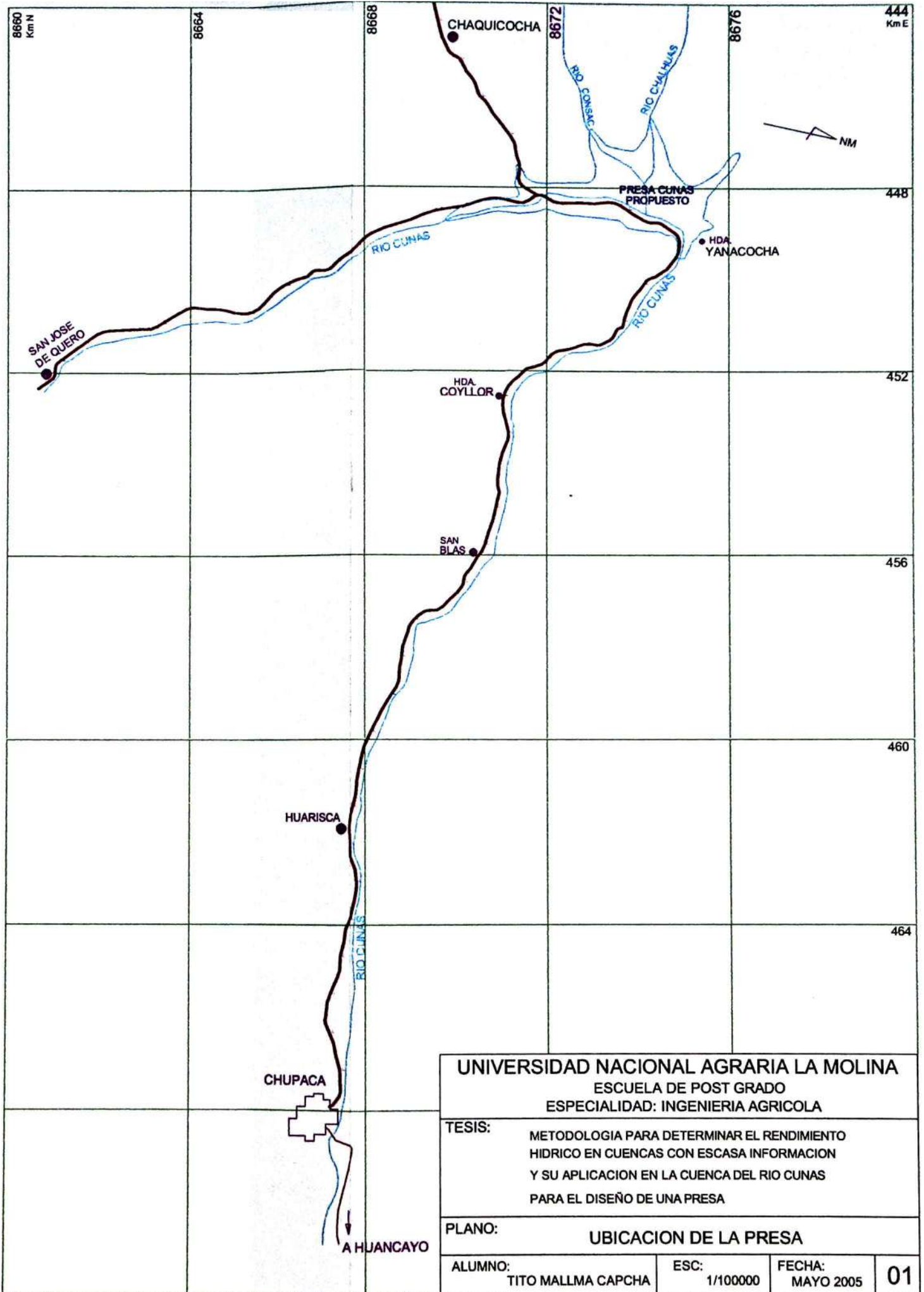
VI. CONCLUSIONES

1. La subcuenca del río Cunas, cuenta con una extensión de 1 550,60 Km² y un perímetro de 214,30 Km., hasta el punto de la boquilla de la presa propuesto y una altitud media de 4 201 m.s.n.m.
2. De acuerdo al coeficiente de compacidad, la subcuenca del Cunas tiene una forma ensanchada con una fuerte tendencia a generar crecientes bruscas y altas y es una subcuenca moderadamente desarrollada.
3. El río Cunas nace de las lagunas Chicchicocha, Nahuincocha, Collpacorral, Yanauyac, Yurajcocha entre otras pequeñas.
4. La precipitación media anual de la subcuenca a la altitud media de 4,201 m.s.n.m. es 890 mm.
5. El caudal mínimo en la zona de Yanacocha es de 3,92 m³ /seg. y el máximo es de 60,92 m³ /seg. .
6. El potencial hídrico anual del río Cunas es de 841 650 000 m³, en el punto de interés.
7. Con el presente trabajo se proyecta irrigar 20 000 Has. de tierras agrícolas que beneficiará a 22 comunidades
8. La necesidad hídrica anual para regar por gravedad las 20 000 has de tierras es de 276 207 000 m³, de los cuales 223 488 000 m³ es cubierto por el caudal del río Cunas sin regular, existiendo un déficit de 52 719 000 m³.
9. La capacidad de almacenamiento del vaso de la presa es 52 719 000 m³.
10. La altura del espejo de agua en la zona de la boquilla es de 34,00 m, con un borde libre de 2,50 m., haciendo una altura total de 36,50 m.
11. Para una altura de espejo de agua de 34,00 m., corresponde un área de espejo de agua de 3,80 Km² y una cota de 3479 m.s.n.m.
12. El volumen de sedimento por arrastre y saltación es de 15,68 m³/día y por suspensión es de 5,85 m³/día, durante la época de avenida.

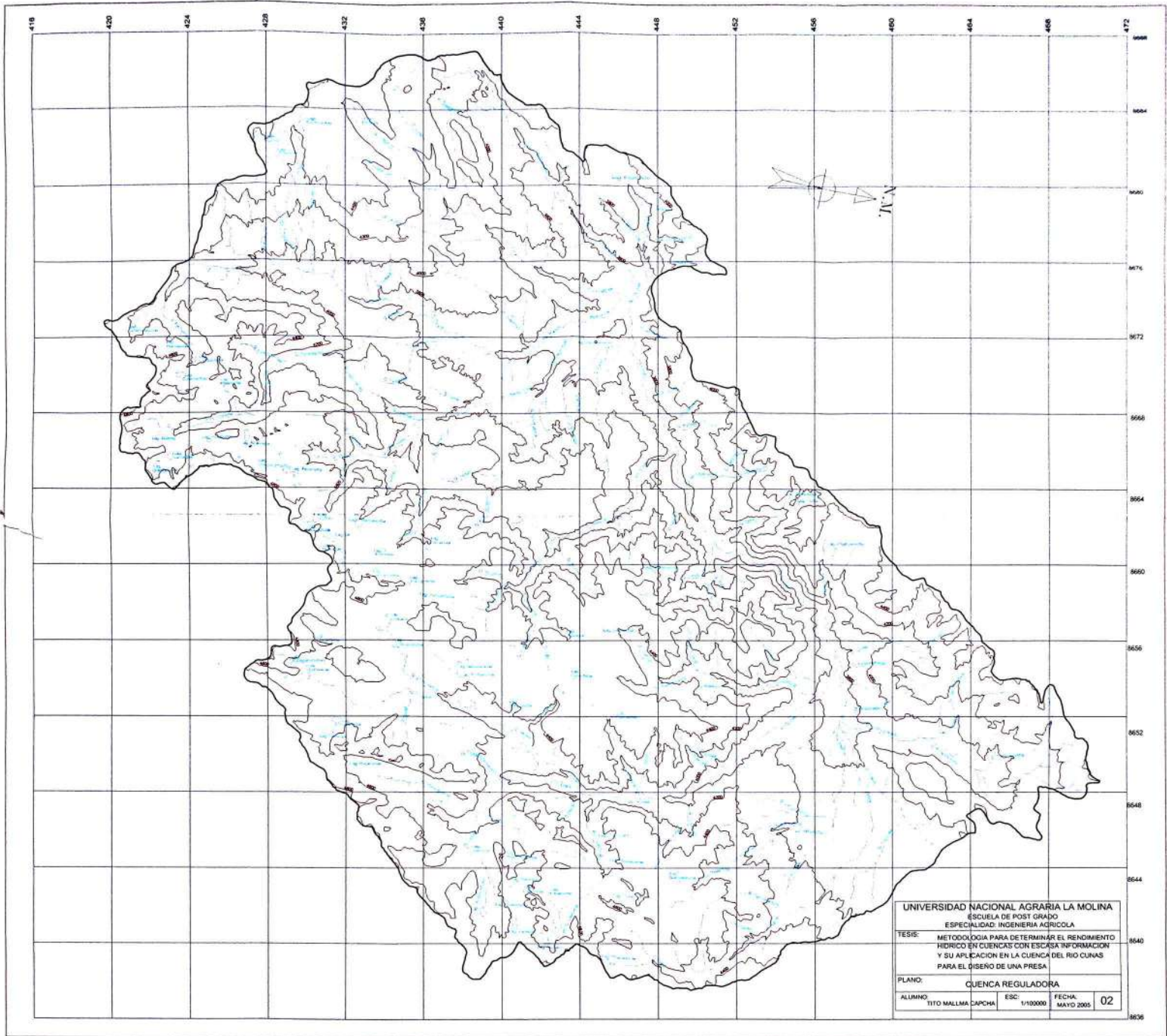
VII. BIBLIOGRAFÍA

1. Bautista, A.; Estabilidad de Taludes; Ed. Universidad Autónoma de Chapingo; México; 1 980.
2. Bureau of Reclamation; Diseño de Pequeñas Presas; Ed. CECSA; México; 1983.
3. Chereque Moran, W.; Hidrología; Ed. PUCP; Lima; 1989.
4. Hallmark Dasel, E.; Pequeñas Presas de Concreto; Ed. Limusa; México; 1 994.
5. Heras, Rafael; Manual de Hidrología; Ed. EH; Madrid; 1 986.
6. Linsley – Kohler - Paulhus; Hidrología para Ingenieros; Ed. Mc Graw-Hill; México; 1 977.
7. Marsal – Resendiz; Presas de Tierra y Enrocado; Ed. Limusa; México 1 990.
8. Molina G., Medardo; Hidrología; Ed. UNALM.; Lima; 1 975.
9. Programa Nacional de Pequeñas y Medianas Irrigaciones; Generación de Caudales Mensuales en la Sierra Peruana; Ed. PNPMI; Lima; 1 980.
10. Rocha – Lescano; Transporte de Sedimento; Ed. UNI; Lima; 1 990.
11. Rosell Calderón, C.; Irrigación Ed. Colegio de Ingenieros del Perú; Lima; 1998.
12. Salazar Roy, L.; Guía para el Estudio de la Evapotranspiración; Ed. PLANMERIS; Lima; 1 979.
13. Torres Herrera, F.; Obras Hidráulicas; Ed. Limusa; México; 1 992.
14. Vasquez Villanueva, A.; Manejo de Cuencas Altoandinas; Ed. UNALM; Lima; 1 997.
15. Vasquez, A. – Chang, L.; El Riego; Ed. UNALM; Lima; 1 992.
16. Villaseñor Contreras, J.; Proyectos de Obras Hidráulicas; Ed. Universidad Autónoma Chapingo; México; 1 978.
17. Voigt Gunther; Manual de Obras de Regadío; Ed. Mundi-Prensa; Madrid; 1994.

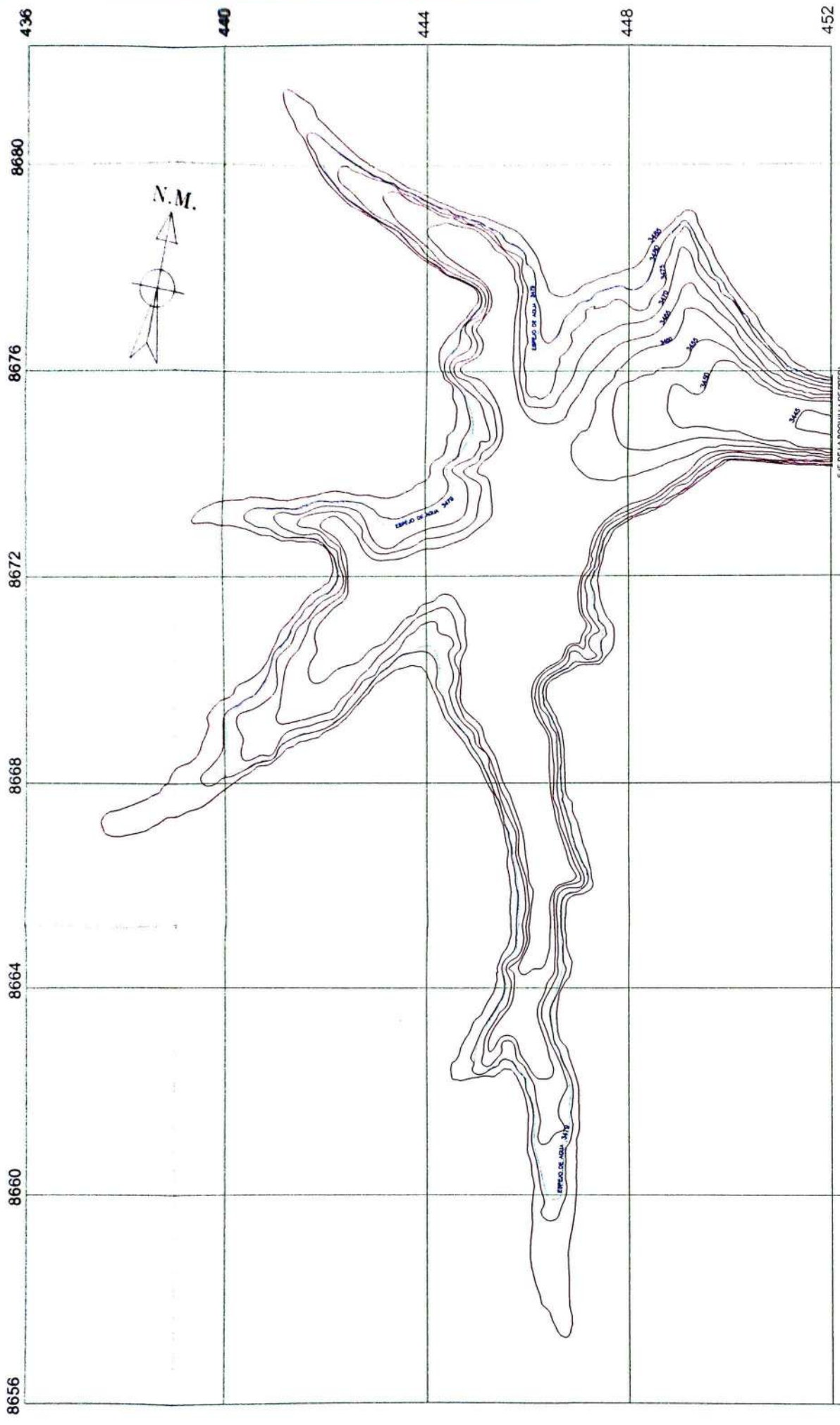
ANEXOS



| | | | |
|---|-------------------------|------------------------------|-----------|
| UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA ESCUELA DE POST GRADO ESPECIALIDAD: INGENIERIA AGRICOLA | | | |
| TESIS: METODOLOGIA PARA DETERMINAR EL RENDIMIENTO HIDRICO EN CUENCAS CON ESCASA INFORMACION Y SU APLICACION EN LA CUENCA DEL RIO CUNAS PARA EL DISEÑO DE UNA PRESA | | | |
| PLANO: | | UBICACION DE LA PRESA | |
| ALUMNO: TITO MALLMA CAPCHA | ESC: 1/100000 | FECHA: MAYO 2005 | 01 |



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
ESCUELA DE POST GRADO
ESPECIALIDAD: INGENIERIA AGRICOLA
TESIS: METODOLOGIA PARA DETERMINAR EL RENDIMIENTO
HIDRICO EN CUENCAS CON ESCASA INFORMACION
Y SU APLICACION EN LA CUENCA DEL RIO CUNAS
PARA EL DISEÑO DE UNA PRESA
PLANO: CUENCA REGULADORA
ALUMNO: TITO MALLMA CAPCHA ESC: 1/100000 FECHA: MAYO 2005 02



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
 ESCUELA DE POST GRADO
 ESPECIALIDAD: INGENIERIA AGRICOLA

TESIS:
 METODOLOGIA PARA DETERMINAR EL RENDIMIENTO
 HIDRICO EN CUENCAS CON ESCASA INFORMACION
 Y SU APLICACION EN LA CUENCA DEL RIO CUNAS
 PARA EL DISEÑO DE UNA PRESA

PLANO: VASO DE LA PRESA

ALUMNO: TITO MALLINA CAPCHA ESC: 160000 FECHA: MAYO 2005 03