



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: “UBICACIÓN Y DISEÑO DE UNA OBRA DE
REGULACIÓN DE CAUDALES SOBRE EL RÍO QUIJOS”**

**AUTOR: MORALES SÁNCHEZ ÁNGEL ALFREDO
TOPÓN GUALLICHICO EDWIN DAVID**

DIRECTOR: PhD. SANDOVAL WASHINGTON

SANGOLQUÍ

2016



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, "**UBICACIÓN Y DISEÑO DE UNA OBRA DE REGULACIÓN DE CAUDALES SOBRE EL RÍO QUIJOS**" realizado por el señor **ÁNGEL ALFREDO MORALES SÁNCHEZ** y el señor **EDWIN DAVID TOPÓN GUALLICHICO**, ha sido revisado en su totalidad, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor **ÁNGEL ALFREDO MORALES SÁNCHEZ** y el señor **EDWIN DAVID TOPÓN GUALLICHICO**, para que lo sustenten públicamente.

Sangolquí, Marzo 2016.

Atentamente,

Ing. Maribel Aldás Vaca Msc.
DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **ÁNGEL ALFREDO MORALES SÁNCHEZ**, con cédula de identidad N°171934686-6, declaro que este trabajo de titulación "**UBICACIÓN Y DISEÑO DE UNA OBRA DE REGULACIÓN DE CAUDALES SOBRE EL RÍO QUIJOS**" ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas. Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolqui, Marzo 2016.

Atentamente,

SR. ÁNGEL ALFREDO MORALES SÁNCHEZ

C.C 171934686-6



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **EDWIN DAVID TOPÓN GUALLICHICO**, con cédula de identidad N°172113396-3, declaro que este trabajo de titulación "**UBICACIÓN Y DISEÑO DE UNA OBRA DE REGULACIÓN DE CAUDALES SOBRE EL RÍO QUIJOS**" ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas. Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, Marzo 2016.

Atentamente,

SR. EDWIN DAVID TOPÓN GUALLICHICO

C.C 172113396-3



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **ÁNGEL ALFREDO MORALES SÁNCHEZ**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución la presente trabajo de titulación "**UBICACIÓN Y DISEÑO DE UNA OBRA DE REGULACIÓN DE CAUDALES SOBRE EL RÍO QUIJOS**" cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, Marzo 2016.

Atentamente,

SR. ÁNGEL ALFREDO MORALES SÁNCHEZ

C.C 171934686-6



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **EDWIN DAVID TOPÓN GUALLICHICO**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución la presente trabajo de titulación "**UBICACIÓN Y DISEÑO DE UNA OBRA DE REGULACIÓN DE CAUDALES SOBRE EL RÍO QUIJOS**" cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, Marzo 2016.

Atentamente,

SR. EDWIN DAVID TOPÓN GUALLICHICO

C.C 172113396-3

DEDICATORIA

A mi madre Nancy Sánchez Gallardo, que con su amor eterno y su apoyo inquebrantable me supo educar como ser humano por sobre todas las cosas y a quien debo mi vida entera, a mi padre Alfredo Morales Tituaña que con su labor diaria supo ofrecer un ejemplo de dedicación y perseverancia, que ha logrado en mí poder divisarme como profesional a carta cabal.

A mis hermanas, Erika y Bárbara, que a pesar de los contrastes generacionales han sabido apoyarme en las adversidades y tolerar mis errores.

A Dios, ser superior que me ha guiado en todo proyecto de vida que he incursionado y hacia quien dejo mi completa energía para seguir compartiendo el conocimiento, que es de todos y para todos.

Angel Alfredo Morales Sánchez

DEDICATORIA

A Dios y La Virgen del Quinche por darme la fortaleza y bendiciones para cumplir mis objetivos.

A mis padres Wilson y Teresa por su infinito amor, apoyo incondicional y por llenarme de buenos deseos y creer siempre en mí.

A mis hermanos Jenny y Santiago por cuidarme, guiarme y dedicar su tiempo para guiarme.

A mis sobrinos Daniel y Annie por llenarme con su inocencia de felicidad e inmensa alegría.

A mis familiares Gustavo y Jessica por complementar a mi familia y brindarles su apoyo y amor a mis hermanos.

A toda mi familia que en los momentos difíciles me brindaron su apoyo.

Edwin David Topón Guallichico

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi madre por entregarme todos los días de su vida para estar conmigo, darme fortaleza y que a pesar de mis desaciertos me ha pulido como piedra preciosa, con tolerancia y su profundo amor. A mi madre, mi amiga, que a dóciles pincelazos me ha dibujado el camino para forjarme como un buen ser humano.

A mi padre por mostrarme como escalar este sendero cuesta arriba llamado labor diaria, donde no existen imposibles; por dejarme sus frases que resuenan en mi vida en cada paso que doy, por enseñarme a disparar a las estrellas para al menos agarrarme de la luna, por mostrarme a ser cada día más responsable, por ser aquel muro firme al que debo subir y tal vez algún día alcanzar para ser mejor.

A mis hermanas que con sus breves sonrisas alegran mi caminar diario, y han sabido llevar este esfuerzo de la mano conmigo, con quienes he jugado, reído y llorado y forman parte vital de mis días.

A toda mi familia que ha sabido apoyarme en este proceso con sus palabras y muchas veces con más que eso. Mi eterno agradecimiento para cada uno de ellos.

A mi novia que ha sabido lograr con su calor humano, la compañía valiosa para resistir cada jornada, a ella que ante mis momentos de declinar ha estado con su apoyo ilimitado y sin dudar. A mis grandes amigos y compañeros de labores, que fueron y que están, por impulsarme y apoyarme sin discutir en ningún momento sobre mi capacidad y entrega para embarcarme en este proceso educativo. A mis maestros, a aquellos que impartieron su conocimiento integral sin ahorrar argumentos necesarios para la vida ético-profesional, y en especial a mi director por la entrega total de su conocimiento y mostrar al ser un ser humano por delante del profesional.

Angel Alfredo Morales Sánchez

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios y La Virgen del Quinche, por concederme salud y bendiciones a mi familia. Brindarme la fortaleza necesaria en las dificultades y la conciencia de humildad en mis momentos de gloria.

A mis padres, por su inmenso sacrificio y dedicación diaria, que me han permitido sobrellevar los problemas y sobre todo por sus enseñaste y consejos que me ayudan a crecer personal y profesionalmente.

A mis hermanos, por estar cada día junto a mí compartiendo mis éxitos y fracasos, entregando su apoyo y amor absoluto.

A mis amigos, con quienes he compartido mi etapa estudiantil y familiar, de ellos sé que tengo su apoyo en los conflictos que se presenten en el transcurso de mi vida profesional y personal.

A mis maestro y tutor Washington Sandoval por su apoyo y dedicación durante mis estudios y sobre todo en la etapa de elaboración de este proyecto.

Edwin David Topón Guallichico

ÍNDICE DE CONTENIDO

| | |
|---|-------|
| CERTIFICACIÓN | i |
| AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD | ii |
| AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD | iii |
| AUTORIZACIÓN..... | iv |
| AUTORIZACIÓN..... | v |
| DEDICATORIA | vi |
| DEDICATORIA | vii |
| AGRADECIMIENTOS..... | viii |
| AGRADECIMIENTOS..... | ix |
| ÍNDICE DE CONTENIDO | x |
| ÍNDICE DE TABLAS | xv |
| ÍNDICE DE FIGURAS..... | xviii |
| RESUMEN..... | xxi |
| ABSTRACT..... | xxii |
| CAPÍTULO 1 | 1 |
| INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1 Antecedentes..... | 1 |
| 1.2 Objetivo General..... | 3 |
| 1.3 Objetivos Específicos..... | 3 |
| 1.4 Justificación del Proyecto | 4 |
| CAPÍTULO 2..... | 5 |
| MARCO TEÓRICO E INFORMACIÓN BASE PARA DISEÑO | 5 |
| 2.1 Descripción de la localización geográfica del proyecto..... | 5 |
| 2.1.1 Situación geográfica..... | 5 |
| 2.1.2 Orografía | 6 |
| 2.1.3 Hidrografía | 7 |

| | | |
|---|---|----|
| 2.1.4 | Geografía Humana y Económica | 8 |
| 2.1.5 | Condiciones Climatológicas | 9 |
| 2.2 | Características de las presas de material suelto | 9 |
| 2.2.1 | Clasificación y tipos de presas | 9 |
| 2.2.2 | Obras complementarias | 25 |
| 2.2.3 | Definición de términos de una presa | 29 |
| 2.2.4 | Cargas que actúan sobre una presa | 31 |
| 2.2.5 | Evaluación del sitio..... | 35 |
| 2.2.6 | Elección del tipo de presa | 39 |
| 2.2.7 | Mecanismos formas de falla en una presa de relleno | 43 |
| 2.3 | Información Hidrológica y Climatológica..... | 45 |
| 2.3.1 | Datos meteorológicos e hidrología fundamental | 46 |
| 2.3.2 | Información hidrológica en el Ecuador | 47 |
| 2.3.3 | Información Meteorológica | 49 |
| 2.4 | Información Cartográfica..... | 51 |
| CAPÍTULO 3..... | | 54 |
| INFORMACIÓN PARA EVALUACIÓN Y DISEÑO..... | | 54 |
| 3.1 | Determinación Físico – Geográfica de la Cuenca del Río Quijos ... | 54 |
| 3.1.1 | Delimitación de la Cuenca..... | 54 |
| 3.1.2 | Línea divisoria | 56 |
| 3.1.3 | Perímetro de la Cuenca | 56 |
| 3.1.4 | Área de drenaje..... | 57 |
| 3.1.5 | Corriente Principal..... | 57 |
| 3.1.6 | Orden de la corriente..... | 58 |
| 3.1.7 | Forma de la cuenca..... | 59 |
| 3.1.8 | Densidad de drenaje | 62 |
| 3.1.9 | Sinuosidad de las corrientes de agua | 63 |
| 3.1.10 | Propiedades de relieve de la cuenca | 64 |
| 3.1.11 | Tabla resumen de resultados..... | 70 |
| 3.1.12 | Tiempos de concentración | 74 |
| 3.2 | Análisis de los datos de Precipitación..... | 75 |
| 3.2.1 | Cálculo de la Precipitación Media | 75 |

| | | |
|--------------------------------|--|-----|
| 3.2.2 | Cálculo de la Precipitación Media Cuenca del río Quijos – Sitio de la presa..... | 78 |
| 3.3 | Cálculo de caudales a partir de datos de precipitación..... | 81 |
| 3.3.1 | Volumen Promedio..... | 82 |
| 3.3.2 | Volumen Escurrido..... | 82 |
| 3.3.3 | Coeficiente de escorrentía..... | 83 |
| 3.3.4 | Módulo específico de escorrentía..... | 83 |
| 3.3.5 | Caudal medio..... | 84 |
| 3.3.6 | Caudal mínimo y ecológico..... | 85 |
| 3.3.7 | Caudal máximos..... | 85 |
| 3.4 | Cálculo de caudales a partir de datos de aforo..... | 87 |
| 3.4.1 | Cuenca del río Quijos en el sitio de presa..... | 89 |
| 3.4.2 | Caudal medio diario, mensual y anual..... | 89 |
| 3.4.3 | Curva diferencial de masas..... | 93 |
| 3.4.4 | Curvas de variación estacional..... | 95 |
| 3.4.5 | Curvas de duración de caudales..... | 97 |
| CAPÍTULO 4 | | 101 |
| DISEÑO DE LA PRESA DE ENROCADO | | 101 |
| 4.1 | Regulación del embalse..... | 101 |
| 4.2 | Volumen útil del embalse..... | 103 |
| 4.3 | Volúmenes actuales y de regulación del embalse..... | 105 |
| 4.4 | Curva cota área volumen..... | 107 |
| 4.5 | Caudales de Diseño..... | 109 |
| 4.5.1 | Hidrograma de crecidas máximas..... | 109 |
| 4.5.2 | Volumen de descarga en el vertedero y el embalse..... | 112 |
| 4.6 | Determinación de las curvas cota caudal..... | 127 |
| 4.7 | Cota de la Corona de la Presa..... | 129 |
| 4.8 | Niveles Característicos del Embalse..... | 130 |
| 4.9 | Caracterización del viento en la cuenca del río Quijos – sitio de la Presa131 | |
| 4.10 | Inclinación de los taludes..... | 136 |

| | | |
|------------------------|--|-----|
| 4.11 | Parámetros de Oleaje..... | 138 |
| 4.11.1 | Velocidad del viento..... | 138 |
| 4.11.2 | Fetch..... | 138 |
| 4.11.3 | Altura de la ola..... | 139 |
| 4.12 | Altura de rodamiento y arrastre de las olas..... | 142 |
| 4.13 | Borde libre de la Presa..... | 143 |
| 4.14 | Altura de la presa..... | 144 |
| 4.15 | Ancho de la Corona de la presa..... | 145 |
| 4.16 | Protección del Talud Aguas Arriba..... | 146 |
| 4.16.1 | Espesor de la pantalla de hormigón..... | 147 |
| 4.16.2 | Reforzamiento de la pantalla de hormigón..... | 149 |
| 4.16.3 | Juntas verticales y horizontales..... | 150 |
| 4.17 | Características del cuerpo de la presa..... | 151 |
| 4.18 | Tamaño del material para el enrocado de la presa..... | 152 |
| 4.18.1 | Características del enrocado..... | 153 |
| 4.19 | Diseño de las características del material del cuerpo de la presa 155 | |
| 4.20 | Estabilidad de la Presa..... | 161 |
| 4.20.1 | Métodos de análisis de estabilidad de taludes..... | 161 |
| 4.20.2 | Módulo SLOPE/W de GEOSTUDIO 2007..... | 162 |
| 4.21 | Sismología..... | 170 |
| 4.21.1 | Terremotos..... | 170 |
| 4.22 | Geología..... | 172 |
| 4.22.1 | Geología del Sitio de Presa..... | 172 |
| CAPÍTULO 5..... | | 175 |
| OBRAS HIDRÁULICAS..... | | 175 |
| 5.1 | Vertedero de excesos..... | 175 |
| 5.1.1 | Vertedero Lateral..... | 175 |
| 5.1.2 | Vertedero Creager..... | 180 |
| 5.2 | Rápida..... | 185 |
| 5.3 | Túnel de desvío..... | 192 |

| | |
|-------------------------------------|-----|
| CAPÍTULO 6..... | 199 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 199 |
| 6.1 Conclusiones..... | 199 |
| 6.2 Recomendaciones..... | 200 |
| REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... | 201 |
| ANEXOS..... | 203 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | | |
|----------|---|-----|
| Tabla 1 | Coordenadas Geográficas Cuenca Río Quijos | 5 |
| Tabla 2 | Esfuerzos usuales en las cimentaciones. | 40 |
| Tabla 3 | Selección de la presa: Características de cada tipo | 42 |
| Tabla 4 | Estaciones climatológicas principales | 49 |
| Tabla 5 | Estaciones meteorológicas de la cuenca en estudio | 50 |
| Tabla 6 | Estaciones meteorológicas de la cuenca en estudio | 60 |
| Tabla 7 | Límites de coeficiente de forma (Kf) | 61 |
| Tabla 8 | Cálculo de la pendiente media de la cuenca del río Quijos..... | 66 |
| Tabla 9 | Continuación cálculo de la pendiente media..... | 67 |
| Tabla 10 | Parámetros morfométricos | 71 |
| Tabla 11 | Continuación Parámetros morfométricos | 71 |
| Tabla 12 | Cálculo pendiente promedio | 73 |
| Tabla 13 | Cálculo densidad de drenaje..... | 73 |
| Tabla 14 | Continuación Cálculo densidad de drenaje..... | 74 |
| Tabla 15 | Tiempo de Concentración de la cuenca del río Quijos..... | 75 |
| Tabla 16 | Coordenadas y Precipitaciones - Estaciones meteorológicas..... | 80 |
| Tabla 17 | Precipitación y volumen | 81 |
| Tabla 18 | Precipitación y volumen | 86 |
| Tabla 19 | Caudales Máximos..... | 87 |
| Tabla 20 | Caudales medios mensuales y anuales | 91 |
| Tabla 21 | Caudales medios mensuales y anuales | 94 |
| Tabla 22 | Variación estacional caudal promedio mensual interanual | 96 |
| Tabla 23 | Duración general de caudales medios diarios | 97 |
| Tabla 24 | Curva de Distribución de Caudales máximos | 99 |
| Tabla 25 | Curva Teórica de Distribución de Caudales máximos..... | 100 |
| Tabla 26 | Caudales medios diarios multianuales..... | 102 |
| Tabla 27 | Volumen acumulado | 103 |
| Tabla 28 | Cota área volumen..... | 108 |
| Tabla 29 | Tabulado de Hidrogramas $T_r= 10000$ años | 110 |
| Tabla 30 | Continuación Tabla 29 | 110 |
| Tabla 31 | Tabulado de Hidrogramas $T_r= 1000$ años | 111 |
| Tabla 32 | Volumen de descarga $T_r= 10.000$ años | 113 |
| Tabla 33 | Cota vs Volumen..... | 114 |
| Tabla 34 | Cálculo del ancho del vertedero para $T_r = 10\ 000$ años | 116 |
| Tabla 35 | Cálculo del Volumen del Embalse y Caudal del Vertedero | 118 |
| Tabla 36 | Cálculo del Volumen del Embalse y Caudal del Vertedero | 119 |
| Tabla 37 | Cálculo del Volumen del Embalse y Caudal del Vertedero | 120 |
| Tabla 38 | Cálculo del Volumen del Embalse y Caudal del Vertedero | 121 |
| Tabla 39 | Cálculo del Volumen del Embalse y Caudal del Vertedero | 122 |
| Tabla 40 | Cálculo del Volumen del Embalse y Caudal del Vertedero | 123 |
| Tabla 41 | Cálculo del Caudal de Diseño | 126 |

| | | |
|----------|---|-----|
| Tabla 42 | Cota del cauce aguas arriba | 128 |
| Tabla 43 | Cota del cauce aguas abajo..... | 128 |
| Tabla 44 | Velocidad del viento meda mensual (m/s) | 132 |
| Tabla 45 | Continuación Tabla 44 | 133 |
| Tabla 46 | Escala de intensidad del viento según su velocidad de Beaufort..... | 133 |
| Tabla 47 | Continuación Tabla 46 | 134 |
| Tabla 48 | Variación de velocidad con la altura | 135 |
| Tabla 49 | Talud de los Espaldones – Bureau of Reclamation | 136 |
| Tabla 50 | Talud de los Espaldones – Rasskazov | 137 |
| Tabla 51 | Talud de los Espaldones – Nedrigi y Garbovsky..... | 137 |
| Tabla 52 | Inclinación de Taludes presa del Río Quijos – sitio de la presa . | 138 |
| Tabla 53 | Velocidad del viento | 138 |
| Tabla 54 | Resultados de parámetros de la ola | 141 |
| Tabla 55 | Resultados conseguidos a partir de la Figura 69..... | 142 |
| Tabla 56 | Resultados de altura de rodamiento y arrastre de la ola..... | 143 |
| Tabla 57 | Deducciones de borde libre | 144 |
| Tabla 58 | Altura final de la presa | 144 |
| Tabla 59 | Ancho mínimo de la corona | 145 |
| Tabla 60 | Resultados de ancho de la Corona..... | 146 |
| Tabla 61 | Dimensionamiento de pantalla de hormigón | 148 |
| Tabla 62 | Granulometría Zona A..... | 157 |
| Tabla 63 | Diámetro mínimo y máximo del porcentaje parcial Pi | 157 |
| Tabla 64 | Características del material..... | 157 |
| Tabla 65 | Granulometría Zona B..... | 158 |
| Tabla 66 | Diámetro mínimo y máximo del porcentaje parcial Pi | 158 |
| Tabla 67 | Características del material..... | 158 |
| Tabla 68 | Granulometría Zona C | 159 |
| Tabla 69 | Diámetro mínimo y máximo del porcentaje parcial Pi | 159 |
| Tabla 70 | Características del material..... | 159 |
| Tabla 71 | Factor de Seguridad Método Estático y Pseudoestático..... | 167 |
| Tabla 72 | Valores de Períodos..... | 171 |
| Tabla 73 | Variedad de unidades rocosas..... | 173 |
| Tabla 74 | Velocidad y resistividad de las unidades rocosa | 174 |
| Tabla 75 | Niveles y Caudales de Diseño | 175 |
| Tabla 76 | Ancho Vertedero | 176 |
| Tabla 77 | Niveles y Caudales de Diseño | 180 |
| Tabla 78 | Ancho Vertedero | 181 |
| Tabla 79 | Coordenadas Vertedero..... | 181 |
| Tabla 80 | Coordenadas Lámina de agua..... | 182 |
| Tabla 81 | | 184 |
| Tabla 82 | | 184 |
| Tabla 83 | | 187 |
| Tabla 84 | | 188 |
| Tabla 85 | | 189 |

| | |
|----------------|-----|
| Tabla 86 | 191 |
| Tabla 87 | 193 |
| Tabla 88 | 194 |
| Tabla 89 | 195 |
| Tabla 90 | 196 |
| Tabla 91 | 197 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1. Demarcaciones Hidrográficas Ecuador..... | 1 |
| Figura 2. Leyenda Demarcaciones Hidrográficas | 2 |
| Figura 3. Cuenca del río Quijos | 6 |
| Figura 4. Rellenos de tierra y enrocado en la construcción de presas..... | 12 |
| Figura 5 Presas de relleno de tierra..... | 13 |
| Figura 6 Presas de relleno de tierra – enrocado..... | 13 |
| Figura 7 Filtraciones a través de una presa completamente homogénea... | 15 |
| Figura 8 Filtraciones a través de una presa homogénea modificada | 16 |
| Figura 9 Hidroeléctrica Mazar | 18 |
| Figura 10 Variantes de presas de enrocado | 19 |
| Figura 11 Perfil de una presa a gravedad..... | 20 |
| Figura 12 Perfil de una presa de contrafuertes | 21 |
| Figura 13 Perfil de una presa de arco y doble arco | 22 |
| Figura 14 Variantes de presas de Hormigón | 23 |
| Figura 15 Esquema típico de presas de acuerdo a su concepción hidráulica | 25 |
| Figura 16. Vertedero embalse Daule - Peripa..... | 27 |
| Figura 17 Canal de control central Hidroeléctrica Calope..... | 27 |
| Figura 18 Rastrillos y control de infiltración inferior..... | 28 |
| Figura 19 Definiciones de elementos de una presa de relleno | 31 |
| Figura 20 Definiciones de elementos de una presa de relleno | 32 |
| Figura 21 Esquema de las fuerzas internas del cuerpo de la presa de materiales sueltos | 33 |
| Figura 22 Etapas para apreciar el sitio de la presa y desarrollo del proyecto | 36 |
| Figura 23 Ejemplos ilustrativos de presa con relación al perfil del valle | 41 |
| Figura 24 Mecanismos y modos de falla de rellenos | 44 |
| Figura 25 Mecanismos y modos de falla de los taludes..... | 45 |
| Figura 26 Información hidrológica necesaria para proyectos de recursos hídricos | 48 |
| Figura 27 Ubicación de estaciones meteorológicas..... | 50 |
| Figura 28 Índice de Cartas Topográficas del Ecuador Continental..... | 51 |
| Figura 29 Cartas topográficas del Río Quijos | 52 |
| Figura 30 Aerofotogrametría cuenca Quijos AJ Bombón..... | 53 |
| Figura 31 Perímetro real y medido de la cuenca | 55 |
| Figura 32 Delimitación de la cuenca del Río Quijos..... | 56 |
| Figura 33 Área y Perímetro de la cuenca del Río Quijos | 57 |
| Figura 34 Clasificación de Horton..... | 58 |
| Figura 35 Clasificación de Schumm..... | 59 |
| Figura 36 Densidad de drenaje de acuerdo a las bifurcaciones de los afluentes | 62 |

| | |
|---|-----|
| Figura 37 Sinuosidad de las corrientes de agua | 63 |
| Figura 38 Cuadrícula sobre la cuenca hidrográfica | 65 |
| Figura 39 Línea de apoyo para el cálculo de la pendiente | 65 |
| Figura 40 Esquema Pendiente Promedio | 68 |
| Figura 41 Método de Thiessen | 77 |
| Figura 42 Método de las Isoyetas | 78 |
| Figura 43 Método de Thiessen cuenca Quijos, sitio de presa | 80 |
| Figura 44 Diagrama de barras caudales medios anuales | 93 |
| Figura 45 Curva diferencial de masas | 95 |
| Figura 46 Curva de variación estacional 1972 -2014 | 96 |
| Figura 47 Curvas de duración 1972 -2014 | 98 |
| Figura 48 Curva de duración de caudales máximos | 100 |
| Figura 49 Hidrograma de entrada embalse sitio de presa | 102 |
| Figura 50 Diagrama de Rippl. (Datos 1972 a 2014) | 104 |
| Figura 51 Diagrama de Conti Varlet | 106 |
| Figura 52 Curva cota área volumen | 109 |
| Figura 53 Hidrograma de crecidas máximas $Tr= 10000$ años | 111 |
| Figura 54 Hidrograma de crecidas máximas $Tr= 1000$ años | 112 |
| Figura 55 Curva Volumen del Embalse vs Cota – $Tr = 10.000$ años | 115 |
| Figura 56 Curva Volumen del embalse vs Caudal para $Tr = 10\ 000$ años | 118 |
| Figura 57 Curva Volumen del embalse vs Caudal para $Tr = 10\ 000$ años | 119 |
| Figura 58 Curva Volumen del embalse vs Caudal para $Tr = 10\ 000$ años | 120 |
| Figura 59 Curva Volumen del embalse vs Caudal para $Tr = 10\ 000$ años | 121 |
| Figura 60 Curva Volumen del embalse vs Caudal para $Tr = 10\ 000$ años | 122 |
| Figura 61 Curva Volumen del embalse vs Caudal para $Tr = 10\ 000$ años | 123 |
| Figura 62 Curva Volumen del embalse vs Caudal | 124 |
| Figura 63 Curva Hidrograma de Entrada y de Salida | 127 |
| Figura 64 Curva Caudal del cauce vs Cota para $Tr=1.000$ años | 127 |
| Figura 65 Curva Caudal del cauce vs Cota para $Tr=1.000$ años | 128 |
| Figura 66 Implantación presa – pre dimensionamiento | 130 |
| Figura 67 Velocidad del Viento | 132 |
| Figura 68 Parámetros de la ola | 139 |
| Figura 69 Porcentaje de incidencia de la ola a partir del valor de las abscisas | 141 |
| Figura 70 Disposición de armadura de reforzamiento | 150 |
| Figura 71 Disposición de juntas | 150 |
| Figura 72 Curva granulométrica de gravas para espaldones | 152 |
| Figura 73 Curva granulométrica Zona A | 153 |
| Figura 74 Curva granulométrica Zona B | 154 |
| Figura 75 Curva granulométrica Zona C | 154 |
| Figura 76 Enrocado del cuerpo de la presa | 155 |
| Figura 77 Gráfico para la determinación del Peso volumétrico máximo ... | 160 |
| Figura 78 Análisis módulo SLOPE/W | 163 |
| Figura 79 Modelo de Análisis – Morgenstern - Price | 163 |

| | |
|---|-----|
| Figura 80 Ingreso de materiales | 164 |
| Figura 81 Características del material de la pantalla de hormigón | 164 |
| Figura 82 Características del material de la zona A de la presa | 165 |
| Figura 83 Ingreso de Carga Sísmica | 166 |
| Figura 84 Estabilidad Talud Aguas Abajo Condición N11 | 168 |
| Figura 85 Estabilidad Talud Aguas Abajo Condición N21 | 168 |
| Figura 86 Estabilidad Talud Aguas Abajo Condición A21 | 168 |
| Figura 87 Estabilidad Talud Aguas Arriba Condición A21 | 169 |
| Figura 88 Estabilidad Talud Aguas Arriba Condición A22 | 169 |
| Figura 89 Estabilidad Talud Aguas Arriba Condición E21 | 169 |
| Figura 90 Esquema General vertedero lateral (*) | 178 |
| Figura 91 Corte A-A vertedero lateral | 179 |
| Figura 92 Vertedero Creager y Superficie Libre..... | 183 |
| Figura 93 Esquema General vertedero Creager | 185 |
| Figura 94 Tirante Crítico | 186 |
| Figura 95 Tirante Normal | 186 |
| Figura 96 Curva de Remanso | 187 |
| Figura 97 Canal Rectangular – Rápida..... | 190 |
| Figura 98 Deflector tipo Esquí..... | 192 |
| Figura 99 Curva Caudal Cota – Entrada Túnel..... | 193 |
| Figura 100 Curva Caudal Cota - Salida Túnel | 194 |
| Figura 101 Curvas de Caudal y Velocidad de Canales Tipo Baúl..... | 196 |
| Figura 102 Túnel Tipo Baúl..... | 198 |

RESUMEN

El río Quijos está ubicado en la vertiente atlántica de los Andes Ecuatorianos, al norte de la Región Oriental, zona que corresponde al clima de selva tropical, donde las precipitaciones en las temporadas de lluvias son relativamente abundantes. Por ello, a lo largo del río Quijos, cerca de la población de El Chaco, se diseña a nivel de pre-factibilidad una estructura de control, presa de escollera, que regule los caudales que se proveen aguas abajo al proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair. Para el diseño de la presa, se considera el aprovechamiento del recurso de la cuenca hidrográfica que ocupa un área de 1729,6 Km², donde se ha determinado el aporte hídrico para la previsión de crecidas según intervalos prefijados de años de recurrencia y demás estimaciones de las características hidrológicas. Los diseños desarrollados se realizaron en base a las conclusiones de los estudios de inventario del extinguido Instituto Ecuatoriano de Electrificación (INECEL) y demás informes que constan en las referencias efectuadas para el aprovechamiento en estudio. Información que fue actualizada a la luz de mayor información obtenida en los años transcurridos posteriormente. Finalmente se determinó una alternativa de aprovechamiento del recurso hidráulico en base a una presa de escollera con pantalla de hormigón formando un embalse regulado mediante un vertedero libre tipo Creager, que descarga sus aguas mediante una rápida de excesos conjuntamente con un deflector tipo esquí; y un túnel de desvío tipo baúl establecido para llevar a cabo las etapas de construcción; dando una solución técnica y ecológicamente más adecuada para el sector.

PALABRAS CLAVE:

- **PRESA DE ESCOLLERA**
- **CUENCA HIDROGRÁFICA**
- **EMBALSE**
- **VERTEDERO CREAGER**

ABSTRACT

The Quijos river is located on the Atlantic side of the Ecuadorian Andes, north of the eastern region, this area corresponding to the climate of tropical forest, where rainfall in the rainy seasons are relatively abundant. Therefore, along the Quijos River near the town of El Chaco, it is designed to level pre-feasibility control structure, rockfill dam, which regulates the flows water are provided below the hydroelectric project Coca Codo Sinclair. For the design of the dam, it is considered the use of the resource of the hydrographic watershed occupies an area of 1,729.6 km², which has determined the water supply for flood forecasting as preset years of recurrence and other estimates of the intervals hydrological characteristics. Developed designs were made based on the findings of studies extinct inventory Ecuadorian Electrification Institute (INECEL) and other reports contained in the references made for use in the study. Information that was updated in the light of further information obtained in the years thereafter. Finally an alternative water resource utilization was determined based on a rockfill dam with concrete screen forming a reservoir regulated by a Creager weir type, which discharges its waters by rapid excesses in conjunction with a ski deflector; and diversion tunnel type trunk established to carry out the construction stages; giving a technically and environmentally most appropriate solution for the sector.

KEYWORDS:

- **ROCKFILL DAM**
- **HYDROGRAPHIC WATERSHED**
- **RESERVOIR**
- **CREAGER WEIR**

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

El presente estudio tiene por fin proporcionar los elementos hidrotécnicos requeridos para la estimación de la pre-factibilidad del proyecto de presa ubicado en la población de El Chaco en la provincia del Napo, que formará parte del desarrollo en cascada de la cuenca del río Quijos y Coca, y de su principal aprovechamiento: el Proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair de 1.500 MW, actualmente en construcción, y cuya operación iniciará en abril de 2016.

El aprovechamiento de las aguas de la cuenca del río Quijos es particularmente interesante debido a su posición con respecto a su demarcación hidrográfica dentro del Ecuador, la cual se establece en Napo, con sede en Pto. Francisco de Orellana (El Coca), ver Figura 1, y que forma parte de la cuenca donde se ubica la obra de captación del proyecto antes mencionado.



Figura 1. Demarcaciones Hidrográficas Ecuador

Fuente: (SENAGUA, 2015)

| DEMARCACIÓN HIDROGRÁFICA (D.H.) | SEDE DE LA DEMARCACIÓN HIDROGRÁFICA | ZONAS DE GESTIÓN HÍDRICA (Z.G.H.) | CENTRO DE ATENCIÓN AL CIUDADANO (C.A.C.) |
|------------------------------------|-------------------------------------|---|---|
| MIRA | IBARRA | IBARRA TULCÁN | IBARRA TULCÁN |
| ESMERALDAS | QUITO* | ESMERALDAS SAN LORENZO SANTO DOMINGO QUITO | ESMERALDAS SAN LORENZO SANTO DOMINGO QUITO |
| MANABÍ | PORTOVIEJO | PEDERNALES CHONE PORTOVIEJO JIPIJAPA | PEDERNALES CHONE PORTOVIEJO JIPIJAPA |
| GUAYAS | GUAYAQUIL | ALAUZÍ CAÑAR GUARANDA QUEVEDO GUAYAQUIL SANTA ELENA SANTA CRUZ SAN CRISTÓBAL | ALAUZÍ CAÑAR GUARANDA QUEVEDO GUAYAQUIL SANTA ELENA SANTA CRUZ SAN CRISTÓBAL |
| JUBONES | MACHALA | URDANETA-OÑA SANTA ISABEL NARANJAL MACHALA | URDANETA-OÑA SANTA ISABEL NARANJAL MACHALA |
| PUYANGO-CATAMAYO | LOJA * | CATAMAYO ZARUMA ALAMOR | CATAMAYO ZARUMA ALAMOR |
| PASTAZA | RIOBAMBA | LATACUNGA PUYO AMBATO RIOBAMBA | LATACUNGA PUYO AMBATO RIOBAMBA |
| NAPO | PTO. FCO. DE ORELLANA (EL COCA) | TENA PTO. FCO. DE ORELLANA (EL COCA) NUEVA LOJA | TENA PTO. FCO. DE ORELLANA (EL COCA) NUEVA LOJA |
| SANTIAGO | CUENCA | CUENCA ZAMORA LOJA MACAS | CUENCA ZAMORA LOJA MACAS |

Figura 2. Leyenda Demarcaciones Hidrográficas

Fuente: (SENAGUA, 2015)

Con el fin de aprovechar estas cuencas se desarrolla el Proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair que contempla la utilización de las aguas reguladas por medio de embalses aguas arriba construidos para la optimización de la Central Hidroeléctrica según (Cocasinclair EP., 2011).

La información hidrológica data desde 1949 y recopilada por (INECEL, 1978) la misma que poco a poco se ha mejorado en cuanto a continuidad y calidad, a partir de estos se tiene una base para correlacionar los caudales medios mensuales y realizar el análisis de crecidas.

La disponibilidad de los datos sedimentométricos se obtienen de los estudios que posee actualmente del proyecto (Cocasinclair EP., 2011) y de los estudios de factibilidad de (INECEL, 1992).

Se dispone de Cartografía 1:5000 provenientes de restitución aerofotogramétrica realizada por el Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuicultura y Pesca; Proyecto Sistema Nacional de Información y Gestión de Tierras Rurales e Infraestructura Tecnológica - SIGTIERRAS, con curvas de nivel equidistantes cada 5m (SIGTIERRAS, 2015).

La Geología Regional se la tiene definida con las características geomorfológicas (presencia de deslizamientos, terrazas, aluviales, etc.), tectónicas (fallas geológicas, presencia del Volcán Reventador, lahares) (INECEL, 1992).

1.2 Objetivo General

- Determinar sobre el Río Quijos la ubicación de una presa de regulación de caudales que aporte a la operación del Proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair y diseñar a nivel de pre-factibilidad las obras hidráulicas relacionadas con esta estructura de control.

1.3 Objetivos Específicos

- Analizar y determinar las posibles secciones de ubicación de las presas de regulación de caudales para beneficio del proyecto Coca Codo Sinclair.
- Mediante el estudio y análisis Hidrológico de la Cuenca del río Quijos establecer los posibles aportes de caudales regulados.
- Analizar las dimensiones del embalse y su relación con las alturas de las presas en base a los aportes hídricos y de sólidos de la cuenca.

- Determinar la presa más adecuada y diseñarla a nivel de pre-factibilidad cumpliendo con todos los requisitos de seguridad, regulación de caudales y control de sólidos.

1.4 Justificación del Proyecto

En los últimos años el Ecuador ha tenido un desarrollo significativo en cuanto a generación de energías renovables, por lo cual es necesario que los proyectos que al presente se encuentran en construcción, operen de la manera más eficiente; por ello y de conformidad a esta necesidad, para el Proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair, el cual es actualmente el más grande en el país a nivel de generación de energía hidroeléctrica, se propone analizar la viabilidad de incluir embalses aguas arriba de la obra de toma, las cuales ayudarán a regular los caudales tanto del río Quijos como del Salado, así como contribuir con el estudio para el control de sedimentos.

Debido al esquema de Central de Pasada, y considerando las características de la hidrología de la cuenca registrada especialmente en el verano, la regulación de caudales toma relevancia, mientras que en el invierno los embalses permitirían un mejor manejo de caudales de crecidas.

En este contexto, el presente trabajo presentará una alternativa de ubicación y diseño de las diferentes obras de regulación de caudales y control de sedimentos que permitan lograr los objetivos antes mencionados, no solo repercutirá en un mejor manejo de la obra de captación, sino que se reflejará en un incremento de la energía generada anualmente por el proyecto hidroeléctrico Coca Codo Sinclair (PH CCS).

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO E INFORMACIÓN BASE PARA DISEÑO

2.1 Descripción de la localización geográfica del proyecto

2.1.1 Situación geográfica

El Proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair (PH CCS) comprende el estudio y aprovechamiento energético de los recursos que ofrece la cuenca del Río Coca en sus partes alta y media.

La zona que comprende este estudio está localizada al norte de la Región Oriental del Ecuador, accesible desde Quito (capital), por la carretera Quito – Lago Agrio. Casi en su totalidad, el área del Proyecto CCS se encuentra dentro del Cantón El Chaco perteneciente a la Provincia de Napo.

La superficie de la cuenca del río Quijos es de aproximadamente 1729,2 km², Figura 3 y es sensiblemente cuadrática con una prolongación por el norte hacia el sector de la Cascada de San Rafael y el sector denominado Codo Sinclair; tiene sus coordenadas en los vértices a puntos extremos con las siguientes coordenadas. (INECEL, 1978).

En base a la localización geográfica mencionada:

Tabla 1

Coordenadas Geográficas Cuenca Río Quijos

| PUNTO CARDINAL | LONGITUD | LATITUD |
|----------------|------------|-----------|
| SUR - OESTE | 78° 15' W. | 0° 24' S. |
| SUR - ESTE | 77° 58' W. | 0° 44' S. |
| NOR - OESTE | 77° 57' W. | 0° 09' N. |
| NOR - ESTE | 77° 25' W. | 0° 08' S. |

EL centro geográfico del área en estudio se halla situado ligeramente al occidente de la parroquia EL Chaco, a 75 km en línea recta desde Quito. El Chaco cuenta actualmente con la mayor población de la zona, la cual apoya con las diversas investigaciones y trabajos de campo.

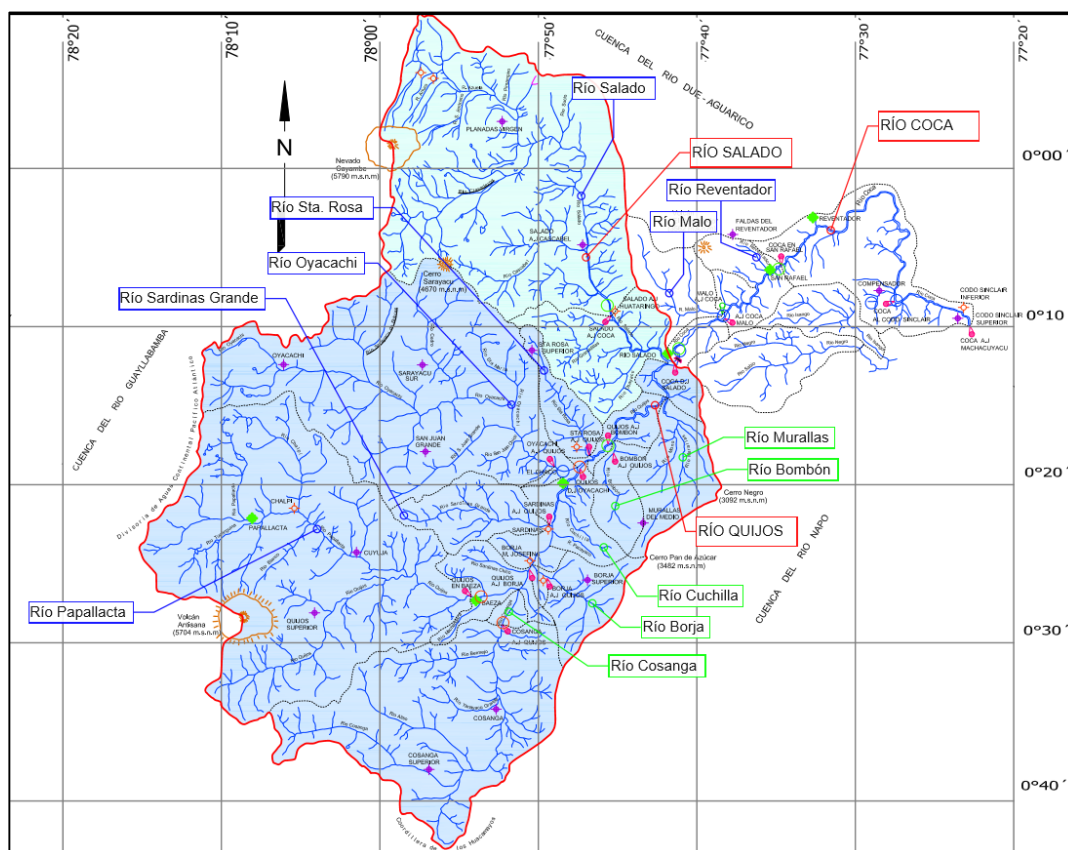


Figura 3. Cuenca del río Quijos

Fuente: (Cocasinclair EP., 2014)

2.1.2 Orografía

La cuenca del Proyecto CCS está enmarcada por grandes cordilleras que la bordean por sus cuatro lados: por el occidente la Cordillera Central de los Andes; por el oriente la Cordillera de Guagraurco; por el sur el nudo o Cordillera de Guacamayos y por el norte el nudo o Cordillera del Dué y el Volcán Reventador a cuyo pie se rompe la cadena montañosa para dar curso libre al Río Coca hacia la llanura amazónica.

En la cordillera Central de los Andes se encuentran las siguientes grandes elevaciones: Nevado Antisana con 5.704 m de altura; páramos de Guamaní con alturas de 4.500 m por uno de estos cuellos pasa la carretera Quito-Baeza a 4.100 m, cerros Puntas y Saraurco además del Nevado Cayambe con 5.790 m de altitud.

La cordillera de Guagraurco presenta dos grandes elevaciones: el Guagraurco y Cerro Negro con alturas del orden de los 3.800m.

En el sur tenemos el cerro Guacamayo de 3.200 m, el paso de la carretera Baeza – Tena en los 2.400m. Típicas intromisiones orográficas en el Valle del Río Quijos, el cierre norte de la cuenca o Cordillera del Dué con el Volcán Reventador a una elevación de 3.485 m; el cerro Pan de Azúcar, entre el Río Quijos y su tributario Murallas; el cerro de Paradalarca, frente a Baeza y otros igualmente significativos. Esta conformación orográfica origina el Valle de Quijos que en ocasiones es estrecho y profundo como en su curso alto desde su nacimiento al este del Antisana hasta las proximidades de Baeza (1.900 m), y en otras se amplía permitiendo el asentamiento de poblaciones y cultivos como en la zona de Borja y El Chaco (1.700m).

Merece especial mención el Volcán Reventador que actualmente se encuentra activo, su característica emisión de ceniza volcánica ha afectado inclusive a Quito, este efecto es debido principalmente a la dirección de los vientos.

2.1.3 Hidrografía

El principal eje fluvial de la zona es el Río Quijos que al entrar en confluencia con el Río Salado toma el nombre de Río Coca. El Río Quijos forma parte del sistema del Río Amazonas y del Subsistema del Río Napo. Toda el área del proyecto está localizada en la vertiente Atlántica de los Andes Ecuatorianos. El Río Quijos tiene su origen en los páramos del sur del Antisana para después circular por el pie del flanco oriental del nevado. Su

curso lleva la orientación SW-NE y en él se reciben las aportaciones hídricas provenientes de las altas cordilleras que encierran la cuenca.

Sus principales tributarios en la margen izquierda por orden de confluencia son: Río de Pizarro, Papallacta, Sardinias Grande, Oyacachi, Santa Rosa, Salado, Malo y Reventador. Por el margen derecho: Tzunuco, Guagrayacu, Cosanga, Borja, Cauchillo, Bombón, Murallas, Rivadeneyra. De acuerdo a los caudales aportados, el orden es: Salado, Oyacachi, Cosanga, Papallacta, Borja, Sardinias Grande, Murallas, Malo y Santa Rosa, ver Figura 3.

Al entrar en confluencia los Ríos Quijos y Salado, el río toma el nombre de Coca. Se ha diferenciado al tramo desde la confluencia hasta el Río Dashino como "Alto Coca", siendo este tramo el que concentra mayor potencial de energía a desarrollarse.

2.1.4 Geografía Humana y Económica

De los Cantones que se ven involucrados por el proyecto es importante resaltar al Cantón El Chaco, perteneciente a la Provincia de Napo, se encuentra ubicado al noroccidente de la Provincia de Napo, este cantón cuenta con 7.960 habitantes en una superficie de 3.473 km³, entre sus parroquias tenemos: Gonzalo Díaz de Pineda, Linares, Santa Rosa, Oyacachi, Sardinias y El Chaco, su cabecera cantonal El Chaco. En 1984 se conformó el comité pro cantonización, para después el 6 de diciembre de 1985 el Consejo Municipal del Cantón Quijos concluya la creación del Cantón El Chaco. Mediante decreto Legislativo No 094 del 26 de abril de 1988 para luego ser publicado en el Registro Oficial No 943 del 26 de mayo se establece la creación del Cantón EL Chaco.

Los habitantes de este Cantón son colonos de diferentes lugares del país, debido a las bondades del clima, la actividad agropecuaria prima en este cantón, siendo entre sus productos leche, truchas y hongos ostra. Además de actividades agropecuarias en el cantón se desarrollan actividades turísticas, se pueden conocer los siguientes lugares: Centro Recreativo Termal de

Oyacachi, Cueva de los Tayos, Cascada San Rafael, Cascada del Río Malo, y Río Oyacachi, siendo estos últimos tres lugares, sitios de influencia del proyecto en estudio.

2.1.5 Condiciones Climatológicas

El Cantón el Chaco de acuerdo al Mapa de Tipo de Climas de la Provincia del Napo del Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca del Ecuador, establece que se encuentra dentro del tipo de clima Tropical Mega térmico Húmedo, además de acuerdo al Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, el cantón El Chaco presenta un Índice Hídrico B3 – Húmedo, Variación Estacional de la Humedad r – Nulo o Pequeño Déficit Hídrico y un Régimen Térmico B'3 Templado Cálido. Presenta precipitaciones que van desde 2000 mm hasta 3000 mm con temperaturas que van desde bajo cero en la región del páramo lluvioso y muy lluvioso que se localiza sobre los 3.800 m.s.n.m (Oyacachi) hasta los 14 a 16 grados centígrados entre los 1.600 y los 2.800 m.s.n.m.

2.2 Características de las presas de material suelto

2.2.1 Clasificación y tipos de presas

Se entiende por presa a una estructura hidráulica fabricada con hormigón o materiales sueltos, las presas más comunes en hormigón son las de gravedad, de bóveda y de contrafuertes. Las presas de materiales sueltos pueden ser de piedra o de tierra, pudiendo también construirse presas mixtas como por ejemplo de gravedad y de piedra logrando así mayor estabilidad, habitualmente se construyen este tipo de estructuras en un desfiladero sobre un río o arroyo con el fin de crear un almacenamiento de agua, estructura de contención, aprovechamiento en el riego, abastecimiento de agua, regulación de caudales. La elección de la presa más adecuada se determina mediante estudios ingenieriles y consideraciones económicas según (Bureau of Reclamation, 1970).

La bibliografía presenta numerosos tipos de presas, pero, habiendo concluido que las presas son obras hidráulicas, la clasificación responde a las funciones expuestas en el párrafo anterior. Según (Bureau of Reclamation, 1970)

- De acuerdo al uso
- De acuerdo a los materiales empleados para su construcción
- De acuerdo a su concepción hidráulica

De acuerdo al uso

A partir de esta clasificación se las puede categorizar de acuerdo a la función para la cual serán destinadas:

Presas de embalse

Definida como de embalse ya que son construidas para acumular agua durante etapas de abundancia y aprovechar este almacenamiento en ciclos de sequía o de escasez. Los periodos en los cuales es almacenada el agua pueden ser estacionales, anuales o hiperanuales.

Por el uso que se vaya a dar al agua embalsada, estas presas pueden clasificarse como: de abastecimiento, recreación, fauna y pesca, obtención de energía hidroeléctrica, riego, etc.

Presas de retención

Tienen como función la regulación de crecidas y el controlar las consecuencias de las avenidas, a partir de estas funciones se puede especificar dos tipos:

Embalse del agua temporalmente para luego desembalsar esta agua por desagües, para esta situación se debe considerar que la cantidad embalsada no sea mayor que la del canal aguas abajo.

Almacenamiento del agua por periodos máximos posibles, para conseguir que el agua se filtre por bancos permeables o estratos de grava, se denominan

a estas estructuras presas de riego por inmersión ya que su objetivo es aumentar el nivel freático.

En esta clasificación también se consideran las presas de retención que tienen el fin de impedir el paso de sedimentos o acarreos producto de crecidas y avenidas.

Presas de derivación

Las presas de derivación son construidas para sistemas de riego, trasvases de agua, que sirven de uso industrial o municipal, se logra aprovechar el agua con este fin al crear una altura de carga, con lo cual se consigue trasladar el agua por acequias, canales u otro sistema de transporte y riego.

De acuerdo a los materiales empleados para su construcción

Según (P. Novak, 2007) clasifica las presas en dos grupos en términos del material principal empleado para su construcción.

Presas de Materiales Suelos

Estas presas son construidas con terraplenes de tierra o enrocados, la pendiente de la cara aguas arriba y abajo son similares con ángulo moderado, para estas presas se tiene sección ancha y alto volumen de construcción, grande en relación a su altura. Estas presas se pueden definir como una presa natural, construida con materiales excavados u obtenidos en los alrededores, estos materiales se colocan y compactan sin incluir algún agente ligador, y compactando mecánicamente con un equipo de gran capacidad. Los requerimientos de cimentación para estas presas son más flexibles respecto a las presas altas de arco y de gravedad, en las que se necesita una cimentación en roca, las presas de relleno se implantan fácilmente a las condiciones del terreno. Para estas presas de acuerdo al material empleado en el relleno tenemos:

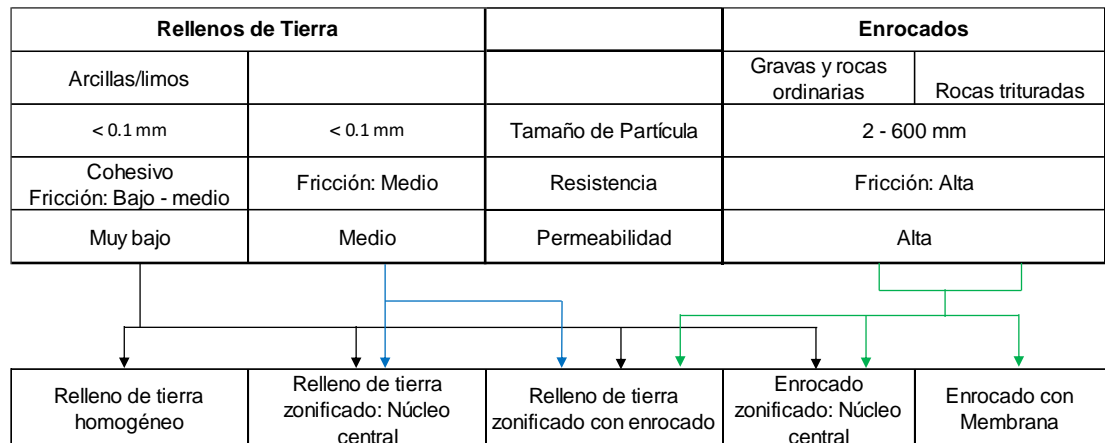


Figura 4. Rellenos de tierra y enrocado en la construcción de presas

Fuente: (P. Novak, 2007)

Presas de Tierra

Las presas de tierra son más comunes debido a que en su construcción se emplean los materiales originales a los que se les da proceso mínimo, los requisitos de cimentación son menos exigentes que en otros, el uso de estas presas predomina en gran medida debido a que los lugares de emplazamiento de presas de hormigón son más difíciles de ubicar y van disminuyendo.

Se puede nombrar una presa como rellena de tierra, cuando el suelo compactado es mayor al 50% del volumen del material que conforma la presa. Para este tipo de presas se debe utilizar el relleno de tierra con materiales seleccionados específicamente para la ingeniería, este material se compacta en capas delgadas uniformemente y con contenido de humedad controlada. Secciones esquemáticas de presas de tierra se presentan en la Figura 5.

- a) Presa Homogénea con dren de pie, presas secundarias pequeñas, de pendiente en los taludes $m = 2.0 - 2.5$.
- b) Presa Homogénea moderna con dren de chimenea interna, pendiente de los taludes $m = 2.5 - 3.5$.

- c) Núcleo de arcilla central esbelto: tipo 'Pennines' – obsoleta, pendiente de los taludes $m= 2.5 - 3.5$.
- d) Núcleo de cemento central: presas pequeñas – obsoleta, pendiente de los taludes $m=2.5 - 3.5$.

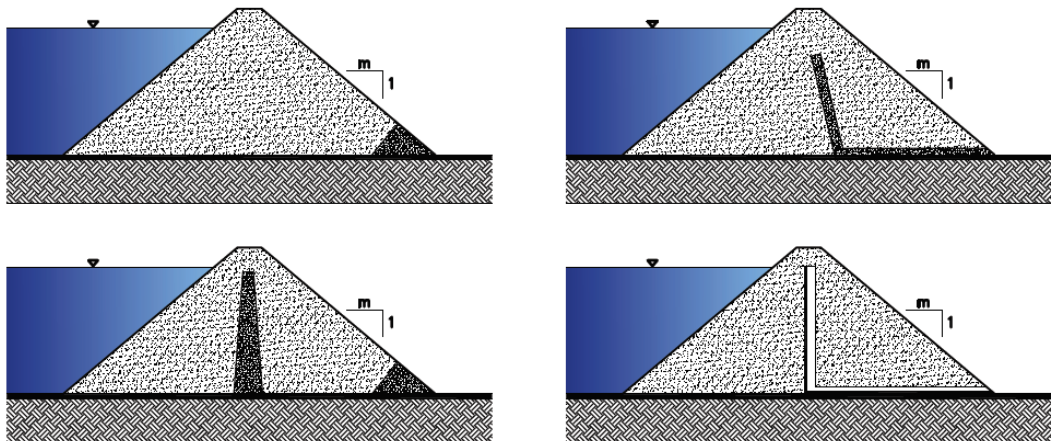


Figura 5 Presas de relleno de tierra

Fuente: (Morales Topón, 2016)

En la Figura 6:

- a) Núcleo de arcilla compactado: zonificado con transiciones y drenes, pendiente de los taludes $m= 2.5 - 3.5$.
- b) Relleno de tierra enrocado, con núcleo de arcilla central compactado: zonificado con transiciones y drenes $m= 1.6 - 2.0$.

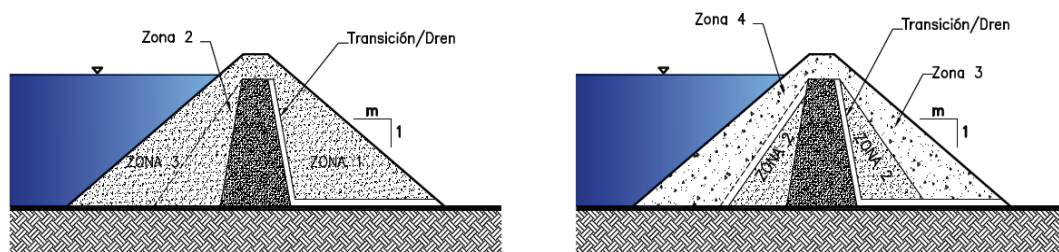


Figura 6 Presas de relleno de tierra – enrocado

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Las presas de materiales sueltos presentan las siguientes ventajas:

- Conveniencia de su implantación en diversos sitios, como valles anchos o cañones de laderas de pendientes pronunciadas.
- Su cimentación puede ajustarse a un sin número de condiciones como: rocas competentes, suelos blandos y compresibles, formaciones de suelos relativamente permeables.
- Aprovechamiento de los materiales propios de la zona evitando la necesidad de importar y transportar materiales procesados o cemento.
- La construcción de presas de materiales sueltos en su mayoría obedece a grandes procesos de mecanización continuo.
- El costo unitario de las presas de tierra y enrocado presentan menor incremento respecto a una presa de concreto macizo.

Por su naturaleza de construcción, las presas de tierra y enrocado tienen pocas desventajas siendo las más importantes las siguientes:

- Susceptibles a daño graves e incluso destrucción por efecto de erosión por rebose.
- Construcción de vertederos o aliviaderos separados de la presa que garantice el control y alivio de inundaciones.
- Vulnerabilidad a filtraciones ocultas, deterioro interno de la presa o su cimentación.

De acuerdo a (Bureau of Reclamation, 1970), se puede clasificar las presas de tierras de acuerdo al apisonado o compactado de las capas

- De pantalla
- Homogéneas
- Heterogéneas o de zonas.

De Pantalla. - Estas presas se construyen con materiales permeables como: arena, grava o roca, incorporando una pantalla fina de materiales impermeables de tierra, hormigón, hormigón bituminoso, etc. con el fin de impedir el paso del agua, esta pantalla puede ser ubicada en el paramento aguas arriba o como un núcleo central vertical.

Homogéneas. - Se forma de material de una sola clase, sin incluir los materiales de protección de los taludes, para suministrar estanqueidad los materiales utilizados deben ser lo suficiente impermeables, los taludes no tendrán pendientes altas es decir taludes tendidos, esto permitirá que el paramento aguas arriba soporte desprendimientos ante un desembalse rápido y el paramento aguas abajo resista desprendimientos si está saturado hasta un nivel alto. Al mantener alto el nivel de embalse durante un periodo de tiempo largo, el paramento aguas abajo se afectará por las infiltraciones hasta una altura de alrededor de un tercio de la altura del embalse, como se muestra en la Figura 7.

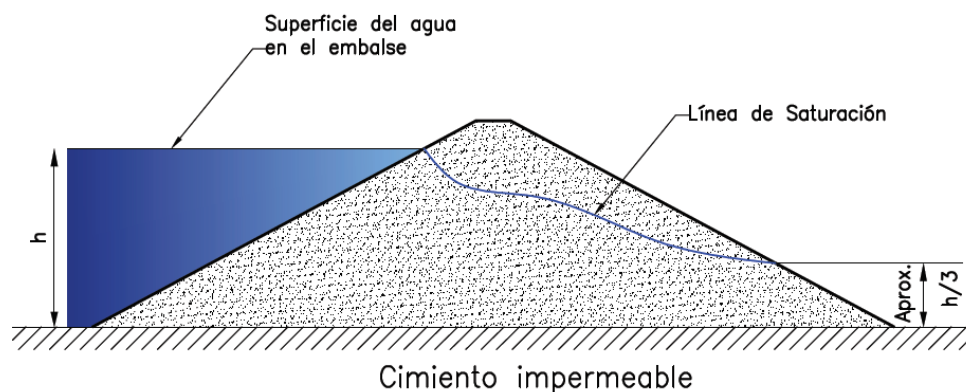


Figura 7 Filtraciones a través de una presa completamente homogénea

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Según (Bureau of Reclamation, 1970), actualmente estas presas presentan una sección modificada, en la que se utiliza cantidades pequeñas de material permeable para controlar las filtraciones y permitir pendientes más pronunciadas en los taludes. Las Figuras 8 (A) y 8 (B) muestran el efecto al

incluir material permeable para controlar la acción de las filtraciones, se puede utilizar desde grandes rocas en el pie de la presa o materiales de granulometría conveniente para construir una capa de drenaje. Adicional a estas soluciones se puede idear la construcción de un drenaje de chimenea inclinado y una capa de drenaje horizontal como se muestra en la Figura 8 (C).

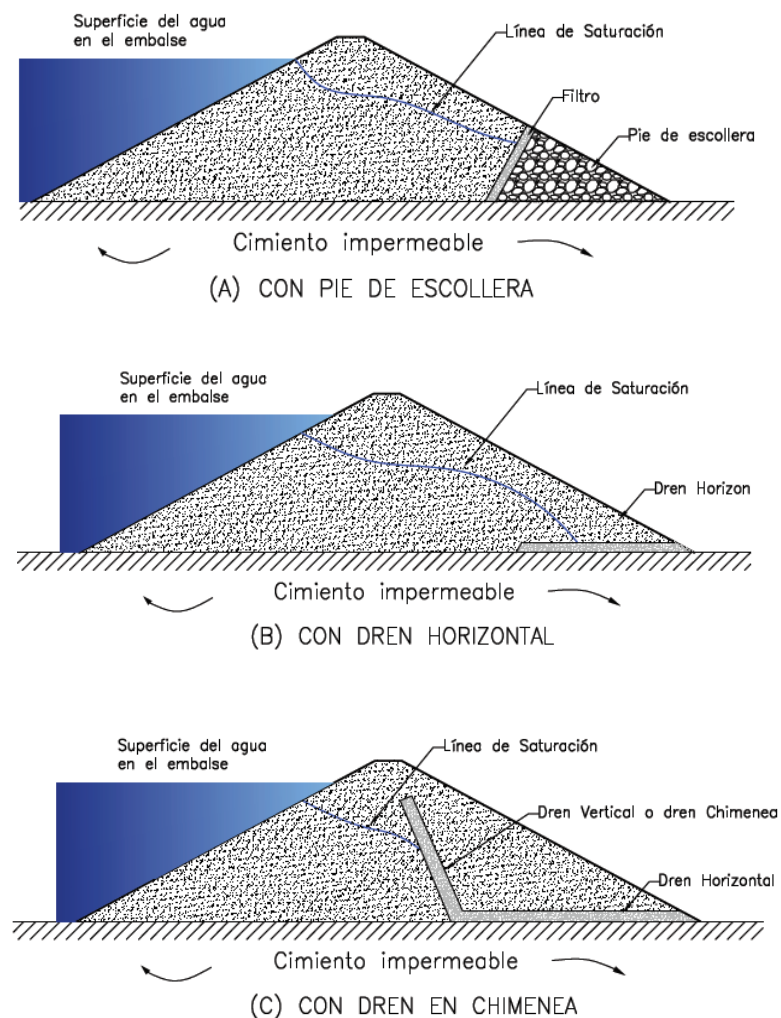


Figura 8 Filtraciones a través de una presa homogénea modificada

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Heterogéneas o de zonas. – Cuando se cuenta con suelos diferentes, las presas heterogéneas son el tipo más común de presas de tierra compactada, posee un núcleo central impermeable y recubierto por zonas de materiales

más permeables, estas zonas permeables protegen y cubren el núcleo. La zona permeable del paramento aguas arriba provee estabilidad en los desembalses rápidos, mientras que la zona permeable del paramento aguas abajo trabaja como dren para controlar filtraciones y nivel freático.

Para las zonas permeables se puede utilizar arena, grava, cantos rodados, fragmentos de rocas o una mezcla, como guía de acuerdo a (Bureau of Reclamation, 1970), se considera del tipo heterogéneo si la anchura horizontal de la zona impermeable, en cualquier punto es igual o mayor que la altura del terraplén sobre este punto y no menor de 3 metros.

Presas de enrocado

Las presas de enrocado o escollera se construyen con rocas de diversos tamaños que permiten asegurar la estabilidad, cuenta con una pantalla impermeable, esta pantalla puede ser de tierras impermeables en el paramento aguas arriba, losa de hormigón, lámina de hormigón asfáltico, planchas metálicas, etc. Las presas que utilizan pantalla aguas arriba se denominan “presas de enrocado con cubierta”, además de estos recursos se puede optar por incluir un núcleo de material impermeable.

Para designar a una presa como de enrocado más del 50% del material de relleno debe clasificarse como roca o material friccional de granulometría gruesa, este enrocado debe ser bien graduado y alta compactación en láminas delgadas.



Figura 9 Hidroeléctrica Mazar

Fuente: (CELEC,2015)

Las presas de enrocado como las de relleno de tierra requieren de la construcción de un vertedero o aliviadero para prevenir el desbordamiento por coronación, unos cimientos adecuados en estas presas no permiten asentamientos grandes que afecten a la pantalla de impermeabilización, los cimientos más adecuados son sobre roca, arena compactada o gravas. Una presa de escollera es más factible en climas tropicales donde el periodo de lluvias intensas hace impracticable la compactación de tierra. Para presas de altura se presenta un ahorro considerable en la cantidad de relleno enrocado que se debe a la naturaleza de fricción que presenta el enrocado y que provee resistencia al corte relativamente mayor, además de alta permeabilidad que resulta en virtual eliminación de problemas de presión de agua en los poros. Secciones representativas para presas de enrocado se presentan en la Figura 10.

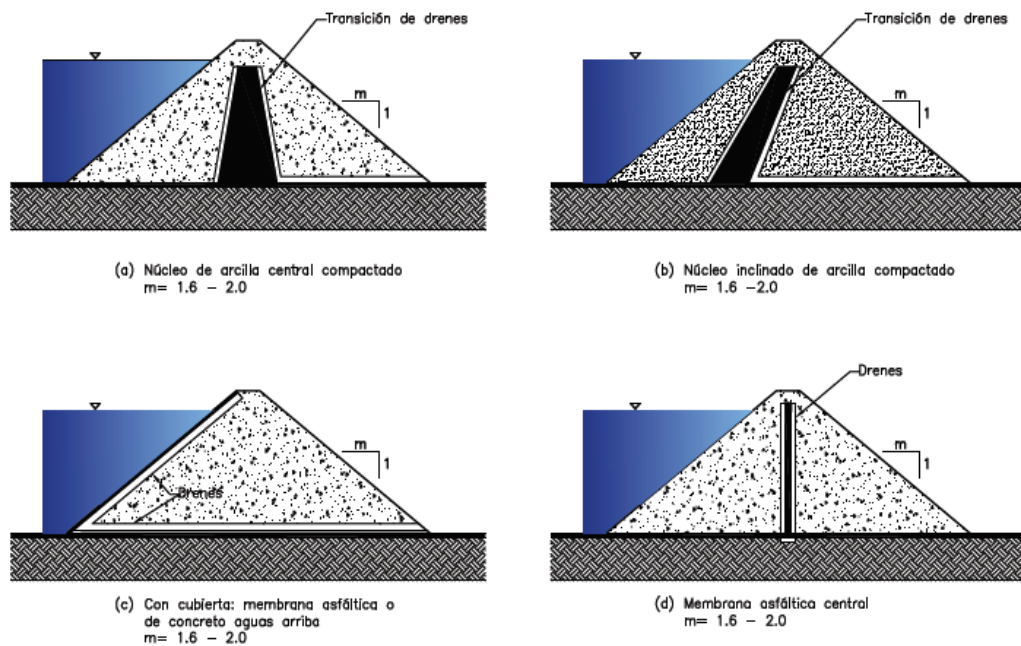


Figura 10 Variantes de presas de enrocado

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Presas de Hormigón

Se construyen con cantidades masivas de hormigón, en estas presas la inclinación de las caras son diferentes, usualmente pronunciado aguas abajo y casi vertical aguas arriba, estas presas tienen sus perfiles relativamente esbeltos que dependen sobre todo del tipo.

Las principales presas de hormigón son las siguientes:

- Presas de gravedad
- Presas de contrafuertes
- Presas de Arco

Presas de Gravedad. - Las presas de gravedad son la solución más efectiva para sitios donde la roca sea suficientemente buena para su cimentación, estas presas dependen de su peso propio para garantizar estabilidad en la estructura, por lo general el perfil de una presa de hormigón

a gravedad es de forma triangular, con esto se asegura estabilidad y contrarrestar esfuerzos excesivos en la presa y cimentación. En la Figura 11, se muestra el esquema del perfil de una presa a gravedad.

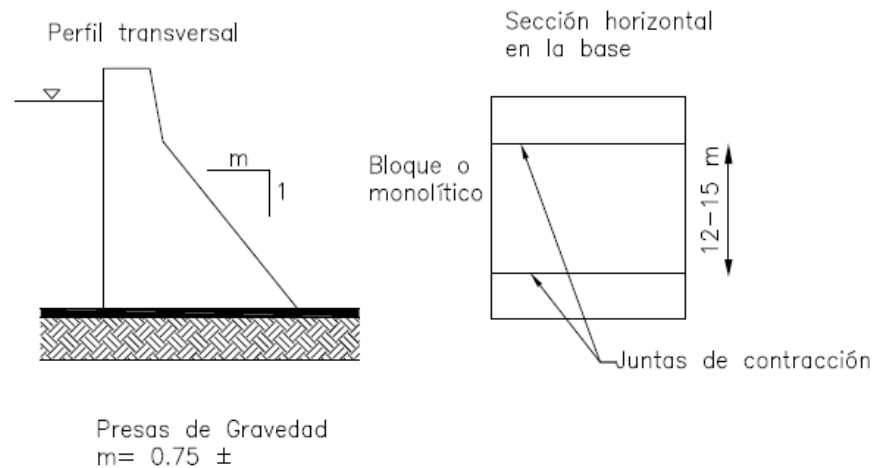


Figura 11 Perfil de una presa a gravedad

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Las presas de gravedad pueden tener su planta de forma recta o curva, el incorporar la forma curva en su planta ofrece seguridad y costo admitiendo un perfil más delgado, además permite el emplazamiento de la presa en un terreno más ventajoso para la cimentación, cuando se incluye esta curvatura debe emplearse el término presa de arco – gravedad.

Presas de Contrafuertes. - Estas presas tienen un paramento continuo aguas arriba que es soportado por intervalos regulares de contrafuertes aguas abajo, pueden ser de pantalla o de arcos múltiples, se estima que se requiere el 60% menos de hormigón que en una presa a gravedad, pero el incremento de encofrado y armadura pueden sobrepasar este ahorro. Las presas de contrafuertes presentan variantes modernas, pudiendo ser de contrafuerte macizo o de cabeza sólida, estas variantes se muestran en la Figura 12.

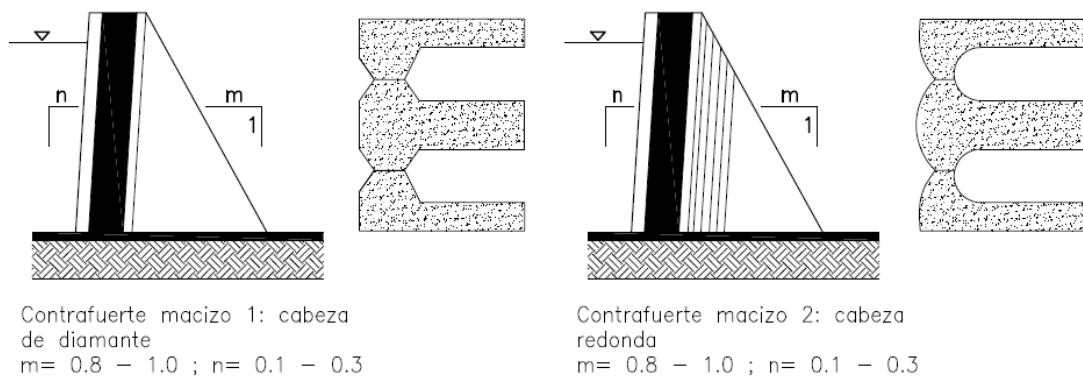


Figura 12 Perfil de una presa de contrafuertes

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Presas de Arco. - Presentan una considerable curvatura aguas arriba, estas presas trabajan estructuralmente como un arco horizontal, estas presas son convenientes en lugares donde la relación entre el ancho y altura de los estribos no sea grande. En estas presas se transfieren la mayor carga hacia los estribos o laderas, los estribos deben ser de roca y capaces de resistir el empuje de los arcos. En estas presas se pueden definir dos tipos: de arco simple y de múltiples arcos.

La presa de arco simple presenta sólo una curvatura horizontal y un radio constante aguas arriba son más eficientes que las presas de gravedad y de contrafuerte debido a la reducción del volumen de concreto. La presa de múltiples arcos, también conocida como de bóveda emplea curvaturas complejas tanto en el plano vertical como en el horizontal, las presas tipo bóveda son las más sofisticadas de las presas de hormigón. En la Figura 13, se presentan las variaciones de las presas de arco.

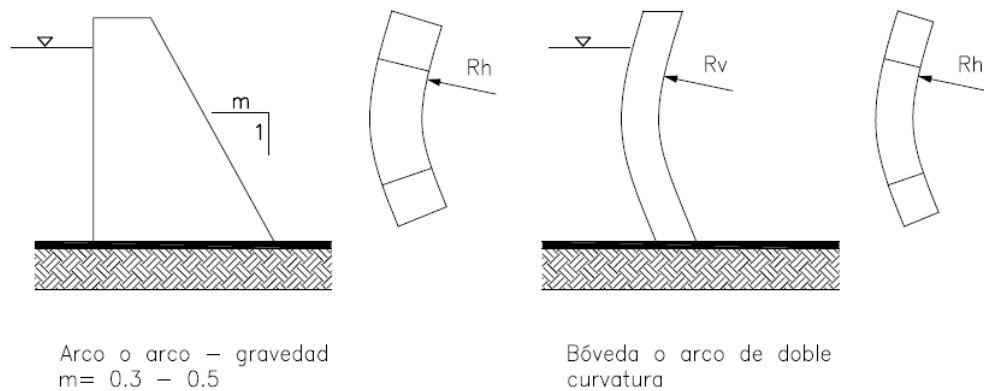


Figura 13 Perfil de una presa de arco y doble arco

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Otras presas de hormigón. - En la construcción de presas, se puede encontrar algunas variantes de las presas más comunes, por ejemplo:

- Gravedad aligerada
- Contrafuertes con cubierta
- Arco múltiple y bóvedas múltiples

Estas variantes son menos comunes que la clasificación antes indicada; en la Figura 14, se muestra esta variedad. A partir de esta clasificación se resumen gráficamente las características principales de las presas de hormigón, tomando en cuenta los tipos más importantes: presas de gravedad, de contrafuerte macizo y de arco o bóveda.

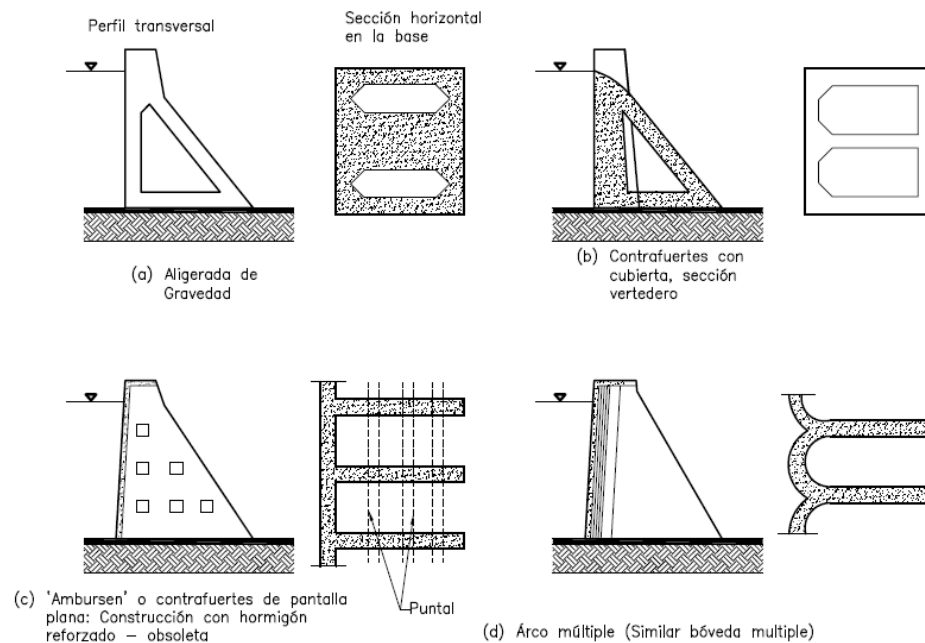


Figura 14 Variantes de presas de Hormigón

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Ventajas

1. Las presas de hormigón son convenientes para topografías de valles anchos o angostos, pero teniendo en cuenta que la roca de la cimentación debe ser competente, esta debe ser accesible y como valor recomendado a una profundidad menor a 5 metros, se exceptúa de este literal a las presas de arco y bóveda.
2. Al contrario de las presas de relleno, las de hormigón no son susceptibles a daños por rebose.
3. En resultado de no sufrir daños por rebose, estas presas pueden albergar un vertedero de cresta, tomando medidas de precaución para evitar la erosión aguas abajo y socavación de la presa.
4. Pueden alojar tuberías de salida, válvulas y obras complementarias en cámaras o galerías de la presa.
5. Tienen la capacidad de soportar perturbaciones sísmicas.

Desventajas

1. Las presas de hormigón presentan condiciones más estrictas para la cimentación, necesitan rocas firmes.
2. Requieren de materiales procesados de calidad y cantidad adecuados para ser utilizados como agregados. Al no poder utilizar materiales propios de la zona estos deben ser transportados y almacenados.
3. Su construcción es lenta, requiere de gran cantidad de mano de obra, de encofrado y mezcla de hormigón.

De acuerdo a su concepción hidráulica

Por su concepción hidráulica o como permitan el paso del agua se clasifican en:

- Presas de cierre (sorda)
- Presas de sección vertedora
- Presas filtrantes

Presas de cierre o sorda. - Conocidas también como presas no vertedero ya que son programadas para que el agua no vierta por su coronación, usualmente estas presas se construyen de tierra o enrocado. Para estas presas el agua se conduce aguas abajo mediante estructuras de conducción o aliviaderos anexos a la presa.

Presas de sección vertedora. - Las presas vertedero son aquellas que permiten verter el agua por su corona, son adecuadas para estas presas las construidas con materiales que no se erosionen con el agua, las más comunes son las presas de hormigón. Pueden clasificarse en móviles o fijas. En la Figura 2.14, se presentan estas variantes de presas.

- Las presas vertedoras móviles cuentan con compuertas que regulan el paso del agua, esto permite mantener el nivel del agua constante por

la operación de las compuertas, ya que el nivel del agua puede ser superior al nivel de la compuerta.

- Las presas vertedoras fijas no cuentan en su estructura con compuertas que regulen el agua, el agua se vierte por el cuerpo de la presa.

Presas filtrantes. – Estas presas retienen los sólidos como gravas de gran tamaño, arenas, arcillas o limos, en general cada presa debe contar con un sistema que admita filtrar cada tipo de sólido, en relación al material que se quiera retener se colocará un filtro.

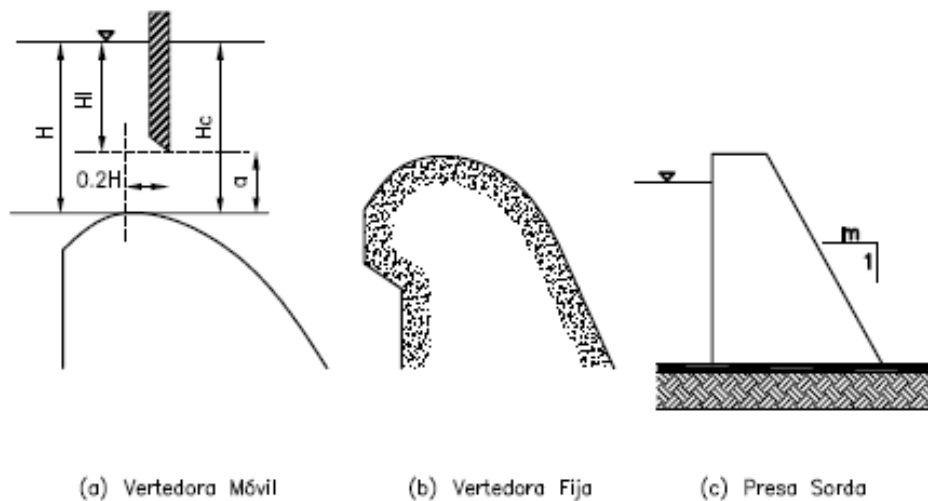


Figura 15 Esquema típico de presas de acuerdo a su concepción hidráulica

Fuente: (Morales Topón, 2016)

2.2.2 Obras complementarias

Para que una presa pueda trabajar adecuadamente debe contar con estructuras adicionales que permitan el correcto funcionamiento y que además trabajen en conjunto con la presa en forma segura y efectiva. Por tanto, se consideran estructuras que prevean crecientes extremas, vaciado

del embalse, control de la presa y descarga del agua; normalmente para manejar estos efectos se incorporan a la presa obras como vertederos, desagües u otras obras complementarias de acuerdo al propósito de la presa.

Según (P. Novak, 2007) se describen las siguientes obras complementarias más importantes que deben estar incorporadas en las presas y sus embalses.

- Vertederos
- Obras de desagüe
- Desviación de ríos
- Rastrillos
- Drenaje interno
- Galerías internas y pozos

Vertederos. - El objetivo de un vertedero es permitir el paso del agua, resultado del efecto de crecientes o inundaciones, este paso debe desarrollarse de manera segura aguas abajo cuando el embalse haya sobrepasado su capacidad máxima de diseño. Los vertederos cuentan de dos unidades principales: el vertedero de control y el canal del vertedero. El nivel del vertedero es controlado por el máximo nivel de retención de la presa o el máximo nivel normal de agua (NMA).

En general, los vertederos trabajan automáticamente a no ser que se incorporen compuertas que controlen el paso del agua, también se puede agregar una capacidad adicional al vertedero con una orilla erosionable, cuyo propósito es ser arrastrada cuando se haya alcanzado un nivel de inundación excesivo, este tipo de prevención es conocida como tapón fusible. Usualmente las presas de hormigón llevan en su cresta vertederos de caída libre, mientras que para las presas de relleno se requiere un vertedero de pozo independiente o el empleo de un canal lateral adyacente.



Figura 16. Vertedero embalse Daule - Peripa

Fuente: (Morales Topón, 2016)



Figura 17 Canal de control central Hidroeléctrica Calope

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Obras de Desagüe. - El propósito de las obras de desagüe es evacuar el agua cuando por condiciones operacionales es necesario, en general se deben acomodar obras de tubería, válvulas y compuertas de regulación dentro de la presa, para las presas de hormigón estos aparatos se pueden acomodar sin mayores problemas; en presas de relleno se debe proveer una estructura externa de control más conocida como torre de válvulas, comúnmente esta

torre debe estar a una distancia considerable de la presa. Para la generalidad de presas utilizar una descarga de fondo provee otra medida de control y en caso de vaciado del embalse es de gran utilidad.

Desviación de ríos. – Se toma esta consideración para permitir que los trabajos de construcción de la presa se realicen en condiciones secas y optimas, habitualmente se puede utilizar el túnel de desagüe para esta intención.

Rastrillos. – También conocidos como trincheras, su construcción es de notable importancia para controlar las infiltraciones por debajo y costados de la presa, se fundan debajo de ellas. En las presas de relleno se construyen en forma de dentellones anchos. En la figura 18, se presentan ejemplos de rastrillos.

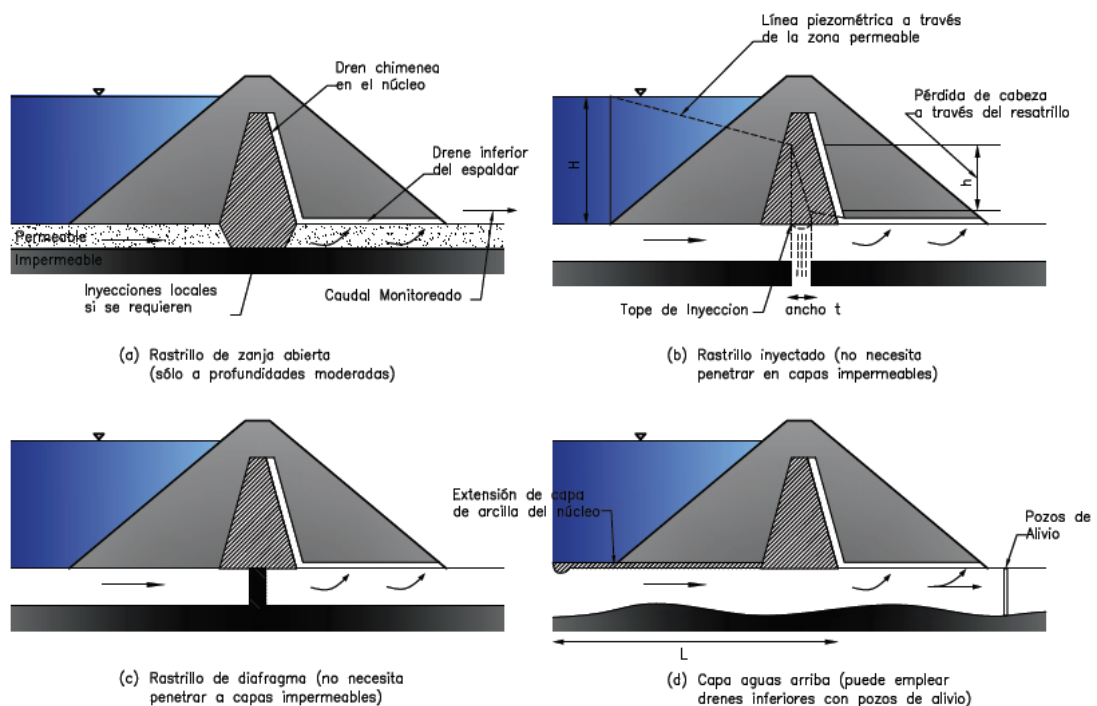


Figura 18 Rastrillos y control de infiltración inferior

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Drenaje interno. – Controlan y direccionan las infiltraciones internas de la presa y las presiones internas que provocan; en presas de materiales sueltos este control se realiza con zonas permeables, cuya ubicación debe ser adecuada para dirigir las filtraciones hacia drenajes horizontales o desagües. Las presas de hormigón cuentan en su paramento aguas arriba con drenajes verticales, de esta manera se libera la presión en una galería interna o en un desagüe de drenaje. Por último, para el caso de presas de arco, la presión por efecto de las filtraciones se controla en los estribos con sistemas de drenajes perforados, ventanas de drenaje o túneles.

Galerías internas y pozos. – Utilizados como drenajes longitudinales y como sitios de control o inspección interna en particular en las presas de hormigón, los sitios donde se coloquen válvulas o compuertas de descarga pueden utilizarse con intención de monitoreo estructural y de vigilancia.

2.2.3 Definición de términos de una presa

Se describen los términos que se usan de regularmente:

Cortina o presa. Se designa de esta manera la estructura que almacena el agua o deriva el río, en presas de relleno se denomina terraplén.

Boquilla o sitio. Sitio elegido para edificar la cortina.

Sección de la cortina. Corte transversal de la presa, generalmente es la sección de máxima altura.

Altura de la Presa. Distancia vertical entre la cimentación de la presa y su corona, esta altura no coincide con la del cauce del río, debido a la presencia de sedimentos o depósitos aluviales.

Corona o cresta. Área superior de la presa, usualmente sobre esta se puede albergar vías de acceso para otras estructuras, sirve de resguardo de la presa para oleaje y sismo.

Talud. Es el espacio entre los materiales de la presa con su medio, se mide estableciendo la relación de longitud entre el cateto adyacente y opuesto.

Núcleo de Tierra. Es el corazón impermeable de la presa, cierra la circulación del agua contenida en el embalse.

Respaldos permeables. En conjunto con el núcleo de tierra esta masa granular conforma la sección de la presa, generalmente están formados de filtros, transiciones y enrocamientos.

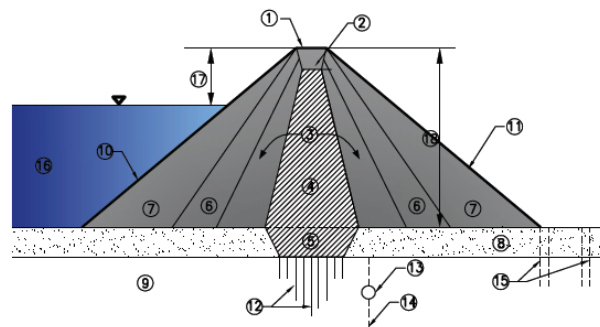
Filtro. Este material de transición está formado de arena limpia de granulometría bien graduada, cuyo objetivo es retener las filtraciones que se dan a través del núcleo para preservarlo de la erosión interna; se puede establecer un filtro vertical en el centro del núcleo que continua en la base con otro filtro vertical.

Borde libre. Distancia entre el nivel de aguas máximo ordinario (NAMO) y el nivel de la cresta. El nivel máximo ordinario se establece cuando el vertedero trabaja a su límite máximo de descarga.

Protecciones. Medidas que se toma en los taludes aguas arriba y aguas abajo para protegerlos de fenómenos como: oleaje para el talud aguas arriba o de la lluvia en el talud aguas abajo. Para lograr este propósito se emplean materiales que tenga la capacidad de resistir estos fenómenos.

Drenes. Controlan la presión del agua que ingresa a la presa, se construyen zonas con materiales más permeables en relación a los utilizados para conformar el cuerpo de la presa.

De acuerdo (Nuñez, 1975) en la Figura 19, se presentan los elementos de una presa de materiales sueltos más utilizados.



NOMENCLATURA

- | | |
|---------------------------------|-----------------------------|
| 1. Cresta o corona | 10. Talud aguas arriba |
| 2. Revestimiento de la corona | 11. Talud aguas abajo |
| 3. Filtros | 12. Pantalla de inyecciones |
| 4. Corazón o núcleo impermeable | 13. Galería |
| 5. Trinchera | 14. Drenes |
| 6. Transiciones | 15. Pozos de alivio |
| 7. Enrocamientos | 16. Embalse o vaso |
| 8. Depósito aluvial | 17. Bordo libre |
| 9. Roca basal | 18. Altura de la cortina |

Figura 19 Definiciones de elementos de una presa de relleno

Fuente: (Morales Topón, 2016)

2.2.4 Cargas que actúan sobre una presa

El diseño de las presas presenta complejidad debido a que son estructuras tridimensionales asimétricas, la mayoría se construyen con materiales que muestran propiedades mecánicas complejas, generalmente su cimentación debe fundarse sobre formaciones sin uniformidad y con propiedades anisotrópicas. Estas características dan como resultado que la respuesta estructural para un análisis de interacción suelo estructura sea compleja. Al igual que la mayoría de estructuras de ingeniería, las presas deben trabajar dentro del rango aceptable de las cargas de diseño en su vida útil.

La aplicación, valor y dirección de las cargas que actúan sobre una presa, pueden estimarse con precisión en la mayoría de los casos, sin embargo, para otras cargas mayores esta estimación no es sencilla, debido a que pueden depender del tiempo, efectos térmicos, redistribución de cargas por deformaciones, etc.

Las cargas que pueden estimarse con bastante precisión son, por ejemplo, la carga hidrostática del agua o el peso propio del agua. La presión interna debido a las infiltraciones del agua no puede estimarse de igual manera, así como también efectos térmicos resultado de la hidratación del cemento en presas de hormigón.

De acuerdo a (P. Novak, 2007) se puede clasificar a las cargas presentes en una presa en función de su aplicabilidad e importancia en:

- Cargas primarias
- Cargas secundarias
- Cargas excepcionales

En la Figura 20 Se presenta las cargas primarias y secundarias más usuales, se toma de forma ilustrativa la sección de una presa de gravedad.

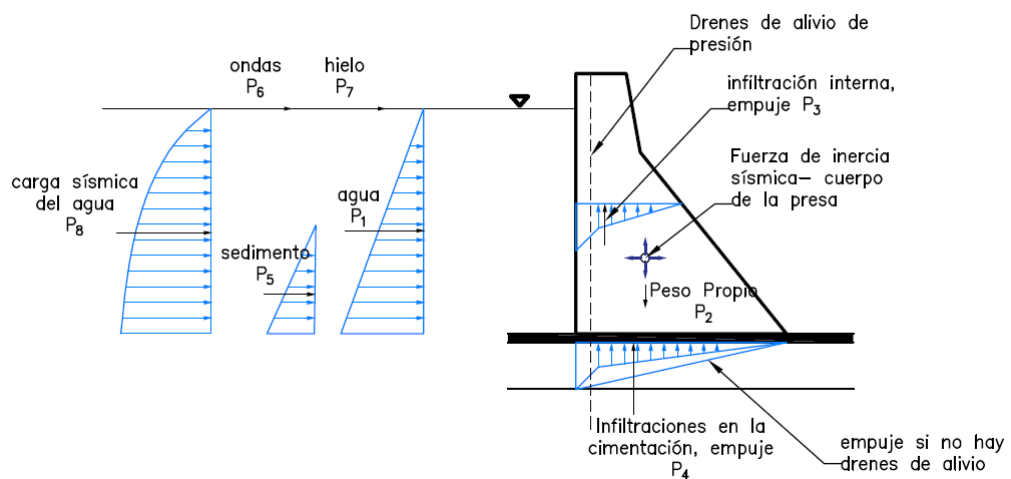


Figura 20 Definiciones de elementos de una presa de relleno

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Cargas primarias. Se denomina a estas cargas como las de mayor importancia en la generalidad de presas, no se toma en cuenta el tipo o naturaleza de la carga. Ejemplos de estas cargas son: carga del agua, fuerzas debido a las infiltraciones y peso propio de la presa.

1. Agua. Efecto de la distribución hidrostática con una resultante horizontal de esta fuerza P_1 .
2. Peso propio. Esta carga está en función del peso específico del material que conforma la presa. La fuerza P_2 resultante se encuentra en el centroide de la sección de la presa cuando se realiza un análisis elástico simple. En la Figura 21 (a) se muestra esta carga.
3. Infiltración. Esta carga actúa usualmente dentro de la presa o por debajo, esta carga es debida principalmente por las infiltraciones desarrolladas por los poros y discontinuidades de la presa, su resultante es vertical y se denomina P_3 para la carga debida a las infiltraciones dentro de la presa y P_4 para las infiltraciones presentes bajo la presa. En la Figura 21 (b) se representa esta carga.

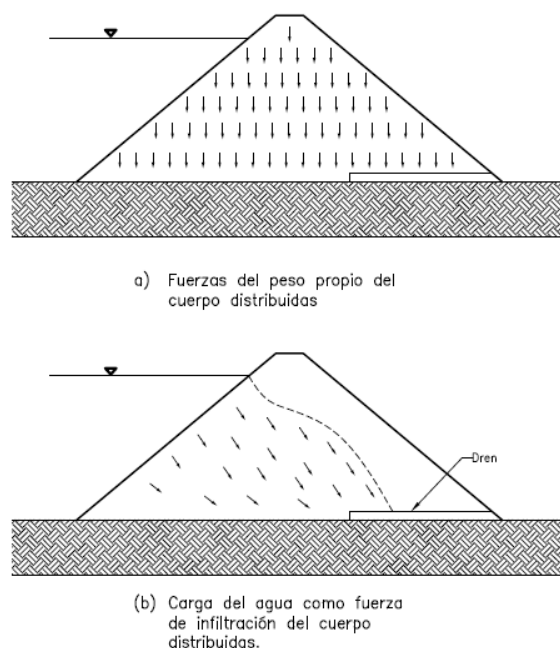


Figura 21 Esquema de las fuerzas internas del cuerpo de la presa de materiales sueltos

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Cargas secundarias. Estas cargas también son de uso universal en la mayoría de presas, pero su uso puede ser alternativo o utilizadas solo para algunos tipos de presas. Ejemplo de estas cargas son: carga por efecto de sedimentación y efecto térmico en el interior de las presas de hormigón.

1. Sedimentación. El agua del embalse acarrea materiales sedimentarios que se acumulan en el paramento de la presa, esto genera un empuje horizontal que se considera como una carga hidrostática de resultante P_5 .
2. Hidrodinámica de ondas. Denominada como P_6 es una carga momentánea resultado del oleaje del agua sobre la presa, en la mayoría de los casos no se toma significativa.
3. Térmica. Esta carga está presente sobre todo en presa de hormigón y que se produce por la variación de temperatura de las condiciones ambientales, además de los fenómenos que presenta el cemento al ser hidratado y enfriado.
4. Efectos interactivos. Esta carga se presenta en su interior exclusivamente y se debe a los cambios de rigideces relativas y deformaciones diferenciales, esta carga se presenta tanto en el cuerpo de la presa como en su cimentación.
5. Carga hidrostática sobre los estribos. Esta carga es producto de las infiltraciones que se desarrollan en los estribos fundados sobre roca maciza. Para presas de arco se debe considerar esta carga.

Cargas excepcionales. No se emplean usualmente por su reducida probabilidad de ocurrencia. Ejemplo de estas cargas son: efectos de fallas tectónicas y cargas inerciales relacionadas con actividad sísmica.

1. Sísmica. La carga sísmica se presenta tanto en la presa como en el agua del embalse, estas son de tipo inercial horizontal y vertical. En la

Figura 20, la carga sísmica respecto a la presa se considera en el centroide y para la fuerza sísmica producto del agua retenida se estima un empuje estático equivalente simplificado P_8 .

2. Efectos tectónicos. Las fallas tectónicas presentan desplazamientos lentos produciendo cargas que afectan a la presa.

2.2.5 Evaluación del sitio

Para garantizar un lugar adecuado donde se implante la presa debe satisfacer requerimientos funcionales y técnicos.

- **Requerimientos funcionales.** Para cubrir los requisitos funcionales debe existir balance entre las características naturales específicas y el propósito del embalse, en este caso se analiza la hidrología de la cuenca, la cabeza disponible, volumen de almacenamiento, etc. Esto se ajustará a las medidas de operación correspondientes a la naturaleza y la escala del proyecto.
- **Requerimientos técnicos.** Se determina a partir de la presencia de un lugar o lugares para la presa, se toma en cuenta disponibilidad de material que favorezcan su construcción y la seguridad de la cuenca del embalse debido a infiltraciones. Se estudia en este punto las características hidrológicas, geológicas y geotécnicas siendo importantes para determinar la conveniencia técnica del lugar para la presa. Dentro de este análisis se debe prever el impacto ambiental debido a la construcción de la presa en este sitio.

Según (P. Novak, 2007), en la Figura 22. Se ilustran las etapas más importantes que se utilizan para estimar un sitio de implantación de la presa, así como también el tipo de presa.

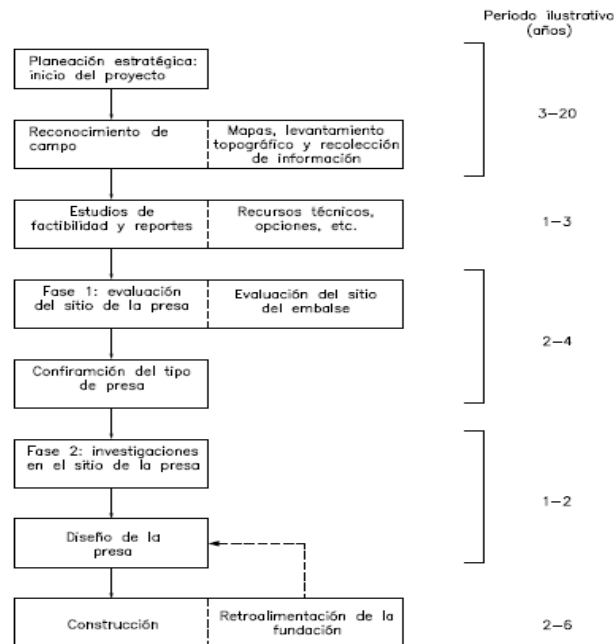


Figura 22 Etapas para apreciar el sitio de la presa y desarrollo del proyecto

Fuente: (P. Novak, 2007)

Etapa de reconocimiento. En esta etapa por un periodo importante de tiempo se recoge información topográfica, geológica e hidrológica, se inicia este reconocimiento a partir de cualquier información existente, se toma en cuenta reconocimientos aéreos, técnicas fotométricas con los cuales se realizará planos de gran escala. En base a esta información se puede proporcionar viables sitios de presas y lugares de obtención de material. En esta etapa se realizan estudios para determinar precipitaciones y escorrentía que ayuden a comprobar inundaciones históricas.

Factibilidad. En general luego de la etapa de reconocimiento se realiza un reporte de factibilidad que contiene interpretación de la información, datos, registros y recomendaciones de partida para la viabilidad económica y técnica del embalse. En este punto ya se sugieren opciones para la ubicación de la presa, altura, tipo de presa, además se traza un estimado comparativo de costos y programas de construcción. El informe de factibilidad es la base para decidir investigaciones adicionales que permitan ratificar la cuenca del

embalse y el sitio más óptimo para la presa. Estudios adicionales sugeridos a partir de este informe pueden ser:

- Investigaciones adicionales en la cuenca del embalse.
- Valoración geológica y geotécnica detallada de la cuenca.
- Estudios en las orillas del embalse.
- Disponibilidad de materiales de construcción.
- Estudios hidrológicos que confirmen los estudios iniciales.

Valoración geológica y geotécnica. La ampliación de este estudio permite determinar la estructura geológica, la estratigrafía, fallas geológicas, pliegues de esquistos y diaclasas con lo cual se determine la situación del terreno y determinar la presencia de agua subterránea. Con esta investigación se pueden obtener:

- Medidas de ingeniería que ayuden a determinar de forma más convincente la estabilidad de la cimentación, la existencia de fundaciones compresibles, asentamientos y deformaciones probables.
- Parámetros de infiltraciones que ayuden a estimar el régimen probable de infiltraciones.
- Ratificar que la cuenca tenga la capacidad de contención y que sus orillas sean estables.
- Determinar las características, beneficio y disponibilidad de materiales para la construcción
- Evaluación de riesgo sísmico a partir de la estructura geológica regional, para esto se investiga a las fallas. Si se realiza un estudio histórico de registros sísmicos se logrará determinar la actividad o inactividad sísmica.

Estudios de la cimentación. La investigación de la cimentación debe dirigirse hacia la valoración de la estabilidad, capacidad portante, compresibilidad (suelos), deformabilidad (rocas), permeabilidad efectiva de la masa. Este estudio depende de la geomorfología y de la geología que son específicos del lugar.

- **Cimentación en arcillas rígidas de buena calidad y rocas meteorizadas.** Para presas sobre arcillas extensas y uniformes se debe considerar la posibilidad de percolaciones debidas a la influencia de estratificaciones delgadas y horizontes más permeables por ejemplo lentes de limo, laminaciones finas etc. En el caso de cimentación sobre rocas es importante determinar lo más preciso el perfil de meteorización de la roca, para lo cual el desarrollo de pruebas in situ que ayuden a determinar al corte son necesarios, se emplean pruebas de carga en ventanas o pozos, pruebas con dilatómetro o presurómetro.
- **Cimentación en arcillas cohesivas suaves.** Cuando la cimentación se realiza sobre este tipo de arcillas comprensibles y suaves las filtraciones no son de importancia, se debe determinar el esfuerzo de corte drenado y la consolidación de la arcilla.
- **Cimentación en terrenos permeables.** En este caso las filtraciones toman gran importancia, generalmente las condiciones de estos suelos son complicadas con superficies intermezcladas entre suelos permeables o menos permeables.
- **Cimentación sobre roca.** Obedece en general al tipo de presa que se funde, presas de relleno o de hormigón, pero para ambas se debe comprender la geología del sitio.

Presas de Hormigón. Examinar la frecuencia, orientación y naturaleza de las discontinuidades de la roca, así también, las características de los materiales de relleno

Presas de Relleno. Estudio de la deformabilidad y asentamiento, la infiltración no es relevante como en las presas de hormigón debido a que en las presas de relleno las trayectorias de las infiltraciones son más extensas.

2.2.6 Elección del tipo de presa

La selección del tipo recomendable de presa se realiza a partir de estimaciones de costo y el programa de construcción, usualmente son necesarios diseños preliminares, apreciaciones de varios tipos de presas y de estructuras asociadas a la presa. Para seleccionar el tipo de presa se requiere de expertos como: ingenieros de planificación, hidrólogos, geotécnicos, ingenieros hidráulicos, estructurales y geólogos, con el trabajo en conjunto de estos profesionales se garantizan diseños adecuados y de economía viables. Se nombran cuatro consideraciones de categoría fundamental:

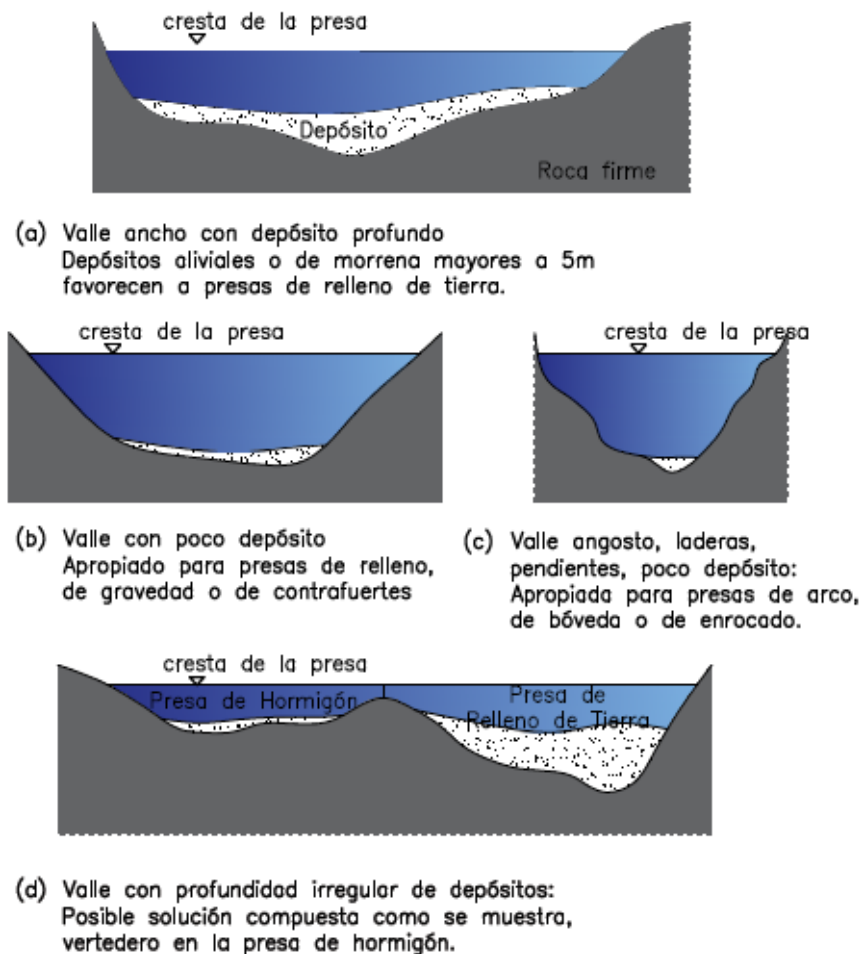
1. **Gradiente Hidráulico.** Denominado “ i ” al gradiente hidráulico de infiltraciones presentes bajo, alrededor o a través de la presa, su valor varía en función del tipo de presa. En presa de relleno homogéneo $i=0.5$ variando hasta $i=10$ en presas de bóveda o de contrafuerte.
2. **Esfuerzos en la cimentación.** Al igual que el gradiente hidráulico los esfuerzos están en relación con el tipo de presa. En la Tabla 2, se presentan valores de esfuerzos para una presa de 100 m de altura de distintos tipos.

Tabla 2
Esfuerzos usuales en las cimentaciones.

| Tipo de presa | Máximo esfuerzo usual (MN m ⁻²) |
|---------------|---|
| Relleno | 1,8 - 2,1 |
| Gravedad | 3,2 – 4,0 |
| Contrafuerte | 5,5 – 7,5 |
| Arco | 7,5 – 10, 0 |

Fuente: (Bureau of Reclamation, 1970)

3. **Deformación de la cimentación.** Las deformaciones dependen del tipo de presa, debido a que cada tipo de presa presenta mejor respuesta a daño, deformaciones y asentamientos. La deformación excesiva o no uniformidad de la cimentación está en relación con el fracturamiento y redistribución de esfuerzos en el interior de la presa. En este caso las presas de relleno presentan gran ventaja debido a la flexibilidad estructural.
4. **Excavación de la cimentación.** Se sujeta a consideraciones económicas cuyo propósito es que el volumen de excavación y preparación de la cimentación de la presa sean en lo posible mínimos. Usualmente en presas de hormigón las excavaciones para cimentar son excesivas. En la Figura 23, se muestran esquemas que fortalecen los puntos 3 y 4.



Fuente: (Morales Topón, 2016)

Figura 23 Ejemplos ilustrativos de presa con relación al perfil del valle

En la Figura 23 (a) se muestra un valle ancho que presenta depósitos profundos de aluviales, esta sección favorece a una presa de relleno en referencia a la deformación de la cimentación y reducida profundidad de excavación que requieren estas presas. Para la Figura 23 (b) una sección con menores depósitos aluviales permite encontrar roca adecuada a poca profundidad, en este caso las presas de enrocado, gravedad o contrafuertes son ideales. En un valle angosto de la Figura 23 (c) que cuenta con ladera de pendiente pronunciada en roca sólida, es un lugar apropiado para presas de arco o bóveda, considerando que la roca donde se apoyen los estribos sea

adecuada. Por último, en la Figura 23 (d) se presenta una sección con características de la Figura 23 (a) y (b) apto para una presa de relleno y de gravedad respectivamente.

Además de las consideraciones antes mencionadas factores locales son determinantes en la elección del tipo de presa, por ejemplo, acceso al sitio, riesgo sísmico del lugar, costos de procesamiento y transporte de material para la construcción, acceso a equipo y mano de obra adecuada, desviación del río, prevención de inundaciones durante la construcción. La Tabla 3, muestra consideraciones que permitan elegir el tipo de presa

Tabla 3

Selección de la presa: Características de cada tipo

| Tipo | Notas y características |
|-----------------------------|--|
| De relleno de tierra | Cimentaciones sobre roca o suelos en valles anchos, aceptan asentamientos diferenciales limitados por la presencia de un núcleo ancho y plástico, rastrillos para horizontes más sólidos y menos permeables. Esfuerzos de contacto bajo. En estas presas se necesita varios materiales, para el núcleo, los espaldones, filtros internos, etc. |
| De enrocado | Debe cimentarse sobre roca, se acepta para esta roca calidad variable y meteorización limitada. Requiere rastrillo para horizontes sólidos. Estas presas no son influenciadas por el tipo de clima. Se necesita material para el núcleo, filtros, etc. |
| De gravedad | Adecuadas en valles anchos, considerando que la excavación en la roca sea menor a 5 m, la meteorización de la roca será limitada, se debe realizar estudios que permitan verificar discontinuidades en la roca respecto al deslizamiento. |
| De contrafuerte | Esfuerzos de contacto mayor, roca firme para la cimentación, Ahorro de hormigón respecto a las de gravedad de 30% al 60%. |
| De arco gravedad | En valles angostos, roca firme o uniforme con resistencia alta, deformación limitada en su cimentación sobre todo en los estribos. Ahorro respecto a las presas de gravedad entre 50% y 85%. |

Fuente: (Bureau of Reclamation, 1970)

2.2.7 Mecanismos formas de falla en una presa de relleno

Las presas de relleno presentan modos de falla y mecanismos que en algunos casos están interrelacionados, así es el caso del rebosamiento que se debe a la insuficiente capacidad del vertedero o por falta de espacio para el borde libre. Mecanismos de falla importantes son la erosión interna y el rebosamiento, se estima que entre el 30% y 35% de fallas e incidentes son producto de estos mecanismos.

Según (P. Novak, 2007) establece los siguientes riesgos que están presentes en las presas de relleno y que se ilustran en la Figura 24 y 25.

1. **Rebosamiento y borde libre.** Advertir rebosamiento con vertederos de excesos y desagües. Se conoce como borde libre a la diferencia del nivel máximo del embalse y el nivel mínimo de la cresta, esta diferencia debe ser suficiente para poder contrarrestar rebosamientos por efecto de las olas.
2. **Estabilidad.** Los cuerpos de la presa en conjunto con su cimentación, deben permanecer estables tanto en su construcción como durante su operación. Para conseguir que los esfuerzos internos se encuentren en rangos permisibles se recomienda que la pendiente de los paramentos sea bastante plana.
3. **Control de infiltración.** Se debe controlar las filtraciones dentro y bajo la presa con el objeto de prevenir erosión interna y transporte de materiales finos, del núcleo, erosión externa y desprendimientos.
4. **Protección paramento aguas arriba.** Se debe prevenir erosión local producto de las olas, movimiento del hielo, etc.
5. **Obras de desagüe y auxiliares.** Garantizar que las obras fundadas en el interior de la estructura permitan el paso sin obstrucción.

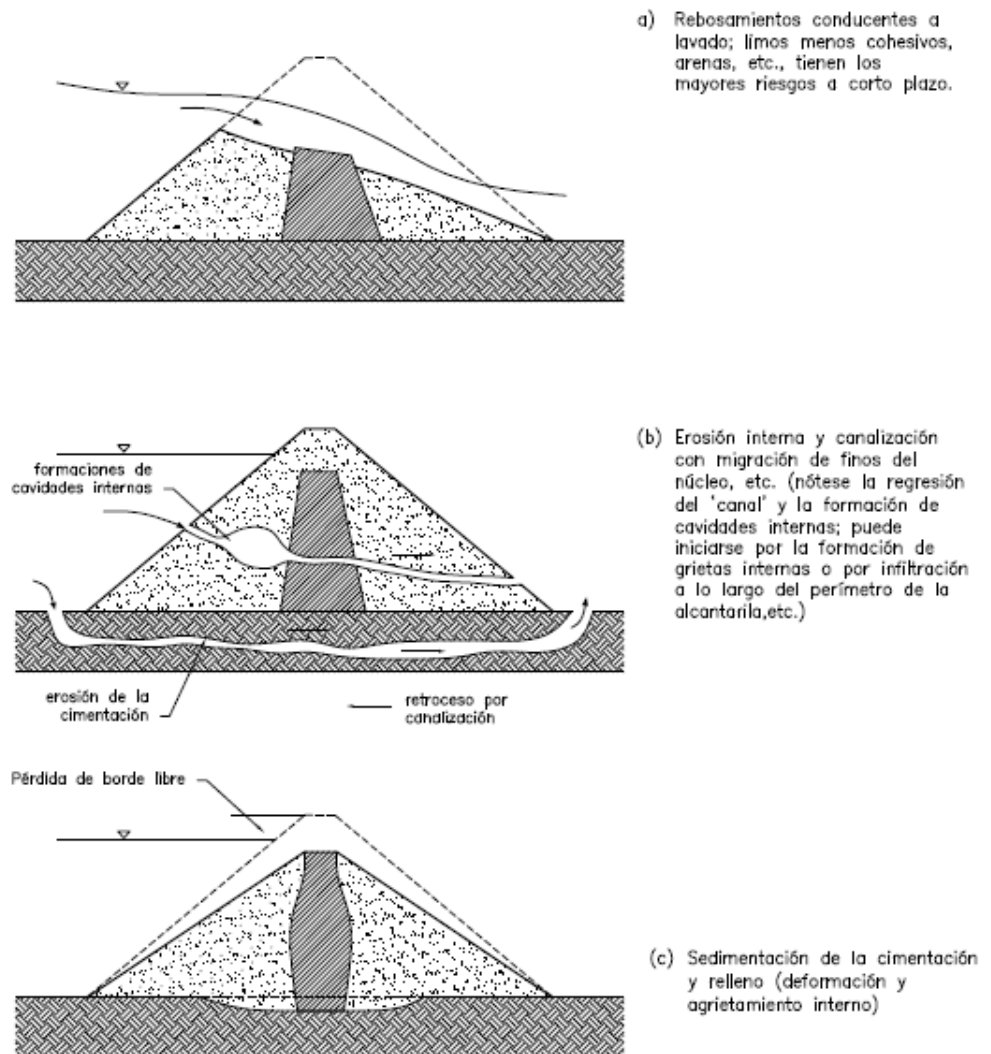


Figura 24 Mecanismos y modos de falla de rellenos

Fuente: (Morales Topón, 2016)

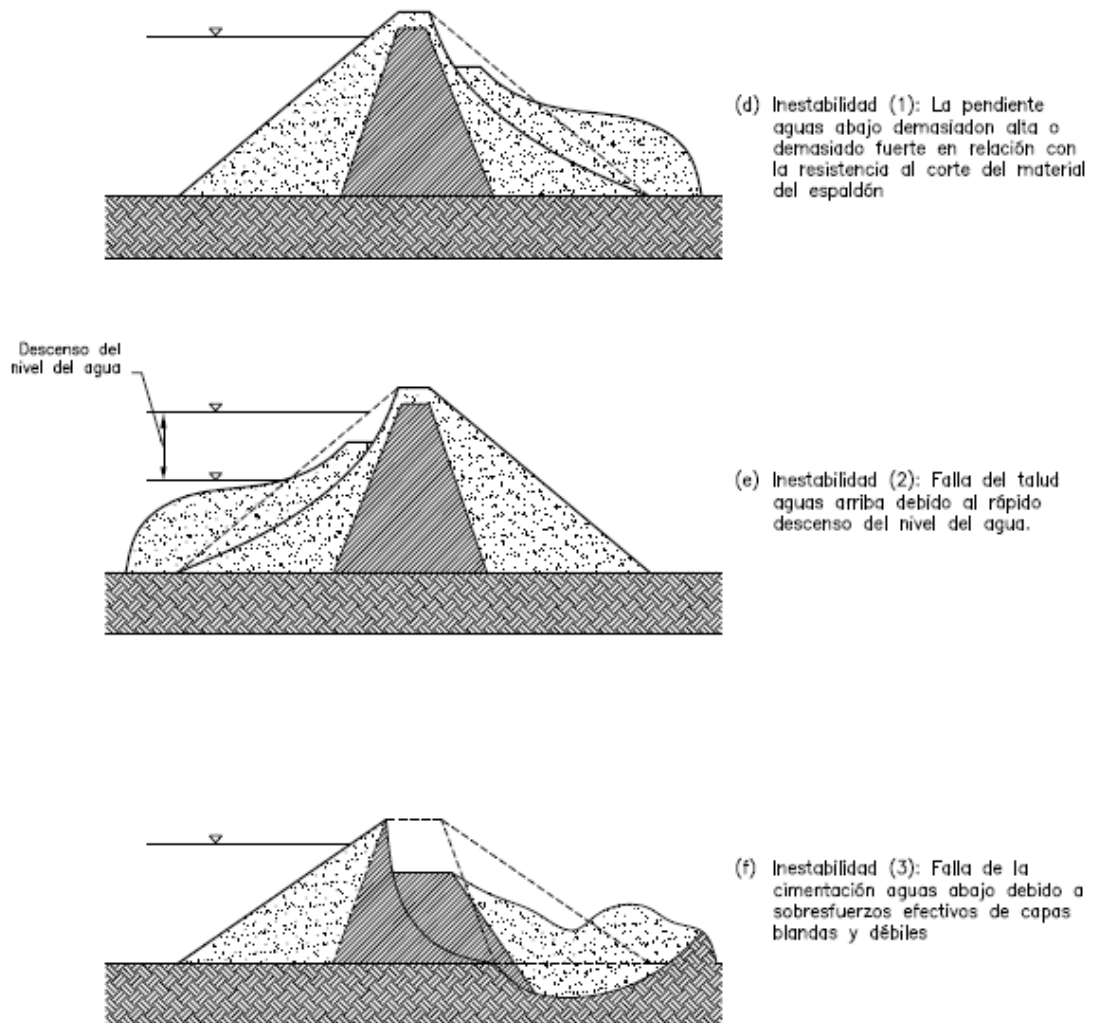


Figura 25 Mecanismos y modos de falla de los taludes

Fuente: (Morales Topón, 2016)

2.3 Información Hidrológica y Climatológica

El estudio hidrológico es indispensable para el diseño de presas y sus obras complementarias, mediante este estudio se pueden estimar la magnitud y frecuencia de avenidas. Esta estimación se realiza mediante el estudio de hidrogramas de avenidas de diseño, a partir de este estudio se consiguen algunas características como caudal de punta o volumen de aportación. Apreciando los hidrogramas de avenidas se consigue dimensionar el aliviadero de la presa y el control de resguardo del embalse. De forma general

con el hidrograma de avenidas se consigue una tabla o una gráfica que muestra el progreso del caudal de aportación en función del tiempo para un punto específico del cauce. En la bibliografía se conocen varios hidrogramas de avenidas cada uno en función de las características que se analicen. De acuerdo a (Bureau of Reclamation, 1970) se tienen los siguientes hidrogramas de avenidas:

- Hidrogramas de Avenida Máxima Probable (AMP).
- Hidrograma de avenida de una frecuencia específica.

Hidrogramas de Avenida Máxima Probable (AMP). - Este hidrograma se lo realiza a partir de combinar las situaciones hidrológicas más desfavorables conjuntamente con las condiciones meteorológicas, de tal forma que no se alejen de la realidad de la cuenca en estudio y así estimar la máxima aportación resultante. Esta estimación es empleada cuando existe la posibilidad del fallo de la presa por sobrevertido y produzca pérdida de vidas humanas y daños materiales.

Hidrograma de avenida de una frecuencia específica. - Estos hidrogramas son utilizados para plantear las instalaciones de protección y desvío del río para la construcción de la presa, estos hidrogramas se realizan a partir de medir la frecuencia de un suceso utilizando la probabilidad que existe para que una avenida de cierta magnitud se de en un periodo de tiempo dado, usualmente este periodo de tiempo es un año.

2.3.1 Datos meteorológicos e hidrología fundamental

La información existente respecto a meteorológica e hidrología son obligatorios para realizar un adecuado estudio hidrológico, en general estos datos contienen registros de caudales acumulados medidos en estaciones de aforo de lectura continua o de valores máximos, también se emplean medidas indirectas de caudales de punta y datos de explotación de embalses.

A partir de los registros meteorológicos se tienen valores de precipitación, temperatura y viento que son recopilados por estaciones climatológicas, que en Ecuador son realizados por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI).

Según (Bureau of Reclamation, 1970) los datos hidrológicos se los puede conseguir a partir de:

Datos de aforo registrado. Estos datos se los obtiene a partir de estaciones de aforo que registran continuamente, estos resultados presentan el flujo del agua en relación al caudal medio diario de cada día del periodo que se encuentre operando el aforador. Por otra parte, las gráficas de aforo presentan un registro perenne del nivel del río frente al tiempo respectivamente en cada punto de aforo, con lo que se realiza una curva característica en la que se muestra la relación que existe entre el caudal en metros cúbicos por segundo y el nivel del río sobre una cota explícita.

Datos de caudal de punta. Presentan una opción satisfactoria frente a lo costoso que representa la instalación, mantenimiento y recopilación de datos de una estación de aforo, y por consiguiente los registros de caudal de punto complementan a la red de estaciones de aforo. Estos datos se los consigue utilizando un conducto de 2 pulgadas de diámetro y que se coloca verticalmente sobre los estribos de un puente, este dispositivo es diseñado de tal forma que permita la entrada por un conducto inferior durante una avenida y de esta manera registrar el nivel máximo de agua alcanzado, al nivel máximo que alcanza el agua se lo relaciona con el caudal a partir de curvas características o utilizando el método pendiente – superficie de medida indirecta de la punta del caudal.

2.3.2 Información hidrológica en el Ecuador

En el Ecuador la información hidrológica para el dimensionamiento de proyectos hídricos no satisface las necesidades de los proyectistas, pues en la mayoría de los casos se cuentan solo con datos de precipitaciones y de

forma limitada con registros de caudales, estas limitaciones provocan dificultad en establecer la escurrentía y analizar la producción hídrica de las cuencas. Para contrarrestar estas limitaciones los proyectistas deben recurrir a modelos empíricos o semi-empíricos de otros países que no se ajustan a la realidad del medio, además de estos problemas en Ecuador no se cuentan con manuales o guías para el procesamiento de información hidrológica, por tal condición se utilizara las recomendaciones de la “Guía de Prácticas Hidrológicas” publicada por la Organización Meteorológica Mundial.

Según la Guía de Prácticas Hidrológicas de la OMM, establece la información necesaria en diversos proyectos hídricos que se muestran en la Figura 26.

| Tipos de proyectos de hídricos | Niveles de Agua | | | Flujo fluvial (Caudal) | | | Sedimento | | | Calidad del Agua ^a | | |
|--|-----------------|------|------|------------------------|------|------|----------------|------|------|-------------------------------|------|------|
| | Serie temporal | Max. | Min. | Serie temporal | Max. | Min. | Serie temporal | Max. | Min. | Serie temporal | Max. | Min. |
| Redistribución del agua (desviación, tomas, canales) | M | M | M | A | A | A | A | M | M | A | M | M |
| Redistribución del agua a lo largo del tiempo (embalses) | M | M | M | A | A | A | A | M | M | A | M | M |
| Producción de energía (energía hidroeléctrica, evacuación de calor sobrante) | A | M | M | A | M | A | A | M | M | M | M | M |
| Confinamientos de agua (presas, protección frente a crecidas) | A | A | M | M | A | M | M | M | M | M | M | M |
| Aliviaderos de agua (por rebose) | M | A | M | A | A | | M | | | M | | |
| Mejoras de la calidad (tratamiento de agua y de aguas residuales) | | | | A | M | A | M | M | M | A | A | A |
| Zonificación (planicies aluviales, ríos paisajísticos) | A | A | M | M | A | M | M | | | | | |
| Seguros (daños de crecidas, daños a la calidad del agua) | A | A | | A | A | | | | | A | A | |
| Predicciones de flujo y de nivel (control de crecidas, operaciones de embalse) | A | A | A | A | A | A | | | | | | |
| Normas y legislación (calidad del agua) | M | A | A | M | A | A | | | | A | A | A |

^a Los parámetros de calidad del agua varían en función del tipo de proyecto

A= Nivel de prioridad alto

M= Nivel de prioridad medio

Figura 26 Información hidrológica necesaria para proyectos de recursos hídricos

Fuente: (OMM, 2011)

Si bien la información hidrológica en el Ecuador es limitada, en la actualidad existen instituciones públicas que trabajan para proporcionar información que permita a los proyectistas, estimar de forma más precisa las características de las cuencas que se prevén utilizar en proyectos hídricos.

El Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) proporciona la mayor cantidad de datos hidrológicos, en general esta institución cuenta con estaciones situadas en diversos sitios del país, la información recopilada por estas estaciones proporciona datos de caudales, niveles de agua, sedimentos, hidroquímica (calidad del agua) e información de pozos y vertiente de aguas subterráneas. Además de esta información se aprovechan trabajos de investigación de proyectos hidroeléctricos, agua potable, recursos hídricos, etc., realizados por entidades públicas como ministerios, municipios, consejos provinciales o empresas privadas, además de los constates trabajos investigativos de las universidades del país. En complemento a esta información el INAMHI cuenta con estaciones climatológicas que permiten a esta institución realizar Anuarios Meteorológicos.

2.3.3 Información Meteorológica

La información meteorológica ha sido recopilada de trabajos realizados por la ya extinta institución INECEL en conjunto con trabajos del INAMHI, en la Tabla 4 se muestran las estaciones meteorológicas principales del INAMHI.

Tabla 4

Estaciones climatológicas principales

| Código | Nombre | Tipo | LATITUD Sur | LONGITUD Oeste | ELEVACIÓ N (msnm) | Operado r |
|--------|------------------|------|----------------|-------------------|----------------------|--------------|
| M188 | Papallacta | CO | 00°21'54" | 78°08'41" | 3150 | INAMHI |
| M203 | El Reventador | PV | 00°25'18" | 77°58'00" | 1145 | INAMHI |
| M436 | Cuyuja | PV | 00°25'00" | 78°02'58" | 2380 | INAMHI |
| M490 | Sardinas | PV | 00°22'16" | 77°48'06" | 1615 | INAMHI |

Fuente: INAMHI

En la figura 27 se ilustra la ubicación de las estaciones meteorológicas alrededor de la cuenca en estudio.

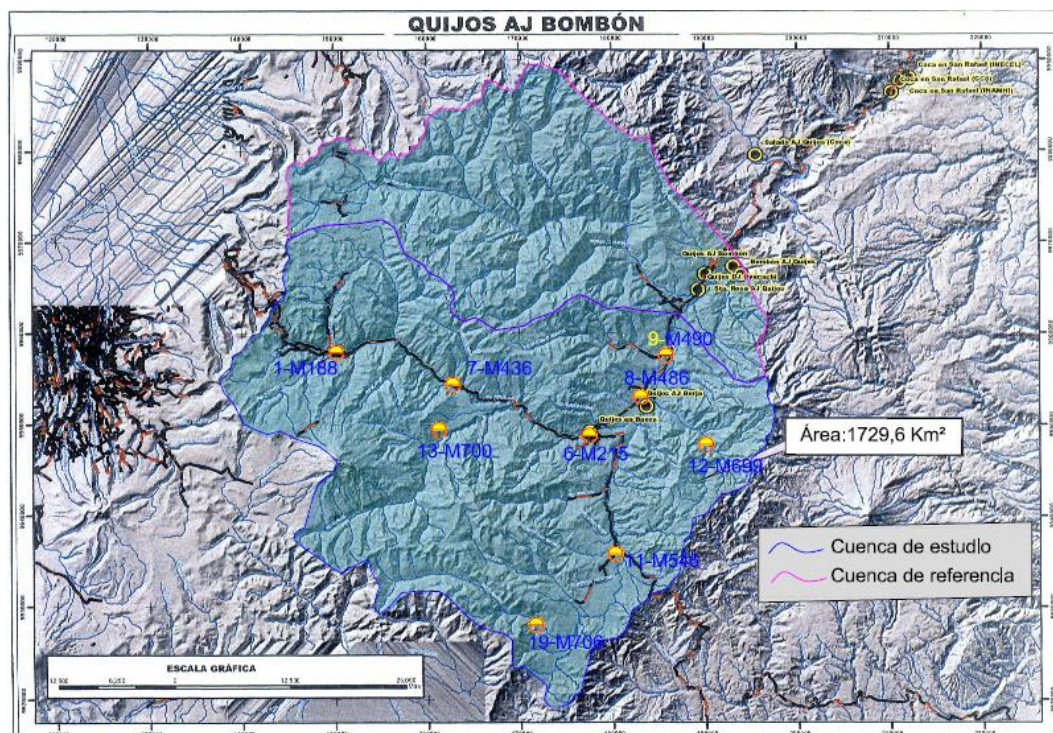


Figura 27 Ubicación de estaciones meteorológicas

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Tabla 5

Estaciones meteorológicas de la cuenca en estudio

| PUNTO | NORTE (m) | ESTE (m) | DESCRIPCIÓN |
|-------|-----------|----------|----------------------------------|
| 1 | 9957864 | 150269 | M188PapallactaINAMHI |
| 6 | 9948883 | 177876 | M215BaezaINECEL |
| 7 | 9954396 | 162992 | M436Cuyuja-INECELINECEL |
| 8 | 9953083 | 183477 | M486Borja-MisiónjosefinaINAMHI |
| 9 | 9957623 | 186208 | M490Sardinas-Napo-INAMHIINAMHI |
| 11 | 9935958 | 180749 | M546Cosanga-INECELINECEL |
| 12 | 9947900 | 190627 | M699Borjasuperior-INECELINECEL |
| 13 | 9949481 | 161473 | M700Quijossuperior-INECELINECEL |
| 19 | 9928203 | 172082 | M706Cosangasuperior-INECELINECEL |

Fuente: (Cocasinclair EP., 2014)

2.4 Información Cartográfica

La información cartográfica es elaborada y publicada por el IGM (Instituto Geográfico Militar), esta institución trabaja la cartografía nacional además de datos geográficos de Ecuador. Con el propósito de facilitar el acceso a la información el IGM en su página web proporciona productos cartográficos, geográficos, de seguridad documentaria, además brinda el servicio On-line para trámites, requerimientos, cartografía y normativas. Entre toda esta información elaborada por el IGM para los estudios hidrológicos se emplean cartas topográficas a escalas 1:25.000, 1:50.000, 1:100.000, 1:250.000. En la Figura 28. Se presenta el índice de cartas topográficas del Ecuador a escala 1:25.000.

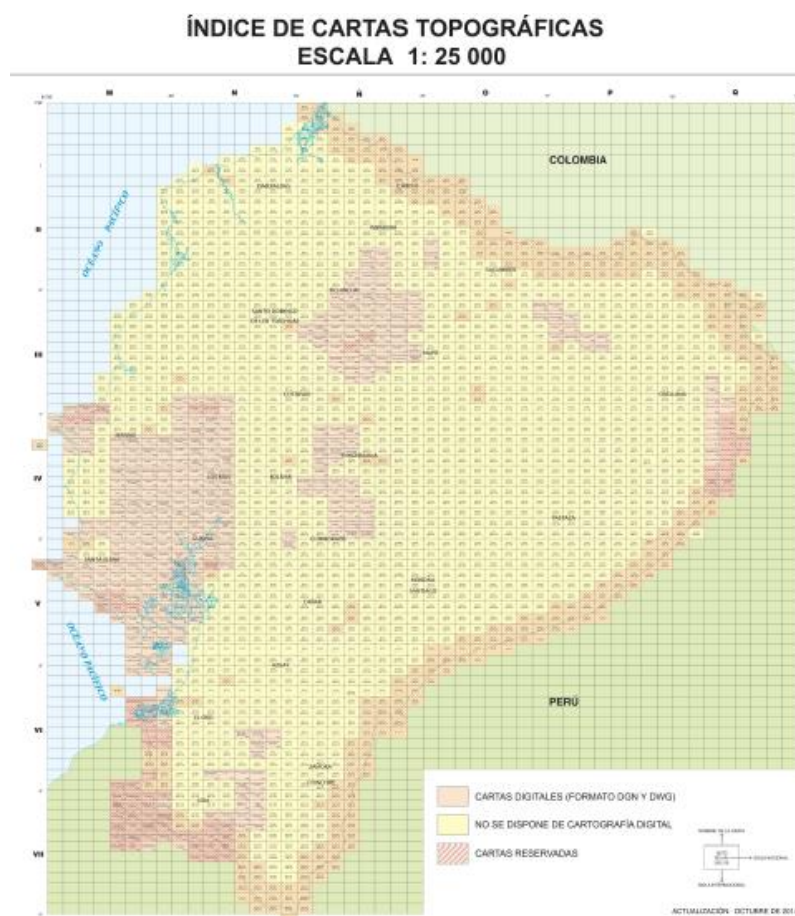


Figura 28 Índice de Cartas Topográficas del Ecuador Continental

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Consiguiente de este índice, la cuenca del río Quijos que se encuentra entre las provincias de Napo y Sucumbíos, se necesitarían las siguientes cartas topográficas marcadas sobre la Figura 29.

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|--|--|--|---|--|--|-----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|---|--|
| NII-E2c 3894 I SW | NII-E2d 3894 I SE | NII-F1c, 3994 IV SW SAN JOSE DE MINAS 2008 | NII-F1d, 3994 IV SE OTAVALO 2011 | NII-F2c 3894 I SW | NII-F2d 3894 I SE | OII-E1c, 4094 IV SW LAGUNA DE PURUBAMBA 2009 | OII-E1d 4094 I SE | OII-E2c 4094 I SW | OII-E2d 4094 I SE | OII-F1c 4194 IV SW | OII-F1d 4194 IV SE | OII-F2c 4194 I SW | OII-F2d 4194 I SE | PII-E1c 4294 IV SW | PII-E1d 4294 IV SE |
| NII-E3a 3894 II NW | NII-E3b, 3894 II NE CHESPI 2008 | NII-F3a, 3994 II NW CHAVEZPAMBA | NII-F3b, 3994 II NE LAGUNA DE MOJANDA | NII-F4a 3894 II NW | NII-F4b 3894 II NE | OII-E3a 4094 II NW | OII-E3b 4094 II NE | OII-E4a 4094 I SW | OII-E4b 4094 I SE | OII-F3a 4194 IV SW | OII-F3b 4194 IV SE | OII-F4a 4194 I SW | OII-F4b 4194 I SE | PII-E3a 4294 II NW | PII-E3b 4294 II NE |
| NII-E4c 3894 I SW | NII-E4d, 3894 I SE CALACALI 2008 | NII-F3c, 3994 II SW PUELIARDO | NII-F3d, 3994 II NE MACHUNGUZE | NII-F4c 3894 I SW | NII-F4d 3894 I SE | OII-E3c 4094 II SW | OII-E3d 4094 II NE | OII-E4c 4094 I SW | OII-E4d 4094 I SE | OII-F3c 4194 IV SW | OII-F3d 4194 IV SE | OII-F4c 4194 I SW | OII-F4d 4194 I SE | PII-E3c 4294 II SW | PII-E3d 4294 II NE |
| NII-A2a, 3893 I NW RIO MINDO 2008 | NII-A2b, 3893 I NE MINDO 2008 | NII-B1a, 3993 IV NW SAN ANTONIO DE PICHINCHA 2008 | NII-B1b, 3993 IV NE GUAYLLABAMBA 2008 | NII-B2a, 3993 I NW CANGAJALA 2010 | NII-B2b, 3993 I SE RIO MONIAS | OII-A1a 4093 IV NW | OII-A1b 4093 IV SE | OII-A2a 4093 I SW | OII-A2b 4093 I SE | OII-B1a 4193 IV NW | OII-B1b 4193 IV SE | OII-B2a 4193 I SW | OII-B2b 4193 I SE | PII-A1a 4293 IV NW | PII-A1b 4293 IV SE |
| NII-A3c, 3893 I SW RIO NAMBILLO 2008 | NII-A3d, 3893 I SE EL CONDADO (COTACOLLALLO) 2008 | NII-B1c, 3993 IV SE CHALUPICRIZ 2008 | NII-B1d, 3993 IV SE EL QUINCHE 2008 | NII-B2c, 3993 I SW COCHAPAMBA 2010 | NII-B2d, 3993 I SE MORAS 2010 | OII-A1c 4093 IV SW | OII-A1d 4093 IV SE | OII-A2c 4093 I SW | OII-A2d 4093 I SE | OII-B1c 4193 IV SW | OII-B1d 4193 IV SE | OII-B2c 4193 I SW | OII-B2d 4193 I SE | PII-A1c, 4293 I SW COMUNA AMAZONAS 2010 | PII-A1d, 4293 I SE LAGO SAN PEDRO 2010 |
| NII-A4a, 3893 I NW ZAPADORES 2008 | NII-A4b, 3893 I NE QUITO 2008 | NII-B3a, 3993 II NW TUMBACO 2008 | NII-B3b, 3993 II NE PIFO 2008 | NII-B4a, 3993 I NW CERRO PUNTAS 2011 | NII-B4b, 3993 I SE CHACACHI 2010 | OII-A3a 4093 II NW | OII-A3b 4093 II NE | OII-A4a 4093 I NW | OII-A4b 4093 I SE | OII-B3a 4193 II NW | OII-B3b 4193 II NE | OII-B4a 4193 I SW | OII-B4b 4193 I SE | PII-A4a, 4293 II NW LAGO SAN JOSE DE GUAYLZA 2010 | PII-A4b, 4293 II NE LAGO SAN PEDRO 2010 |
| NII-A4c, 3893 II SW GUARUMAL 2008 | NII-A4d, 3893 II SE CHILOGLALLO 2008 | NII-B3c, 3993 II SW SANGOLQUI 2008 | NII-B3d, 3993 II SE BURROCHUPA 2008 | NII-B4c, 3993 I SW LAGUNA NUNALVIBRO 2011 | NII-B4d, 3993 I SE LAGUNA ENCANTADA 2010 | OII-A3c 4093 II SW | OII-A3d 4093 II NE | OII-A4c 4093 I SW | OII-A4d 4093 I SE | OII-B3c 4193 II SW | OII-B3d 4193 II NE | OII-B4c 4193 I SW | OII-B4d 4193 I SE | PII-A4c, 4293 II SW SAN CARLOS 2010 | PII-A4d, 4293 II SE LA JORN DE LOS SACHAS 2010 |
| NII-C2a, 3892 I NW RIO SANTA ANA 2008 | NII-C2b, 3892 I NE AMAGUARA 2008 | NII-D1a, 3992 IV NW SELVA ALEGRE 2008 | NII-D1b, 3992 IV SE LA COCHA 2008 | NII-D2a, 3992 I NW PAPALLACTA 2008 | NII-D2b, 3992 I SE HELLA (INCOMPLETA) 2011 | OII-C1a 4092 IV NW | OII-C1b 4092 IV SE | OII-C2a 4092 I NW | OII-C2b 4092 I SE | OII-D1a 4192 IV NW | OII-D1b 4192 IV SE | OII-D2a 4192 I SW | OII-D2b 4192 I SE | PII-C1a, 4292 I NW SAN CARLOS 2010 | PII-C1b, 4292 I NE UNION MELAGRENA 2010 |
| NII-C2c, 3892 I SW EL PONCO 2008 | NII-C2d, 3892 I SE ALORC 2008 | NII-D1c, 3992 IV SW RIMAPAMBA 2010 | NII-D1d, 3992 IV SE LA COCHA 2008 | NII-D2c, 3992 I SW ANTISANA 2011 | NII-D2d, 3992 I SE HELLA (INCOMPLETA) 2011 | OII-C1c 4092 IV SW | OII-C1d 4092 IV SE | OII-C2c 4092 I SW | OII-C2d 4092 I SE | OII-D1c 4192 IV SW | OII-D1d 4192 IV SE | OII-D2c 4192 I SW | OII-D2d 4192 I SE | PII-C1c, 4292 I SW | PII-C1d, 4292 I SE |
| NII-C4a, 3892 II NW CERRO CONAZON 2008 | NII-C4b, 3892 II NE MOCHACHI 2008 | NII-D3a, 3992 II NW SANTA ANA DEL PEDREGAL 2008 | NII-D3b, 3992 II NE SINCHOLLAGUA 2011 | NII-D4a, 3992 I NW LAGUNA DE MICA 2011 | NII-D4b, 3992 I SE CONTRALUERTE CORBETAS (INCOMPLETA) 2011 | OII-C2a 4092 II NW | OII-C2b 4092 II NE | OII-C4a 4092 I NW | OII-C4b 4092 I SE | OII-D3a 4192 II NW | OII-D3b 4192 II NE | OII-D4a 4192 I SW | OII-D4b 4192 I SE | PII-C2a 4292 II NW | PII-C2b 4292 II NE |
| NII-C4c, 3892 II SW SUNZA 2008 | NII-C4d, 3892 II SE MINTRAC COTOPAXI 2008 | NII-D3c, 3992 II SW LAGO SINGOCORNA 2008 | NII-D3d, 3992 II SE LAGO SINGOCORNA 2008 | NII-D4c 3992 I SW | NII-D4d 3992 I SE | OII-C2c 4092 II SW | OII-C2d 4092 II NE | OII-C4c 4092 I SW | OII-C4d 4092 I SE | OII-D3c 4192 II SW | OII-D3d 4192 II NE | OII-D4c 4192 I SW | OII-D4d 4192 I SE | PII-C2c, 4292 II SW | PII-C2d, 4292 II NE |
| NII-E2a 3891 I NW | NII-E2b, 3891 I NE CHICAPAMBA 2008 | NII-F1a, 3991 IV NW COTOPAXI 2008 | NII-F1b, 3991 IV NE | NII-F2a 3891 I NW | NII-F2b 3891 I NE | OII-E1a 4091 IV NW | OII-E1b 4091 IV NE | OII-E2a 4091 I SW | OII-E2b 4091 I SE | OII-F1a 4191 IV NW | OII-F1b 4191 IV NE | OII-F2a 4191 I SW | OII-F2b 4191 I SE | PII-E1a 4291 IV NW | PII-E1b 4291 IV NE |
| NII-E2c 3891 I SW | NII-E2d 3891 I SE | NII-F1c 3891 IV SW | NII-F1d 3891 IV SE | NII-F2c 3891 I SW | NII-F2d 3891 I SE | OII-E1c 4091 IV SW | OII-E1d 4091 IV NE | OII-E2c 4091 I SW | OII-E2d 4091 I SE | OII-F1c 4191 IV SW | OII-F1d 4191 IV NE | OII-F2c 4191 I SW | OII-F2d 4191 I SE | PII-E1c 4291 IV SW | PII-E1d 4291 IV NE |
| NII-F4a 3891 II NW | NII-F4b 3891 II NE | NII-F3a 3891 II NW | NII-F3b 3891 II NE | NII-F4a 3891 II NW | NII-F4b 3891 II NE | OII-E3a 4091 II NW | OII-E3b 4091 II NE | OII-E4a 4091 I SW | OII-E4b 4091 I SE | OII-F3a 4191 II NW | OII-F3b 4191 II NE | OII-F4a 4191 I SW | OII-F4b 4191 I SE | PII-E3a 4291 II NW | PII-E3b 4291 II NE |

Figura 29 Cartas topográficas del Rio Quijos

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Como se aprecia en la Figura 29 la cantidad de cartas topográficas para el estudio de la cuenca del río Quijos es numerosa, y en algunos casos las cartas necesarias son de carácter reservado, ante estas condiciones la información aerofotogramétrica presenta la mejor solución para trabajar la cuenca en un solo conjunto; en la Figura 30 Quijos AJ Bombón, se presenta la cuenca elaborada a partir de restitutiones aerofotogramétricas proveniente del Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca, mediante el Proyecto Sistema Nacional de Información y Gestión de Tierras Rurales e Infraestructura Tecnológica denominada SIGTIERRAS, con el cual se dispone de Cartografía a escala 1:5.000 con curvas de nivel equidistantes cada 5m.

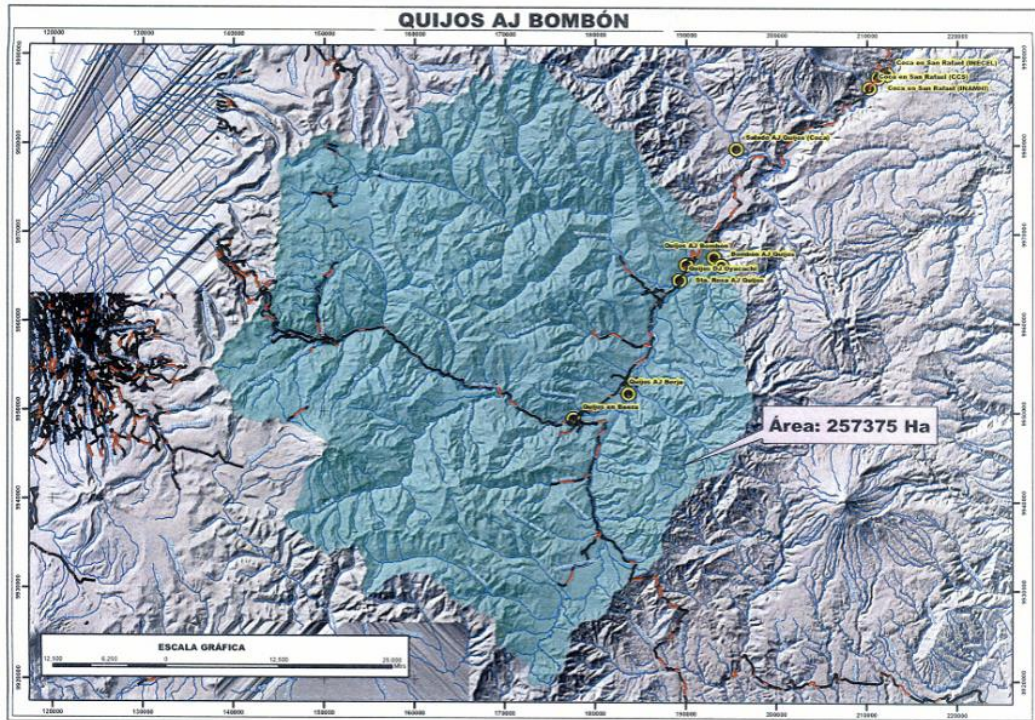


Figura 30 Aerofotogrametría cuenca Quijos AJ Bombón

Fuente: (Morales Topón, 2016)

CAPÍTULO 3

INFORMACIÓN PARA EVALUACIÓN Y DISEÑO

3.1 Determinación Físico – Geográfica de la Cuenca del Río Quijos

Caracterizar los parámetros físicos y geográficos de la cuenca es de gran importancia en la Hidrología, debido a que, ante la ausencia de información de un determinado lugar, un análisis adecuado permite la transferencia de un lugar a otro cuando la información sea insuficiente. Para determinar físicamente la cuenca hidrográfica se trabaja con cartas topográficas, mapas y fotografías aéreas, de ordinario no se elaboran trabajos de medición en el terreno, de estas cartas se consigue información respecto a las cotas de la cuenca, distancias horizontales, forma de las vertientes del río principal para determinar el orden, asociación de las vertientes de la cuenca, etc.

3.1.1 Delimitación de la Cuenca

Se entiende como cuenca al área que recibe precipitación y, luego de una sucesión de métodos hidrológicos por los cuales se producen pérdidas y demoras, la cuenca conduce estas precipitaciones a un punto de desagüe o punto de salida. La cuenca de drenaje está delimitada por su línea perimetral, de tal modo que toda la precipitación que descarga dentro de la cuenca se dirija hacia el punto de desagüe, toda la precipitación que se produzca exteriormente al área delimitada se drenará hacia otras cuencas y punto de desagüe distinto. Esta delimitación usualmente presenta complicaciones en lugares donde una quebrada es cóncava o un terreno es pantanoso, en la práctica se emplean cartas topográficas o fotografías aéreas para demarcar la cuenca de drenaje. En la Figura 31, se presenta un ejemplo de área de drenaje en el que se distinguen el perímetro real y medido, en la actualidad esta diferencia se ha superado con la utilización de programas

computacionales como Autocad o mediante Sistemas de Información Geográfica con el cual se puede cartografiar además de simbolizar el agua superficial y las respectivas estaciones para conseguir una unificación más efectiva.

Una vez delimitada el área de la cuenca, ésta se mide mediante planimetría según el contorno establecido o mediante un Sistema de Información Geográfica, a partir de la delimitación de la cuenca se consigue establecer la forma de la cuenca. Según (OMM, 2011), se puede comparar el perímetro de la cuenca con el de un círculo de la misma área. Denominando A al área de la cuenca y P a su perímetro, a la relación de los dos perímetros se denominan coeficiente de compactación de Gravelius, se expresa en la ecuación 1:

$$C=0.282 P/A^{1/2} \quad (1)$$

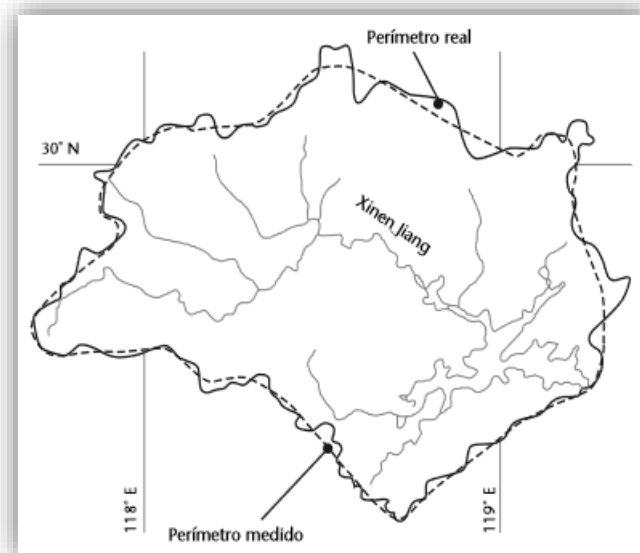


Figura 31 Perímetro real y medido de la cuenca

Fuente: (OMM, 2011)

La cuenca del Río Quijos en estudio fue delimitada sobre aerofotogrametrías obtenidas de SIRGAS y que se muestra en la Figura 32.

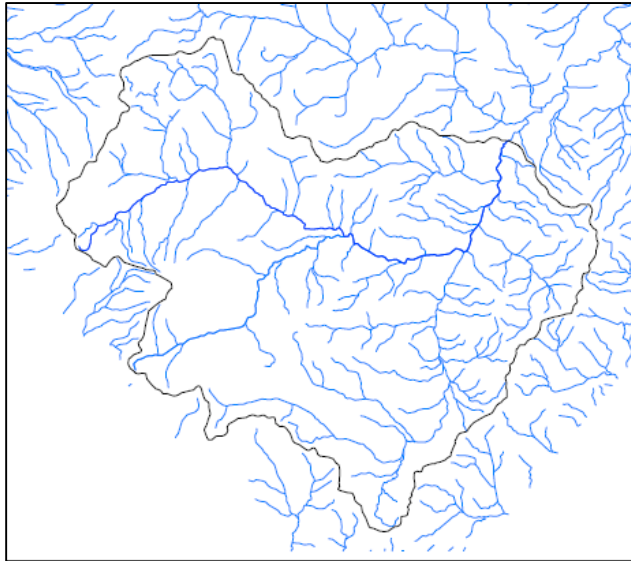


Figura 32 Delimitación de la cuenca del Río Quijos

Fuente: (Morales Topón, 2016)

3.1.2 Línea divisoria

Es la línea divisoria imaginaria que comprende los límites de la cuenca y que está formada al unir los puntos de mayor nivel topográfico cuyo objetivo es dividir la cuenca de sus cuencas contiguas. Ver Figura 33.

3.1.3 Perímetro de la Cuenca

El perímetro de la cuenca hace referencia al contorno de la forma de la cuenca proyectada al plano horizontal, su característica es ser de forma irregular, se obtiene a partir de determinar la cuenca. Como se muestra en la Figura 33, la forma de la cuenca es muy irregular y por tanto no se puede emplear formulas geométricas establecidas, para realizar este cálculo se puede utilizar los siguientes métodos:

- Uso de un mecate (hilo).
- Uso del curvómetro.
- Software Autocad u otros.

3.1.4 Área de drenaje

Se define como área de drenaje a la proyección horizontal de la cuenca que se encuentra delimitada por las líneas divisorias. Al presentar una forma irregular, el cálculo del área de drenaje o área de la cuenca no se la puede realizar por fórmulas geométricas, se puede utilizar los siguientes métodos. Ver Figura 33.

- Balanza analítica.
- Uso del planímetro.
- Software Autocad u otros

3.1.5 Corriente Principal

El cauce del río principal de una cuenca es la corriente que se alimenta de las vertientes tributarias y cuya salida es el punto de desagüe de la cuenca, las cuencas tienen solamente una corriente principal. Cuando una cuenca cuenta con mayor grado de bifurcaciones, es decir mayor cantidad de corrientes tributarias en su sistema de drenaje, la cuenca tendrá mayor respuesta ante las precipitaciones.

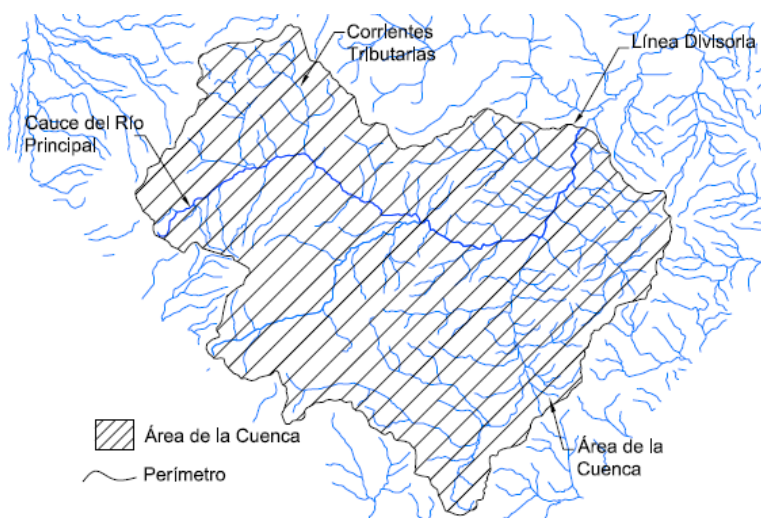


Figura 33 Área y Perímetro de la cuenca del Río Quijos

Fuente: (Morales Topón, 2016)

3.1.6 Orden de la corriente

El sistema de drenaje se forma de la corriente principal y sus tributarios en tal virtud, el orden de la corriente hace referencia al grado de bifurcaciones de la red de drenaje de la cuenca, pues la red de drenaje cuenta con cauces de varias dimensiones. Para determinar el orden de la corriente se han establecidos diversos sistemas, según (OMM, 2011) los sistemas que más se emplean:

- Arreglo Metodológico de Horton.
- Arreglo Metodológico de Schumm.
- Arreglo Metodológico de Stahler.
- Arreglo Metodológico de Shreve.

Metodología de Horton. - Horton establece que el curso de agua principal es de orden 1, al curso de agua que presenta un afluente de orden 1 será de segundo orden y en general a un curso que cuente varios afluentes su orden será $X+1$. La Figura 34, muestra la clasificación según Horton. Como regla general el mayor orden se asigna al afluente más extenso.

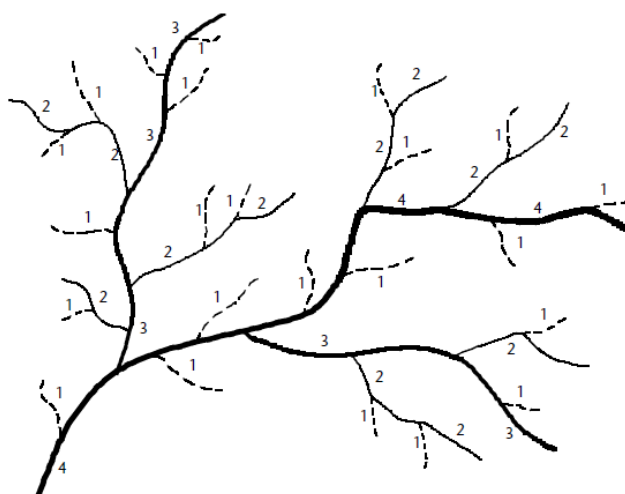


Figura 34 Clasificación de Horton

Fuente: (OMM, 2011)

Metodología de Schumm. Si bien la metodología de Horton es muy empleada, su procedimiento presenta imprecisiones, para resolver esto Schumm establece que los ramales constituidos por los afluentes X-1 se les establezcan el orden X, mediante este arreglo el error derivará de la cartografía de las ramificaciones de agua, pues los afluentes más pequeños no pueden detallarse de manera minuciosa. Ver Figura 35.

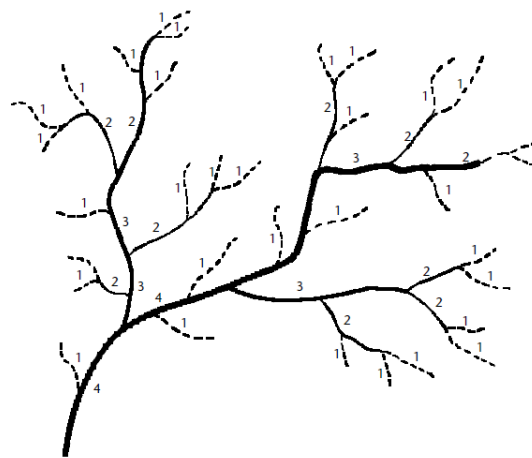


Figura 35 Clasificación de Schumm

Fuente: (OMM, 2011)

3.1.7 Forma de la cuenca

Esta propiedad de la cuenca guarda relación directa con el tiempo de concentración, de allí que es considerada de gran importancia. El tiempo de concentración se refiere al tiempo que emplea el agua en llegar al desagüe de la cuenca desde sus demarcaciones más extremas luego de una precipitación. Esta característica se define mediante:

Índice de Gravelius (Kc). - Conocido también como coeficiente de compacidad, este índice muestra la relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo de área semejante al de la cuenca.

$$K_c = \frac{P}{2 * \sqrt{\pi * A_c}} \quad (2)$$

Donde:

Kc= Coeficiente de compacidad.

P= Perímetro de la cuenca, en Km.

A_c= Área de drenaje de la cuenca, en Km².

Según el valor de K_c se puede establecer que a mayor valor de K_c más irregular es la cuenca, por tanto, una cuenca circular tendrá un valor de K_c=1 como mínimo.

Tabla 6

Estaciones meteorológicas de la cuenca en estudio

| Kc | Forma cuenca | Posibilidad de crecidas con mayores caudales |
|-------------|------------------------------------|--|
| 1,00 – 1,25 | Circular | Alta |
| 1,25 – 1,50 | Oval Redonda a Oval Oblonga | Media |
| 1,50 -1,75 | Oval oblonga a Rectangular oblonga | Baja |

Fuente: Ing. Villacis, Eugenio.

Factor de forma (K_f). – Se define K_f la relación entre el ancho medio y la longitud axial de la cuenca, la longitud axial se determina estableciendo la distancia de curso de agua más largo entre la desembocadura y el arranque de la cuenca.

$$K_f = \frac{B}{L_c} \quad (3)$$

$$A_c = B L_c \quad B = \frac{A_c}{L_c} \quad (4)$$

$$K_f = \frac{Ac}{Lc^2} \quad (5)$$

Donde:

B= Ancho medio de la cuenca, en Km.

Lc= Longitud axial de la cuenca, en Km.

Ac= Área de drenaje de la cuenca, en Km².

Cuando el factor de forma tiene valores bajos la cuenca tendrá menos crecientes que otra de igual tamaño con mayor factor de forma.

Tabla 7

Límites de coeficiente de forma (Kf)

| Kf | Forma cuenca | Crecidas |
|-------------|------------------------|--------------------------------------|
| 0,10 – 0,18 | Muy poco achatada | Muy poco susceptible a crecidas |
| 0,18 – 0,36 | Ligeramente achatada | Ligeramente susceptible a crecidas |
| 0,36 - 0,54 | Moderadamente achatada | Moderadamente susceptible a crecidas |
| 0,54 – 1,00 | Ligeramente achatada | Susceptible a crecidas |
| ≥ 1,00 | Redonda | Muy susceptible a crecidas |

Fuente: Ing. Villacis, Eugenio.

3.1.8 Densidad de drenaje

Se define como la relación entre la longitud total de las corrientes de agua de todos los órdenes y el área de la cuenca. Según esto cuando la cuenca tenga pocas bifurcaciones de afluentes se tendrá una densidad baja y alta densidad de drenaje cuando cuenta con mayores bifurcaciones, es decir el orden de la corriente sea mayor. Ver Figura 3.6.

$$D_d = \frac{L_r + \sum (L_{i_n})}{A_c} \quad (6)$$

Donde:

D_d = Densidad de drenaje.

L_{i_n} = Longitud de afluentes, en m

L_r = Longitud del río principal, medido por el cauce en m.

A_c = Área de drenaje de la cuenca, en Km².

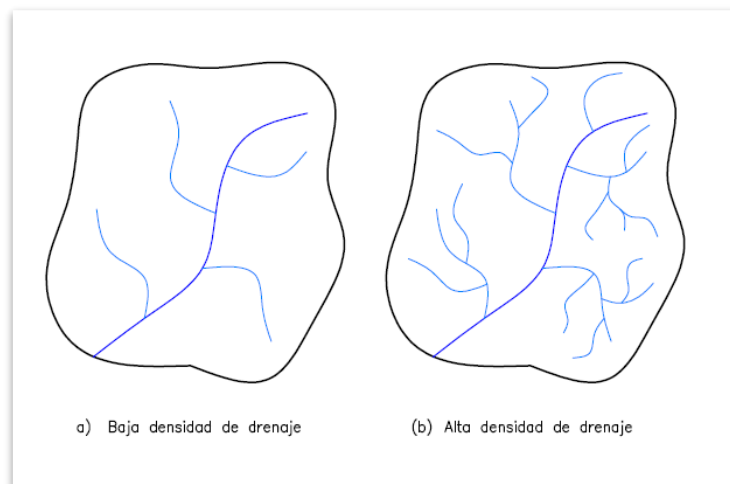


Figura 36 Densidad de drenaje de acuerdo a las bifurcaciones de los afluentes

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Dd generalmente tiene valores entre 0.5 Km/Km² para cuencas con drenaje pobre, llegando hasta 3.5 Km/Km² en cuencas bien drenadas.

3.1.9 Sinuosidad de las corrientes de agua

Se define como sinuosidad a la relación entre la longitud de la corriente del río principal determinada en la extensión del cauce, y la longitud del valle del río principal determinada en línea curva o recta. Ver Figura 37.

$$S = \frac{Lr}{Lc} \quad (7)$$

Donde:

Lr= Longitud del cauce principal, en Km.

Lc= Longitud de cauce principal medido en línea recta o curva, en Km.

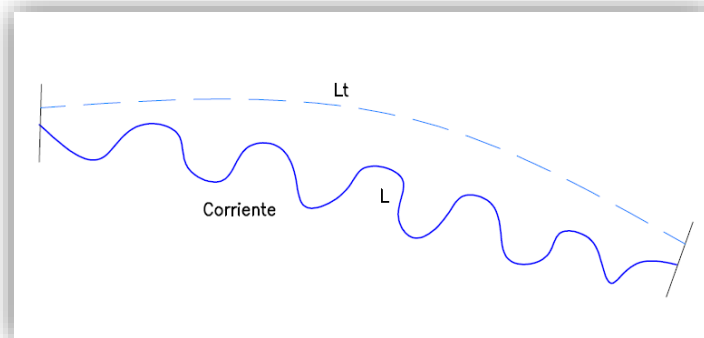


Figura 37 Sinuosidad de las corrientes de agua

Fuente: (Monsalve Sáenz, 1995)

A partir del valor de sinuosidad se puede estimar la velocidad de escorrentía del agua en el desarrollo de la corriente. Cuando $S \leq 1.25$ se tiene baja sinuosidad, se tiene por tanto un río de alineamiento "recto".

3.1.10 Propiedades de relieve de la cuenca

Estas características tienen notable importancia, pues el relieve a menudo tiene mayor influencia en la respuesta hidrológica respecto a la forma misma de la cuenca, según (Monsalve Sáenz, 1995) las principales características de la cuenca son:

- Pendiente de la cuenca.
- Altura media de la cuenca.
- Pendiente de la corriente principal.

Pendiente de la cuenca. - De la inclinación que tenga la cuenca dependerá la velocidad de la escorrentía superficial, además está en relación con el tiempo que tarda el agua de las lluvias agruparse en los lechos fluviales, que forman parte de la red de drenaje de la cuenca. Con este parámetro se consigue un índice de la velocidad media de escorrentía, dominio de arrastre y la erosión. El método usualmente empleado para conseguir valores distintivos de las pendientes de una cuenca es el método de las cuadrículas asociadas a un vector.

El método de las cuadrículas. - También conocido como el de las tangentes, establece la distribución porcentual de las pendientes a partir de una muestra estadística de las pendientes normales a las curvas de nivel de un número representativo de puntos de una cuenca y obtener el valor de la pendiente media de la cuenca en estudio.

Los pasos a emplear son los siguientes:

1. Definir una grilla de líneas horizontales y verticales sobre la cuenca de espacios semejantes, se recomiendan al menos 50 puntos. Cada uno de los puntos que se intersectan en la cuadrícula determinaran la pendiente en el terreno. Ver Figura 38.

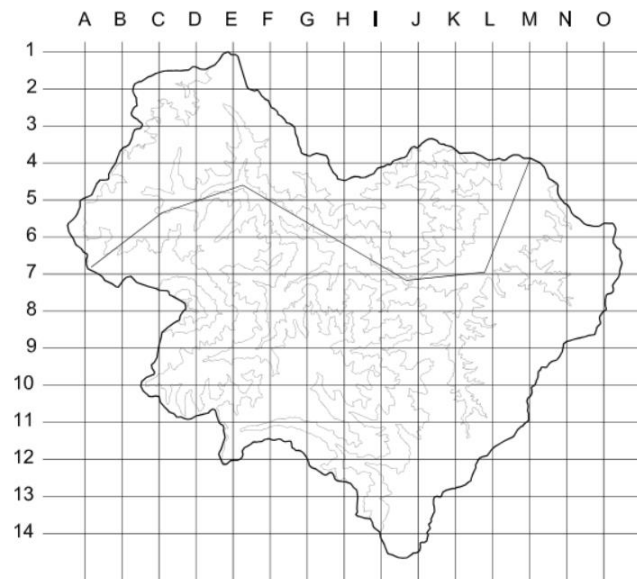


Figura 38 Cuadrícula sobre la cuenca hidrográfica

Fuente: (Morales Topón, 2016)

2. Establecer la pendiente en cada uno de los puntos que se intersecan, por facilidad asignar un número a las líneas horizontales y letras a las verticales, usualmente se tendrá las siguientes condiciones. El caso más usual cuando se puede realizar una línea de apoyo perpendicular a una tangente a la curva de nivel, al extender esta línea perpendicular se cruza con la curva de nivel siguiente ver Figura 39.

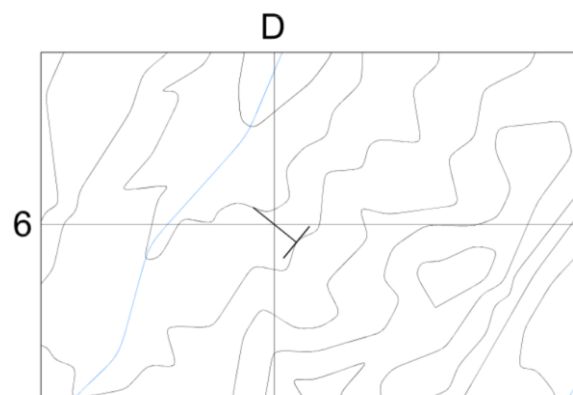


Figura 39 Línea de apoyo para el cálculo de la pendiente

Fuente: (Morales Topón, 2016)

A partir de esto, se tienen la diferencia entre niveles y la longitud existente entre las curvas de nivel, con estos valores conseguimos la pendiente mediante la Ecuación.

$$m = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{h_2 - h_1}{Lx} \quad (8)$$

Cuando no se consiga intersecar la línea perpendicular que nace de la línea tangente a la curva de nivel inferior, se debe interpolar las curvas de nivel superiores. En último lugar determinado las pendientes respectivas de cada punto de la cuenca, se establece la pendiente promedio de la cuenca.

Tabla 8

Cálculo de la pendiente media de la cuenca del río Quijos

| Nº | PUNTO | ΔY | ΔX | m | %m |
|----|-------|------------|------------|------|-----------------|
| 1 | C3 | 100 | 1574,69 | 0,06 | 6,35 |
| 2 | B4 | 100 | 315,84 | 0,32 | 31,66 |
| 3 | C4 | 100 | 869,43 | 0,12 | 11,50 |
| 4 | E4 | 100 | 170,44 | 0,59 | 58,67 |
| 5 | F4 | 100 | 235,97 | 0,42 | 42,38 |
| 6 | G4 | 100 | 293,72 | 0,34 | 34,05 |
| 7 | I4 | 100 | 369,54 | 0,27 | 27,06 |
| 8 | J4 | 100 | 164,84 | 0,61 | 60,67 |
| 9 | K4 | 100 | 172,11 | 0,58 | 58,10 |
| 10 | B5 | 100 | 642,58 | 0,16 | 15,56 |
| 11 | C5 | 100 | 192,63 | 0,52 | 51,91 |
| 12 | E5 | 100 | 177,80 | 0,56 | 56,24 |
| 13 | F5 | 100 | 149,27 | 0,67 | 66,99 |
| 14 | H5 | 100 | 258,26 | 0,39 | 38,72 |
| 15 | J5 | 100 | 141,24 | 0,71 | 70,80 |
| 16 | M5 | 100 | 134,92 | 0,74 | 74,12 |
| 17 | A6 | 100 | 594,04 | 0,17 | 16,83 |
| 18 | B6 | 100 | 362,86 | 0,28 | 27,56 |
| 19 | C6 | 100 | 622,97 | 0,16 | 16,05 |
| 20 | D6 | 100 | 348,19 | 0,29 | 28,72 |
| 21 | E6 | 100 | 368,56 | 0,27 | 27,13 |
| 22 | F6 | 100 | 128,32 | 0,78 | 77,93 |
| 23 | G6 | 100 | 204,90 | 0,49 | 48,80 |
| 24 | H6 | 100 | 367,11 | 0,27 | 27,24 |
| | | | | | CONTINÚA |

| | | | | | |
|----|----|-----|--------|------|-------|
| 25 | J6 | 100 | 372,49 | 0,27 | 26,85 |
| 26 | K6 | 100 | 319,33 | 0,31 | 31,32 |
| 27 | M6 | 100 | 327,64 | 0,31 | 30,52 |
| 28 | N6 | 100 | 145,02 | 0,69 | 68,96 |
| 29 | O6 | 100 | 447,93 | 0,22 | 22,32 |
| 30 | B7 | 100 | 422,07 | 0,24 | 23,69 |
| 31 | C7 | 100 | 633,67 | 0,16 | 15,78 |
| 32 | D7 | 100 | 210,11 | 0,48 | 47,60 |
| 33 | E7 | 100 | 811,48 | 0,12 | 12,32 |
| 34 | F7 | 100 | 241,21 | 0,41 | 41,46 |
| 35 | H7 | 100 | 312,08 | 0,32 | 32,04 |
| 36 | J7 | 100 | 475,21 | 0,21 | 21,04 |
| 37 | M7 | 100 | 229,52 | 0,44 | 43,57 |

Tabla 9

Continuación cálculo de la pendiente media

| Nº | PUNTO | ΔY | ΔX | m | %m |
|-----------------|-------|------------|------------|-------|-------|
| 38 | N7 | 100 | 665,66 | 0,15 | 15,02 |
| 39 | O7 | 100 | 261,49 | 0,38 | 38,24 |
| 40 | F8 | 100 | 306,78 | 0,33 | 32,60 |
| 41 | K8 | 100 | 132,17 | 0,76 | 75,66 |
| 42 | L8 | 100 | 126,78 | 0,79 | 78,88 |
| 43 | M8 | 100 | 178,34 | 0,56 | 56,07 |
| 44 | N8 | 100 | 175,76 | 0,57 | 56,89 |
| 45 | E9 | 100 | 164,67 | 0,61 | 60,73 |
| 46 | H9 | 100 | 169,85 | 0,59 | 58,88 |
| 47 | I9 | 100 | 390,04 | 0,26 | 25,64 |
| 48 | J9 | 100 | 394,00 | 0,25 | 25,38 |
| 49 | L9 | 100 | 167,41 | 0,60 | 59,73 |
| 50 | C10 | 100 | 521,04 | 0,19 | 19,19 |
| PROMEDIO | | | | 0,399 | 40,06 |

$$m_{cuenca} = \frac{\sum_{i=1}^n m_{cuenca}}{n} = \frac{19,95}{50} = 0,399 \approx 40\% \quad (9)$$

Otro método para la pendiente promedio de la cuenca. - Se la define generalmente como la rugosidad del suelo de la cuenca, que resulta de la media ponderada de todas las pendientes correspondientes a áreas que

pudiéramos considerar constante la máxima inclinación del suelo, esta metodología se ilustra en la Figura 40.

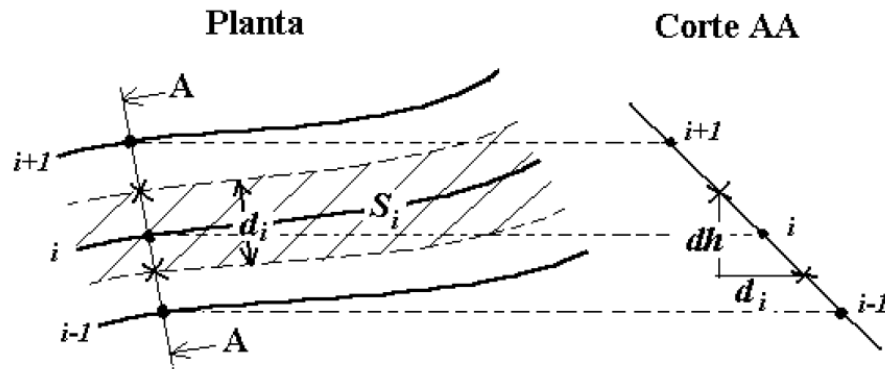


Figura 40 Esquema Pendiente Promedio

Fuente: (Udelar-FI-IMFIA, 2010)

$$Y_c = \frac{\sum (L_i * h_i)}{A_c} \quad (10)$$

Donde:

Y_c = Pendiente promedio de la cuenca, en %.

L_i = Promedio de longitudes entre las curvas de nivel consecutivas, en m.

h_i = Diferencia entre valores de cotas o curvas de nivel, en m.

A_c = Área de drenaje de la cuenca, en Km².

Pendiente longitudinal del río principal. - Se define como la relación entre la longitud total de la corriente de agua principal, o río principal y la altura resultante entre la cima (cota inicio) y el punto de desagüe (cota llegada) del río en mención.

$$Y_r = \frac{AH}{L_r} \quad (11)$$

$$AH = Y2 - Y1 \quad (12)$$

Donde:

Yr= Pendiente longitudinal del río, en %.

Lr= Longitud del río principal, medido por el cauce en km.

AH= Altura o diferencia entre cotas, en km.

Y2= Cota inicio, en msnm.

Y1= Cota llegada, en msnm.

Altura media de la cuenca. - Resulta de la relación entre la suma de la altura de cima (cota máxima) y la altura de desagüe (cota mínima) de toda la cuenca dividida para el área total de la cuenca.

$$Hm = \frac{Cota\ max + Cota\ min}{2} \quad (13)$$

Dónde:

Hm= Altura media de la cuenca, en msnm.

Cota max= Altura de la cima de la cuenca, en msnm.

Cota min= Altura de desagüe de la cuenca, en msnm.

Pendiente suavizada del río principal. - Es el grado de inclinación o desnivel calculado de manera más adecuada que la pendiente longitudinal, ésta nos ayuda a estimar la caída del agua del río principal de la cuenca, conforme a ciertas estimaciones geométricas como:

Se debe considerar un perfil longitudinal del río principal donde se obtengan valores de área bajo dicho perfil o área bajo la curva, esto con relación con la cota de referencia (cota desagüe) y longitud del río principal,

que servirán para el cálculo de la coordenada Y del punto pivote y para la coordenada X bastará con dividir para dos la longitud total del río.

Este punto pivote servirá para colocar una línea inclinada que represente la gradiente suavizada del río, y para conocer su valor correcto, se ajustará su inclinación gráficamente y deberán ser iguales las áreas totales que se encuentren sobre el perfil del río con las que están debajo del mismo, formadas con la intersección de ésta línea en mención.

Por tanto, se tienen las coordenadas para el punto Pivote:

$$Y = \frac{\text{Área bajo curva}}{Lr} + \text{cota referencia (min)} \quad (14)$$

$$X = \frac{Lr}{2} \quad (15)$$

Donde:

Y= Ordenada punto Pivote, en m.

X= Abscisa punto Pivote, en m

Lr= Longitud del río principal, medido por el cauce en m.

3.1.11 Tabla resumen de resultados

La siguiente tabla corresponde a resultados obtenidos de los cálculos antes mencionados para la caracterización morfométrica de la cuenca en estudio en el sitio de la presa.

Tabla 10

Parámetros morfométricos

| CUENCA DEL RÍO QUIJOS | | NORTE | ESTE | |
|---------------------------------------|--|-----------------|-----------------|---------------------------------------|
| PUNTO DE CONTROL O DESAGÜE | | 9962136,93 | 855518,3 | |
| Referencia: Estación Quijos AJ Bombón | | | | |
| N° | Nombre Parámetro | Símbolo | U | Valor |
| 1 | Longitud del Río Principal | Lr | Km | 68,53 |
| 2 | Área de la Cuenca | Ac | km ² | 1729,6 |
| 3 | Perímetro de la Cuenca | P | Km | 214,51 |
| 4 | Longitud Axial | Lc | km | 61,02 |
| 5 | Coeficiente de Compacidad | Kc | adm | 1,46 |
| | $K_c = \frac{P}{2 * \sqrt{\pi * A_c}}$ | CLASES DE FORMA | RANGO DE CLASES | FORMA |
| | | Kc1 | 1 a 1,25 | Casi redonda u Oval Redonda |
| | | Kc2 | 1,25 a 1,50 | De oval Redonda a Oval Oblonga |
| | | Kc3 | 1,50 a 1,75 | De Oval Oblonga a Rectangular Oblonga |
| 6 | Coeficiente de Forma | Kf | adm | 0,46 |
| | $K_f = \frac{A_c}{L_c^2}$ | | | |

Tabla 11

Continuación Parámetros morfométricos

| 7 | Pendiente Longitudinal del Río Principal | Yr | % | 4.11 |
|---|--|----------|------|-----------------|
| | $Y_r = \frac{AH}{L_r}$ | | | |
| | Cota máxima | Y2 | msnm | 4300 |
| | Cota mínima (punto control) | Y1 | msnm | 1480 |
| | Diferencia en altura | AH | m | 2820 |
| 8 | Altura media CHS | Hm | msnm | 3540 |
| | $H_m = \frac{Cota\ max + Cota\ min}{2}$ | Cota max | msnm | 5600 |
| | | Cota min | msnm | 1480 |
| | | | | CONTINÚA |

| | | | | |
|-----------|--|-----------------|--------------------|--------------|
| 9 | Pendiente promedio o suavizada del río | Yrs | % | 3.70 |
| | Punto P _{vot} | X | m | 34265.13 |
| | | Y | m | 945.68 |
| | $X = \frac{Lr}{2}$ $Y = \frac{\text{Área bajo curva}}{Lr} + \text{cota ref}(1500)$ | | | |
| | Área bajo perfil terreno | A _{pt} | km ² | 64.81 |
| 10 | Pendiente promedio de la cuenca | Y _c | % | 33.10 |
| | $Y_c = \frac{\sum(Li * hi)}{Ac}$ | | VER TABLA 3.5 | |
| 11 | Densidad de Drenaje | D _d | km/km ² | 0.313 |
| | $D_d = \frac{Lr + \sum Li_n}{Ac}$ | | VER TABLA 3.6 | |
| 12 | Sinuosidad | S | adm | 1.12 |
| | $S = \frac{Lr}{Lc}$ | | | |

Tabla 12

Cálculo pendiente promedio

| l_{i1} | l_{i2} | l_i PROMEDIO | Cota1 | Cota2 | H_i | $l_i H_i$ |
|------------------|-----------|----------------|-------|-------|-------------------------------|---------------|
| (m) | (m) | (m) | msnm | | (m) | |
| 427,34 | | 427,34 | 1480 | 1500 | 20 | 8546,8 |
| 427,34 | 223770,30 | 112098,82 | 1500 | 2000 | 500 | 56049410 |
| 223770,30 | 181225,30 | 202497,80 | 2000 | 2500 | 500 | 101248900 |
| 181225,30 | 230716,60 | 205970,95 | 2500 | 3000 | 500 | 102985475 |
| 230716,60 | 307052,13 | 268884,37 | 3000 | 3500 | 500 | 134442183 |
| 307052,13 | 191694,85 | 249373,49 | 3500 | 4000 | 500 | 124686745 |
| 191694,85 | 20339,90 | 106017,38 | 4000 | 4500 | 500 | 53008687,5 |
| 20339,90 | 11658,50 | 15999,20 | 4500 | 5000 | 500 | 7999600 |
| 11658,50 | 5422,95 | 8540,73 | 5000 | 5500 | 500 | 4270362,5 |
| 5422,95 | 1308,40 | 3365,68 | 5500 | 5600 | 100 | 336567,5 |
| | | | | | TOTAL (m ²) | 572429947 |
| | | | | | TOTAL (km²) | 572,43 |

Tabla 13

Cálculo densidad de drenaje

| N° | Li_n (m) | | | | | | | |
|----------------|------------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| L1 | 5626 | 3185,6 | 9374,13 | 2206,1 | 2667,25 | 5184,09 | 1688,07 | 3433,9 |
| L2 | 3666,7 | 5453,7 | 3828 | 4688,3 | 8944,94 | 4737,03 | 3619,3 | 1825,8 |
| L3 | 2316,3 | 5858,7 | 7358,6 | 4574,89 | 2546,78 | 2099,57 | 4012,6 | 2630,7 |
| L4 | 6884,97 | 6701,6 | 4884,8 | 6373,8 | 3972,24 | 2369,45 | 5251,3 | 7592,5 |
| L5 | 53558,3 | 7944 | 2509,3 | 3671,4 | 9184,95 | 4238,89 | 2310,2 | 3846,18 |
| L6 | 7015,65 | 9927,3 | 3194,1 | 2738,9 | 2319,7 | 4874,85 | 4755,9 | 4880 |
| L7 | 2425,81 | 6018,79 | 16969,55 | 1231,93 | 1926,4 | 2660,5 | 10456,8 | 2666,9 |
| L8 | 2863,45 | 12404,4 | 4085,7 | 3555,8 | 2037,4 | 6587,2 | 12179,9 | 3412,2 |
| L9 | 32170 | 7123,03 | 1402,6 | 12291,28 | 5867,4 | 3300,3 | 7755,5 | 4611,5 |
| L10 | 7116,9 | 2523,58 | 5217,3 | 2957,71 | 4289,4 | 6097,9 | 3605,6 | 1686,4 |
| Parcial | 123644,08 | 67140,7 | 58824,08 | 44290,11 | 43756,46 | 42149,78 | 55635,17 | 36586,08 |

Tabla 14

Continuación Cálculo densidad de drenaje

| N° | Li_n (m) | | | | | | |
|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-------------------|-----------------|
| L11 | 4953,3 | 4452,7 | 5286,6 | 6281,56 | 14791,4 | 6963,1 | 2538,37 |
| L12 | 3137,3 | 3507,24 | 5634,1 | 3026,97 | 2441,6 | 3656,77 | 5089,93 |
| L13 | 6067,1 | 1989,5 | 2095 | 5439,7 | 1613,08 | 3441,45 | 2474,05 |
| L14 | 2806,2 | 4728,1 | 2255,56 | 19199,9 | 9792,25 | 5876,99 | 2402,6 |
| L15 | 2576,05 | 404,97 | 1085,6 | 1760,2 | 5931,65 | 1424,5 | |
| L16 | 3115 | 6310,7 | 2039,5 | 2902,5 | 2153,2 | 3368,1 | |
| L17 | 5845,1 | 3450,5 | 3652,1 | 3241,2 | 20068,1 | 5790,5 | |
| L18 | 2390,35 | 2353,1 | 2482,9 | 2114,6 | 9523,32 | 3251,35 | |
| L19 | 1666,65 | 2639,01 | 3139,2 | 5005,2 | 4082,39 | 3220,2 | |
| L20 | 5719,7 | 1102,3 | 2677,5 | 2549,7 | 4621,72 | 3010,8 | |
| Parcial | 38276,75 | 30938,12 | 30348,06 | 51521,53 | 75018,71 | 40003,76 | 12504,95 |
| | | | | | | TOTAL (m) | 472026,46 |
| | | | | | | TOTAL (Km) | 472,03 |

3.1.12 Tiempos de concentración

Determinados los parámetros morfométricos de la cuenca en estudio, se continúa con el cálculo del tiempo de concentración, que se define como el tiempo que tarda el agua en llegar al punto de desagüe de la cuenca originario del punto hidrológicamente más alejado.

- **Autor: Ranser - Kirpich**

$$t_c = 4 * \left(\frac{Lr}{\sqrt{Yc}} \right)^{0,385} \quad (16)$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración.

Lr = Longitud del río principal, medido por el cauce, en km.

Yc = Pendiente promedio de la cuenca, en ‰.

- **Autor: Giandotti**

$$t_c = \frac{4 * \sqrt{Ac} + 1,5 * Lr}{0,8 * AH^{0,5}} \quad (17)$$

Donde:

t_c = Tiempo de concentración.

Ac = Área de drenaje de la cuenca, en Km².

Lr = Longitud del río principal, medido por el cauce, en km.

AH = Altura o diferencia de nivel, en m.

Tabla 15

Tiempo de Concentración de la cuenca del río Quijos

| Autor | t_c (horas) |
|----------------------|---------------|
| Kirpich | 6,66 |
| Giandotti | 5,24 |
| Tc (promedio) | 5,95 |

3.2 Análisis de los datos de Precipitación

3.2.1 Cálculo de la Precipitación Media

Usualmente, la altura de lluvia presente en un sitio específico no es el mismo a la lluvia que cae en los contornos, a pesar que estos sitios sean cercanos. Los aparatos más usuales para medir la precipitación son los pluviómetros y los pluviógrafos, que registran la lluvia puntual del sitio en el que se encuentran instalados. A partir de los registros de estos aparatos se realizan cálculos ingenieriles para conocer la lluvia media ponderada en una zona específica o de una cuenca definida.

Según (Mijares, 1992) para determinar la precipitación media, existen tres métodos de uso generalizado:

a) Método Aritmético

Para este método se debe calcular el promedio aritmético de las alturas de precipitación registradas por cada estación que se empleen para el análisis, y que se determina a partir de la siguiente ecuación.

$$P_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n P_i \quad (18)$$

Donde:

n = Número de Estaciones

P_i = Precipitación registrada en la estación i (mm)

b) Polígonos de Thiessen

Mediante este método se atribuye un porcentaje del total de la precipitación de cada estación, que sea proporcional a su área de influencia.

Para emplear este método se debe realizar lo siguiente:

1. Identificar las estaciones de la cuenca más próximas entre sí y unir las mediante líneas rectas dibujadas en el plano, identificadas en la Figura 41 con líneas discontinuas. A partir de estas líneas se conforman triángulos en cuyos vértices están las estaciones pluviométricas.
2. Trazar líneas rectas en los puntos medios de los lados de los triángulos (líneas rectas en la Figura 41). Por geometría estas líneas conforman las mediatrices de cada triángulo y que convergen en un solo punto.
3. Cada estación pluviométrica estará rodeada por líneas rectas del paso 2, delimitando los polígonos de Thiessen y en la línea divisoria de la cuenca. El área contenida entre los polígonos de Thiessen y el parteaguas es el área de influencia de la estación correspondiente.
4. La precipitación media se calcula como un promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación, utilizando como peso el

área de influencia respectivo y que se determina mediante la siguiente ecuación:

$$P_m = \frac{\sum_{i=1}^n A_{ix} * P_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (19)$$

Donde:

n = Número de estaciones

P_i = Precipitación registrada en cada estación (mm)

A_i = Área de influencia correspondiente a cada estación i, resultante del método de polígonos de Thiessen.

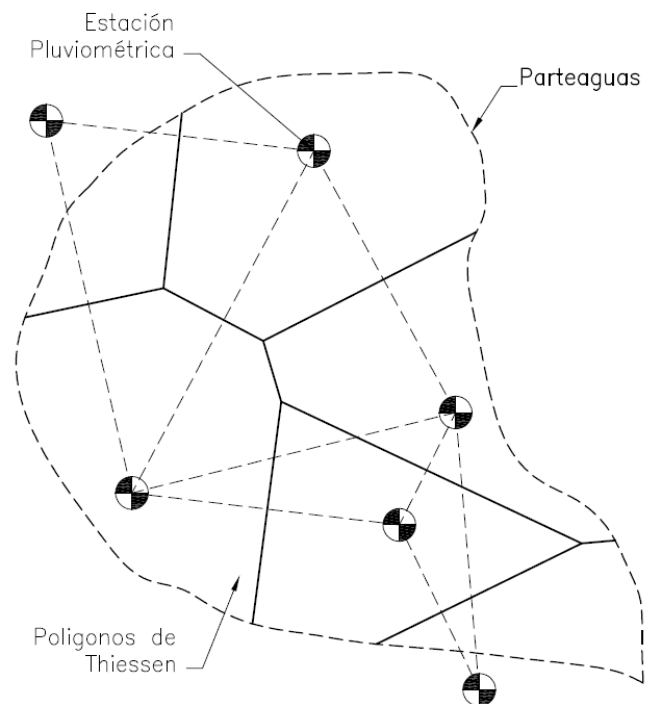


Figura 41 Método de Thiessen

Fuente: (Morales Topón, 2016)

c) Métodos de las isoyetas

Este método se radica en trazar con los datos registrados en las estaciones, líneas que agrupen puntos de igual altura de precipitación llamadas isoyetas, de manera similar a como se trazan las curvas de nivel en topografía. La precipitación media se calcula de forma similar a la ecuación 19, con la diferencia que el peso es el área A_i entre cada dos isoyetas y el parteaguas de la cuenca, y la cantidad que se mide es la altura de precipitación promedio entre las dos isoyetas, P_{mi} . La Figura 42 muestra un ejemplo de este método.

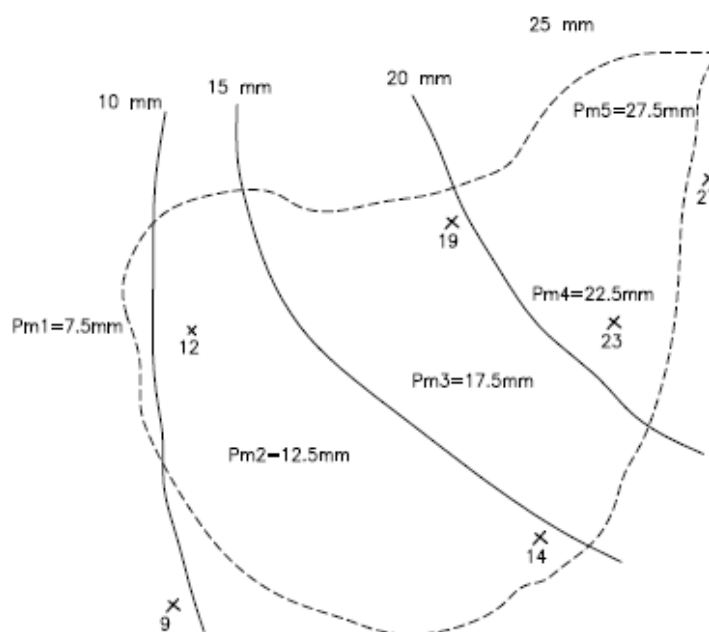


Figura 42 Método de las Isoyetas

Fuente: (Morales Topón, 2016)

3.2.2 Cálculo de la Precipitación Media Cuenca del río Quijos – Sitio de la presa

Al conocer que la precipitación es la caída del agua en forma de partículas líquidas o sólidas desde la atmósfera sobre la superficie terrestre en forma de

lluvia, granizo, nieve, etc., y tomado como referencia el inciso 2.3.3 Información meteorológica, donde se analizan los datos de lluvias mensuales de las estaciones dentro de la cuenca río Quijos – sitio de la presa. Se procede a utilizar el método de Thiessen para tratar de evaluar la desigualdad en la distribución de los pluviómetros mediante un factor de ponderación para la cuenca en estudio de la siguiente manera.

1. Se colocan las estaciones meteorológicas del inventario en un mapa o plano, considerando que se deben igualar las coordenadas en un solo sistema de referencia geográfico y con esto se asegura que las estaciones están dentro de la cuenca del Río Quijos;
2. Se grafican líneas rectas que se unen entre cada estación.
3. Sobre las líneas del paso 2 se dibujan las mediatrices para que formen polígonos alrededor de cada estación, de donde se consiguen los valores de áreas deseados.
4. El promedio ponderado de lluvias se lo obtiene de los anuarios de lluvias mensuales y anuales provenientes del INAMHI y el ex INECEL, que datan desde 1963 hasta 2008, dependiendo de la estación en referencia.
5. Finalmente, la precipitación media ponderada para el área total de la cuenca se calcula multiplicando la precipitación en cada estación por su porcentaje de área determinado y sumando estos valores parciales, lo cual no es un promedio aritmético.

Tabla 16

Coordenadas y Precipitaciones - Estaciones meteorológicas

| PUNTO | NORTE (m) | ESTE (m) | PACUM (mm) | DESCRIPCIÓN |
|-------|--------------|-------------|---------------|----------------------------------|
| 1 | 9957864 | 150269 | 1368,3 | M188PapallactaINAMHI |
| 6 | 9948883 | 177876 | 2332,8 | M215BaezaINECEL |
| 7 | 9954396 | 162992 | 1637,4 | M436Cuyuja-INECELINECEL |
| 8 | 9953083 | 183477 | 2695,7 | M486Borja-MisiónjosefinalINAMHI |
| 9 | 9957623 | 186208 | 2425,6 | M490Sardinas-Napo-INAMHIINAMHI |
| 11 | 9935958 | 180749 | 3096,9 | M546Cosanga-INECELINECEL |
| 12 | 9947900 | 190627 | 3201,5 | M699Borjasuperior-INECELINECEL |
| 13 | 9949481 | 161473 | 1877,2 | M700Quijossuperior-INECELINECEL |
| 19 | 9928203 | 172082 | 3406,7 | M706Cosangasuperior-INECELINECEL |

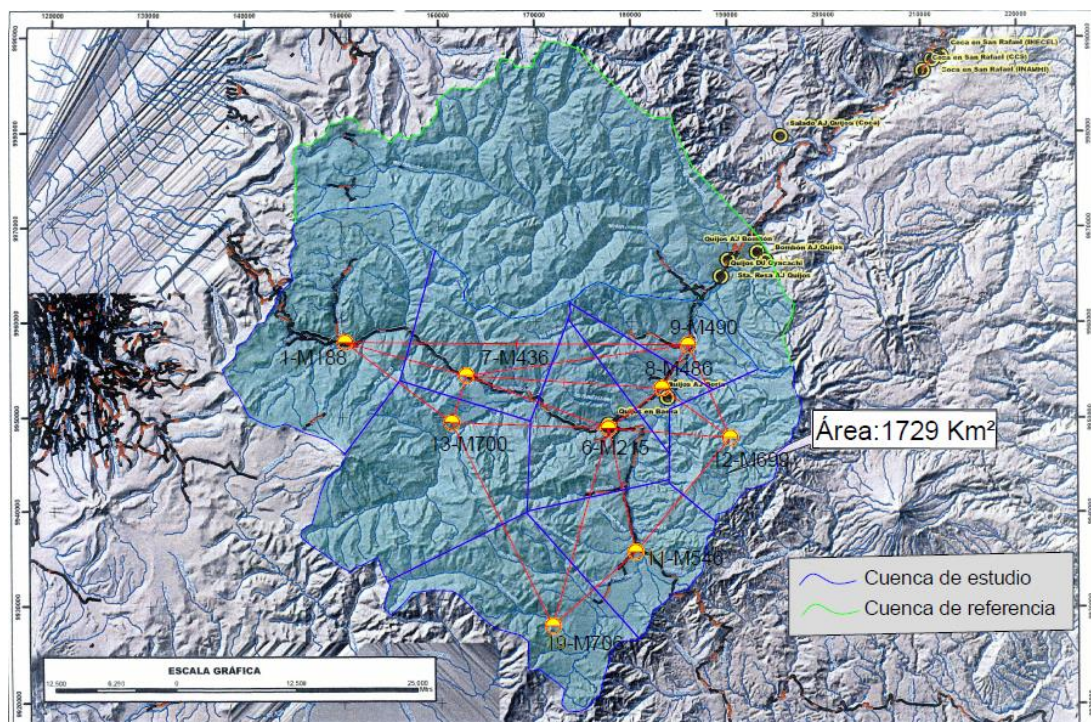


Figura 43 Método de Thiessen cuenca Quijos, sitio de presa

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Tabla 17
Precipitación y volumen

| ITEM | ÁREA | ÁREA | %ÁRE | Precip. | Precip. Pond |
|-----------------|-------------------|--------------------|--------|-----------------------------|-------------------------|
| PUNTO | (m ²) | (Km ²) | Total | (mm/mes) | Acum (mm/multianual) |
| 1 | 353944215,74 | 353,94 | 20,46 | 23,51 | 280,01 |
| 6 | 173988532,24 | 173,99 | 10,06 | 19,70 | 234,67 |
| 7 | 168196761,88 | 168,20 | 9,72 | 13,19 | 159,23 |
| 8 | 70325362,43 | 70,33 | 4,07 | 9,06 | 109,61 |
| 9 | 98244005,33 | 98,24 | 5,68 | 11,89 | 137,78 |
| 11 | 175103216,47 | 175,10 | 10,12 | 24,39 | 313,53 |
| 12 | 148844496,17 | 148,84 | 8,61 | 21,44 | 275,51 |
| 13 | 321233457,18 | 321,23 | 18,57 | 26,76 | 348,64 |
| 19 | 219729922,70 | 219,73 | 12,70 | 33,32 | 432,79 |
| SUMATORI | 1729609970,12 | 1729,61 | 100,00 | 183,25 | 2291,75 |
| A | | | | Vol (m³) | 3963840614,15 |
| | | | | Vol (Hm³) | 3963,84 |

Como se muestra en la Tabla 17 se determina el volumen multiplicando el total de la precipitación (“P” en mm/multianual) por el área (“Ac” en m²) y dividiéndolo para 1000 se tiene el resultado en m³.

$$Vol (m^3) = \frac{P * Ac}{1000} \quad (20)$$

Considerando estos resultados se realiza el cálculo de caudales tomando como referencia la literatura científica que según (Sandoval W. , 2014) describe lo siguiente.

3.3 Cálculo de caudales a partir de datos de precipitación

Tomando como premisa que se pueden determinar caudales en cuencas con poca información, (Sandoval W. , 2014) propone a la precipitación media como el principal parámetro a considerar para evaluar la escorrentía y producción hídrica de las cuencas, motivando la combinación de las ecuaciones de Vosresiensky, Zhelezniakov, G. Negovskaya, Ovcharov y

Zhivotovsky y considerando un equilibrio de masas, o volúmenes, dando como resultado un conjunto de ecuaciones lógicas para evaluar los principales parámetros hidrológicos para el diseño de obras de aprovechamiento hídrico como la presa en estudio, y que se enuncian en los siguientes ítems.

3.3.1 Volumen Promedio

Para calcular el volumen promedio de precipitaciones de la cuenca Quijos en el sitio de presa que para este caso es multianual, tenemos:

$$V = 1000 * P * A_c \quad (21)$$

Donde:

V= Volumen promedio, en m³.

P= Precipitación media ponderada multianual, en mm.

A_c= Área de drenaje de la cuenca, en Km².

3.3.2 Volumen Escurrido

El volumen escurrido para el mismo período multianual, es igual a:

$$V_e = 31,536 * Q_o * 10^6 \quad (22)$$

Donde:

V_e= Volumen escurrido, en m³.

Q_o= Caudal medio de la cuenca, en m³/s.

3.3.3 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía o agua de lluvia que discurre por la superficie de una cuenca depende de numerosos factores como: la precipitación, caudal medio, área de la cuenca, cobertura vegetal, el lapso de tiempo que consideramos para la lluvia, etc. En el caso de la lluvia, su intensidad resulta fundamental en el proceso de producción de la escorrentía, este coeficiente puede tomar valores comprendidos entre cero y uno. A menos que no se tome en cuenta la columna de agua proveniente de los deshielos o aporte de humedales el coeficiente de escorrentía puede resultar mayor a la unidad.

$$C = \frac{Q_0 * 10^6}{31,71 * P * A_c} = \frac{M_0 * 10^6}{31,71 * P} \quad (23)$$

Donde:

C= Coeficiente de escorrentía, adimensional.

Q₀= Caudal medio de la cuenca, en m³/s.

P= Precipitación media ponderada multianual, en mm.

A_c= Área de drenaje de la cuenca, en Km².

M₀= Módulo de escorrentía, adimensional.

3.3.4 Módulo específico de escorrentía

Se lo define como el cociente entre el caudal medio para el área total de la cuenca:

$$M_0 = \frac{Q_0}{A_c} = \frac{31,71 * C * P}{10^6} \quad (24)$$

Donde:

Mo= Módulo de escorrentía, adimensional.

Qo= Caudal medio de la cuenca, en m³/s.

Ac= Área de drenaje de la cuenca, en Km².

C= Coeficiente de escorrentía, adimensional.

P= Precipitación media ponderada multianual, en mm.

3.3.5 Caudal medio

Complementando a los cálculos antes expuestos, (Sandoval W. , 2014) indica que en la realización de estudios hidrológicos es común que el caudal medio de una cuenca se lo exprese únicamente en función del área a través de una expresión que se muestra a continuación, y que reflejará el correcto tratamiento de la información y resultados obtenidos.

$$Qo = a * Ac^b \quad (25)$$

$$a = \frac{31,71 * C * P}{10^6} \quad y \quad b = 1 \quad (26)$$

Donde:

Qo= Caudal medio de la cuenca, en m³/s.

Ac= Área de drenaje de la cuenca, en Km².

C= Coeficiente de escorrentía, adimensional.

P= Precipitación media ponderada multianual, en mm.

3.3.6 Caudal mínimo y ecológico

La siguiente ecuación corresponde a las condiciones mínimas de equilibrio para que la vida animal y vegetal pueda seguir adaptada al entorno natural del sitio relacionándolas directamente con el volumen de agua disponible. El caudal mínimo se lo utiliza como referencia para determinar el caudal ecológico.

$$Q_{min} = \frac{P * Ac}{10^6} = Q_{eco} \quad (27)$$

Donde:

Q_{min} = Caudal mínimo de la cuenca, en m^3/s .

Q_{eco} = Caudal ecológico de referencia de la cuenca, en m^3/s .

P = Precipitación media ponderada multianual, en mm.

Ac = Área de drenaje de la cuenca, en Km^2 .

3.3.7 Caudal máximos

En vista que los caudales máximos están relacionados con un período de retorno "T" y conociendo que la cuenca de estudio posee un área mayor a $45km^2$, (Sandoval W. , 2014) propone:

$$Q_{max} = a \frac{P * \sqrt{Ac}}{(1 + lgAc)} * (0,5 * Ln(T) - 0,7) \quad (28)$$

$$a = 0,644 - 0,08 * Ln(P) \quad y \quad P = 500 \text{ a } 2500 \text{ (mm)} \quad (29)$$

$$a = 0,1256 * Ln(P) - 0,965 \quad y \quad P = 500 \text{ a } 2500 \text{ (mm)} \quad (30)$$

Donde:

Q_{max} = Caudales máximos de la cuenca, en m^3/s .

a = Coeficiente formulado, dependiente de la precipitación.

P = Precipitación media ponderada multianual, en mm.

Ac = Área de drenaje de la cuenca, en Km^2 .

De los resultados que se muestran en la Tabla 17, se tiene la precipitación multianual de **2291.75 mm** para un área de **1729.6 km^2** , adicionalmente por motivos didácticos y de redacción se toma anticipadamente el caudal medio de **103.3 m^3/seg** , calculado en el siguiente ítem 3.4, cálculo del caudal medio a partir de datos de aforos, con lo cual podemos desarrollar un tratamiento de la información y presentación de resultados que se muestran resumidos en la siguiente tabla:

Tabla 18
Precipitación y volumen

| N° | Nombre del Parámetro | Símbolo | Unidad | Valor |
|----|--|----------------------------------|----------------|------------|
| 1 | Volumen Promedio $V = 1000 * P * Ac$ | V | m^3 | 3963840614 |
| 2 | Volumen Escurrido $Ve = 31.536 * Qo * 10^6$ | Ve | m^3 | 3259989457 |
| 3 | Coeficiente de Escorrentía $C = \frac{Qo * 10^6}{31,71 * P * Ac} = \frac{Mo * 10^6}{31,71 * P}$ | C | adm. | 0,822 |
| 4 | Módulo Escorrentía $Mo = \frac{Qo}{Ac} = \frac{31,71 * C * P}{10^6}$ | Mo | $(m^3/s)/km^2$ | 0,060 |
| 5 | Caudal Medio $Qo = a * Ac^b$ | Qo | m^3/s | 103,37 |
| | | $a = \frac{31,71 * C * P}{10^6}$ | y | $b = 1$ |

CONTINÚA

| | | | | |
|---|--|----------------------|------------------------|-----------------|
| 6 | Caudal Mínimo | Qmin | m ³ /s | 3,96 |
| | $Q_{min} = \frac{P * Ac}{10^6} = Q_{eco}$ | | | |
| 7 | Caudal Máximo | Qmax | 10000(años) | 2592,76 |
| | $Q_{max} = a \frac{P * \sqrt{Ac}}{(1 + lgAc)} * (0,5 * Ln(T) - 0,7)$ | | | |
| | PRECIPITACIÓN (mm) | 500 a 2500 | > 2500 a 4000 | coeficiente "a" |
| | Fórmula para el coeficiente a | $a=0,644-0,08*ln(P)$ | $a=0,1256*ln(P)-0,965$ | 0,025 |

P = 2291.75 mm

Tabla 19

Caudales Máximos

| T (años) | Q max (m ³ /seg) |
|-------------|--------------------------------|
| 10 | 254,08 |
| 25 | 512,03 |
| 50 | 707,15 |
| 100 | 902,28 |
| 500 | 1355,35 |
| 1000 | 1550,47 |
| 5000 | 2003,54 |
| 10000 | 2198,67 |

3.4 Cálculo de caudales a partir de datos de aforo

Aforar es medir un caudal, de tal manera que existen dos tipos de aforos principales: aforos directos que se realizan con equipos o procedimientos que miden directamente el caudal y los aforos indirectos que son aquellos donde se mide el agua en el cauce y que a partir del nivel del río se estima su caudal.

Con esta premisa, se ha realizado una recopilación de la información registrada en las estaciones hidrométricas que han operado en la cuenca del río Coca.

Una parte considerable de esta información ya ha sido anteriormente analizada y compendiada en diferentes informes realizados, principalmente en los correspondientes al Proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair de 1.500 MW que en forma cronológica se señalan a continuación:

1. Proyecto Hidroeléctrico Coca. Estudios de Inventario y Prefactibilidad. INECEL y Consorcio Hidroservice-Integral-IDCO-ASTEC-Ingeconsult (1976-1978).
2. Proyecto Hidroeléctrico Coca. Información hidrometeorológica. INECEL, División de Hidrología y Sedimentología, abr/1984.
3. Proyecto Hidroeléctrico Coca. Hidrología – Estudio de actualización. INECEL, División de Hidrología y Sedimentología, 1984.
4. Proyecto Hidroeléctrico Coca. Sedimentología – Estudio de actualización. INECEL, División de Hidrología y Sedimentología, 1984.
5. Proyecto Hidroeléctrico Coca. Informe de revisión de información hidrológica. INECEL, División de Hidrología y Sedimentología, 1986.
6. Proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair. Estudio de Factibilidad Fase “A”. Selección de alternativas. Anexo B – Hidrología, Anexo C – Sedimentología. INECEL y Asociación ELECTROCONSULT-TRACTIONEL-RODIO-ASTEC-INELIN-Ingeconsult-Caminos y Canales, feb/1988.
7. Proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair. Estudio de Factibilidad Fase “B”. Anexo B – Hidrología y Sedimentología. INECEL y Asociación ELECTROCONSULT-TRACTIONEL-RODIO-ASTEC-INELIN-Ingeconsult-Caminos y Canales, jun/1992.

8. Informe EElectroconsult – Proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair. Ecuador, 2009
9. Proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair. Diseño básico. Vol. II – Análisis hidrológico y de sedimentos. IB-GEN-HID-R-F-0001-B. CCS – SHC, feb/2012.

Adicionalmente se ha utilizado la información del INAMHI, especialmente la publicada en sus Anuarios Meteorológicos e Hidrológicos, así como la obtenida por CCS en sus estaciones de la red de monitoreo hidrometeorológico, que operan desde nov/2008.

3.4.1 Cuenca del río Quijos en el sitio de presa

El caudal que discurre por el lecho del río Quijos es una de las variables más importantes que se requiere conocer para la correcta elaboración de un proyecto de presa sobre el punto de control o sección del río donde se lo implante. La cuenca transita a lo largo de la vía Quito-Papallacta-Baeza-El Chaco-El Reventador-Lago Agrio, y que enlaza las poblaciones mencionadas.

Por la cuenca del río Quijos han funcionado varias estaciones hidrométricas, en la actualidad, cercanas al sitio de interés, operan con relativa normalidad la estación Quijos AJ Bombón, mientras que otras estaciones se destruyeron o fueron levantadas en diversas épocas. En general, las estaciones no han funcionado adecuadamente todo el tiempo.

3.4.2 Caudal medio diario, mensual y anual

De acuerdo a las necesidades de este estudio, la atención se ha concentrado en la estación antes mencionada; sin embargo, la estación Quijos AJ Bombón operó regularmente desde mediados de 1978 hasta mediados de 1995, aunque se dispone adicionalmente de algunos registros intermitentes hasta mediados de 1998, posteriormente esta estación fue rehabilitada en nov/2008 siendo desde entonces monitoreadas regularmente por el proyecto Coca Codo Sinclair (CCS), de tal manera que con el propósito de rellenar los

vacíos existentes y completar las series de caudales se analizó también la información de otras estaciones ubicadas en los tributarios del río Quijos, tales como Quijos AJ Borja y Coca en San Rafael para, por contraste, para estimar los aportes en el sitio de aprovechamiento en análisis presentes en el procedimiento del estudio de (Electroconsult - Tractionel - Rodio - Astec - Inelin - Ingeconsult , 1992), y (Cocasinclair EP., 2014) resultando valores de caudales medios diarios, mensuales y anuales desde 1972 a 2014. Observándose que Quijos AJ Bombón proporciona información de buena calidad que permite disponer de un buen conocimiento de los recursos hídricos del río Quijos.

Para aprovechar de mejor manera la información existente se han recopilado y analizado los datos de la variación de los niveles de agua en la estación, así como los aforos en ella realizados, con el fin de efectuar la transposición de los datos de caudales desde la Estación Quijos AJ Bombón que se encuentra aguas abajo del sitio de presa, hacia el sitio de aprovechamiento que lo denominaremos por efectos algebraicos Quijos - Chaco.

Con lo expuesto, del estudio de (Cocasinclair EP., 2014) podemos extraer los parámetros: área y el módulo de escorrentía representado en términos de rendimiento hídrico de la cuenca formada en la estación Quijos AJ Bombón, relacionándolos con los mismos parámetros para la cuenca en estudio Quijos – Chaco, para obtener el factor que se va a aplicar en la transposición de caudales, así:

$$Q_{chaco} = \frac{M_{O_{Qchaco}}}{M_{O_{QAJB}}} * \frac{A_{C_{Qchaco}}}{A_{C_{QAJB}}} * Q_{QAJB} \quad (31)$$

Donde:

Q_{chaco} = Caudal medio de la cuenca Quijos Chaco, en m^3/s

Q_{QAJB} = Caudal medio de la cuenca Quijos AJ Bombón, en m^3/s

$M_{O_{Qchaco}}$ = Rendimiento hídrico cuenca Quijos Chaco, en $lt/seg \cdot km^2$

$M_{O_{QAJB}}$ = Rendimiento hídrico cuenca Quijos AJ Bombón, en $lt/seg \cdot km^2$

$A_{C_{Qchaco}}$ = Área de la cuenca Quijos Chaco, en km^2

$A_{C_{QAJB}}$ = Área de la cuenca Quijos AJ Bombón, en km^2

Dando como producto de las operaciones, lo siguiente:

$$Q_{chaco} = \frac{60}{70,50} * \frac{1729,6}{2574} * Q_{QAJB} \quad (32)$$

$$Q_{chaco} = 0,57 * Q_{QAJB} \quad (33)$$

Por efectos de practicidad para el presente trabajo se resumen las tablas de caudales medios diarios, mensuales, anuales, y de secuencia donde los resultados del tratamiento del coeficiente encontrado de 0,57 aplicado a los datos de la cuenca Quijos AJ Bombón se presentan en la Tabla 20 para obtener finalmente los caudales transpuestos de la cuenca Quijos - Chaco de los años 1972 hasta el 2014.

Tabla 20

Caudales medios mensuales y anuales

| CAUDALES MEDIOS MENSUALES Y ANUALES (m^3/s) | | | | | | | | | | | | | | |
|---|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------|--------|
| CUENCA DEL RÍO QUIJOS | | | | | | | | | | | | | | |
| SITIO DE PRESA - CHACO | | | | | | | | | | | | Ac = | 1.729,6 | km^2 |
| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | ANUAL | |
| 1972 | 128,4 | 83,3 | 77,7 | 104,6 | 122,8 | 167,4 | 232,8 | 126,4 | 133,8 | 81,9 | 109,2 | 90,0 | 121,6 | |
| 1973 | 113,7 | 113,1 | 98,4 | 87,4 | 122,0 | 132,4 | 153,6 | 127,3 | 109,6 | 61,7 | 66,6 | 54,8 | 103,4 | |
| 1974 | 59,2 | 91,3 | 66,2 | 87,0 | 140,6 | 143,2 | 205,1 | 138,5 | 104,3 | 103,8 | 122,7 | 116,0 | 115,0 | |

CONTINÚA

| | | | | | | | | | | | | | |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1975 | 141,4 | 81,7 | 98,1 | 108,8 | 134,5 | 217,2 | 147,0 | 166,5 | 117,0 | 111,5 | 103,6 | 83,4 | 126,1 |
| 1976 | 111,0 | 73,0 | 77,2 | 120,8 | 154,7 | 236,1 | 228,3 | 172,1 | 104,5 | 72,7 | 91,8 | 82,1 | 127,2 |
| 1977 | 46,0 | 118,0 | 191,1 | 142,4 | 141,3 | 169,3 | 170,0 | 150,2 | 120,9 | 102,1 | 70,8 | 73,8 | 124,7 |
| 1978 | 71,3 | 109,7 | 133,2 | 148,8 | 106,6 | 163,3 | 158,2 | 128,4 | 87,3 | 69,0 | 60,8 | 37,6 | 106,1 |
| 1979 | 21,8 | 23,5 | 67,0 | 118,5 | 104,6 | 121,2 | 125,8 | 102,8 | 93,9 | 69,2 | 60,6 | 80,3 | 82,8 |
| 1980 | 71,6 | 39,9 | 102,0 | 119,1 | 135,4 | 181,8 | 135,0 | 108,2 | 86,5 | 85,4 | 69,9 | 50,9 | 98,9 |
| 1981 | 38,4 | 83,9 | 75,3 | 105,3 | 93,5 | 126,6 | 167,5 | 78,9 | 84,1 | 64,3 | 59,3 | 66,6 | 86,9 |
| 1982 | 64,1 | 44,8 | 56,1 | 92,0 | 95,0 | 75,5 | 134,1 | 136,1 | 97,8 | 77,6 | 84,4 | 71,2 | 86,0 |
| 1983 | 83,7 | 75,1 | 87,8 | 115,7 | 159,8 | 97,6 | 117,7 | 127,1 | 125,7 | 108,3 | 75,8 | 70,7 | 104,0 |
| 1984 | 66,3 | 97,4 | 78,2 | 114,7 | 80,3 | 136,6 | 131,7 | 96,5 | 116,8 | 85,5 | 63,1 | 65,7 | 94,2 |
| 1985 | 38,1 | 59,1 | 93,2 | 73,5 | 111,5 | 168,1 | 161,9 | 143,5 | 91,8 | 77,4 | 54,2 | 33,3 | 92,4 |
| 1986 | 70,4 | 59,4 | 114,0 | 158,4 | 143,9 | 171,4 | 215,6 | 120,4 | 130,6 | 93,1 | 93,4 | 112,0 | 123,9 |
| 1987 | 88,5 | 174,9 | 101,9 | 123,0 | 114,1 | 131,7 | 124,4 | 117,9 | 85,8 | 75,0 | 53,7 | 57,3 | 103,5 |
| 1988 | 40,5 | 82,0 | 79,3 | 123,3 | 124,7 | 110,6 | 140,8 | 89,7 | 82,2 | 83,6 | 110,7 | 77,1 | 95,3 |
| 1989 | 97,8 | 70,8 | 84,7 | 77,2 | 156,3 | 240,8 | 139,8 | 82,9 | 78,3 | 86,8 | 61,2 | 31,3 | 100,7 |
| 1990 | 62,0 | 68,3 | 118,3 | 105,6 | 135,0 | 170,3 | 140,3 | 101,6 | 114,0 | 79,9 | 74,1 | 83,8 | 104,6 |
| 1991 | 62,7 | 89,3 | 63,4 | 73,8 | 123,5 | 152,1 | 194,5 | 80,2 | 108,9 | 92,3 | 86,6 | 43,1 | 97,5 |
| 1992 | 38,7 | 66,4 | 98,8 | 127,5 | 96,9 | 160,2 | 137,6 | 122,7 | 100,9 | 75,9 | 74,8 | 72,2 | 97,7 |
| 1993 | 63,6 | 56,9 | 121,3 | 119,0 | 112,3 | 187,9 | 166,5 | 100,1 | 126,9 | 104,3 | 85,2 | 73,1 | 110,0 |
| 1994 | 51,6 | 64,3 | 80,7 | 111,9 | 144,4 | 175,4 | 150,3 | 168,5 | 139,9 | 91,9 | 104,0 | 113,4 | 116,6 |
| 1995 | 63,7 | 33,2 | 63,8 | 47,8 | 74,9 | 107,1 | 133,1 | 107,0 | 74,9 | 73,1 | 99,5 | 68,9 | 79,3 |
| 1996 | 62,0 | 106,4 | 80,7 | 100,2 | 133,9 | 138,0 | 137,2 | 130,8 | 123,2 | 79,9 | 65,6 | 65,9 | 101,9 |
| 1997 | 56,5 | 88,5 | 89,9 | 82,6 | 189,2 | 127,2 | 189,5 | 138,7 | 94,6 | 70,3 | 94,2 | 78,9 | 108,6 |
| 1998 | 70,7 | 83,9 | 85,7 | 149,1 | 140,7 | 98,4 | 94,6 | 136,0 | 95,1 | 76,4 | 139,6 | 89,5 | 105,0 |
| 1999 | 85,2 | 84,9 | 125,3 | 99,2 | 127,4 | 134,9 | 167,0 | 158,3 | 108,3 | 102,6 | 53,7 | 77,0 | 110,7 |
| 2000 | 70,1 | 81,1 | 60,8 | 118,8 | 166,8 | 149,2 | 124,0 | 126,1 | 108,9 | 104,6 | 70,2 | 87,2 | 105,7 |
| 2001 | 64,2 | 62,0 | 82,4 | 109,4 | 93,1 | 131,7 | 124,7 | 117,3 | 83,1 | 63,2 | 66,1 | 87,4 | 90,5 |
| 2002 | 66,3 | 87,4 | 70,5 | 132,8 | 140,4 | 158,2 | 178,8 | 130,7 | 136,8 | 87,7 | 81,2 | 62,0 | 111,1 |
| 2003 | 79,8 | 81,7 | 68,8 | 91,4 | 173,1 | 108,6 | 132,1 | 106,4 | 100,0 | 125,2 | 78,2 | 99,5 | 104,0 |
| 2004 | 53,5 | 38,6 | 148,4 | 103,3 | 179,8 | 197,9 | 132,1 | 117,3 | 99,5 | 72,1 | 55,9 | 68,6 | 105,9 |
| 2005 | 57,5 | 129,7 | 147,9 | 134,2 | 112,1 | 168,9 | 125,0 | 101,3 | 101,2 | 59,7 | 84,2 | 53,3 | 105,9 |
| 2006 | 99,9 | 98,8 | 102,4 | 99,4 | 119,5 | 151,8 | 96,8 | 78,1 | 75,5 | 58,3 | 50,4 | 96,9 | 93,9 |
| 2007 | 89,6 | 65,1 | 109,2 | 105,3 | 100,6 | 140,4 | 146,9 | 132,3 | 137,5 | 103,1 | 116,8 | 119,3 | 114,1 |
| 2008 | 103,8 | 121,8 | 77,6 | 104,5 | 135,6 | 131,9 | 131,3 | 90,0 | 104,0 | 97,6 | 76,5 | 68,1 | 103,5 |
| 2009 | 124,5 | 101,1 | 62,7 | 119,5 | 127,8 | 167,4 | 174,7 | 135,9 | 81,6 | 67,8 | 43,1 | 44,5 | 104,2 |
| 2010 | 45,5 | 70,6 | 63,4 | 103,5 | 100,0 | 137,9 | 103,9 | 93,6 | 67,7 | 54,5 | 60,0 | 41,8 | 78,4 |
| 2011 | 48,0 | 48,4 | 56,1 | 92,4 | 119,4 | 137,0 | 172,4 | 88,2 | 94,7 | 61,7 | 49,4 | 109,2 | 90,0 |
| 2012 | 89,1 | 98,3 | 136,6 | 101,0 | 118,3 | 120,7 | 137,8 | 111,5 | 64,4 | 61,0 | 38,9 | 47,3 | 93,9 |
| 2013 | 65,7 | 115,7 | 103,8 | 99,4 | 106,6 | 128,9 | 130,3 | 120,9 | 97,5 | 86,5 | 57,6 | 64,0 | 98,0 |
| 2014 | 84,5 | 55,0 | 125,9 | 152,0 | 141,0 | 190,1 | 155,7 | 133,9 | 110,0 | 89,0 | 71,1 | 77,1 | 115,8 |

CONTINÚA

| | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| QMED | 72,3 | 80,9 | 93,6 | 109,4 | 126,8 | 150,3 | 150,4 | 119,5 | 102,3 | 82,5 | 76,5 | 73,2 | 103,3 |
| QMAX | 141,4 | 174,9 | 191,1 | 158,4 | 189,2 | 240,8 | 232,8 | 172,1 | 139,9 | 125,2 | 139,6 | 119,3 | 204,8 |
| QMIN | 21,8 | 23,5 | 56,1 | 47,8 | 74,9 | 75,5 | 94,6 | 78,1 | 64,4 | 54,5 | 38,9 | 31,3 | 21,8 |
| S(Q) | 26,16 | 28,77 | 29,16 | 22,68 | 25,76 | 35,06 | 31,93 | 24,35 | 19,36 | 16,72 | 22,56 | 22,32 | 25,40 |
| Cv | 0,36 | 0,36 | 0,31 | 0,21 | 0,20 | 0,23 | 0,21 | 0,20 | 0,19 | 0,20 | 0,29 | 0,31 | 0,26 |
| Cs | 0,70 | 0,64 | 1,17 | -0,04 | 0,31 | 0,55 | 0,84 | 0,19 | 0,17 | 0,42 | 0,77 | 0,19 | 0,50 |

Consiguiente se grafican los caudales medios anuales que representan la media de los caudales promedios diarios durante cada año, así:

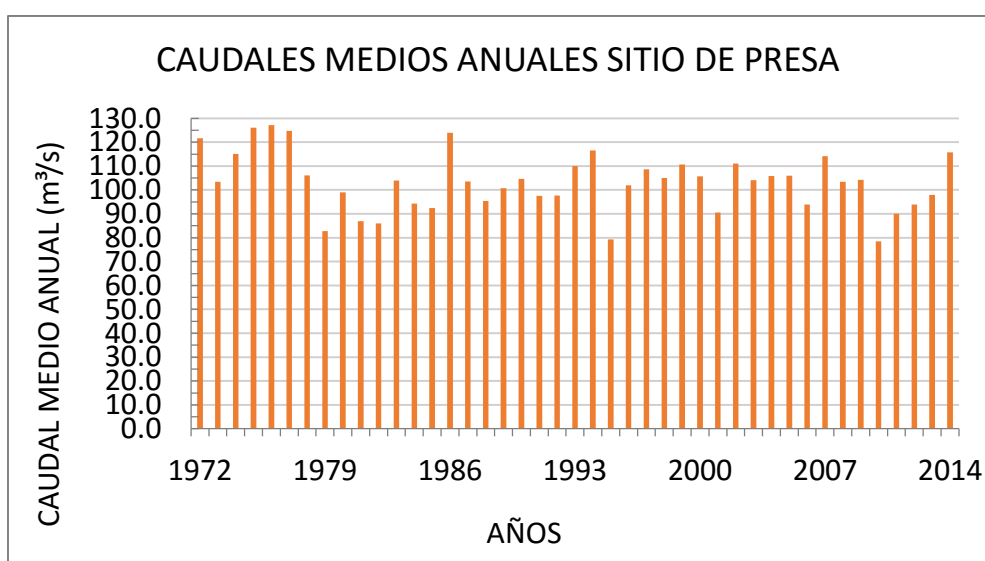


Figura 44 Diagrama de barras caudales medios anuales

3.4.3 Curva diferencial de masas

Aprovechando la información de caudales medios anuales de la tabla 3.16, para el período 1972 a 2014 que se disponen, se presenta una curva diferencial de masas, donde se pueden observar claramente los períodos secos (pendientes negativas) y húmedos (pendientes positivas) que se encuentran distribuidos de la siguiente forma:

$$Ki = \frac{Qi}{Qo} \quad (34)$$

Donde:

K_i = Coeficiente curva diferencial de masas, adimensional.

Q_i = Caudal medio anual, en m^3/s

Q_o = Caudal promedio mensual interanual o mensual multianual, en m^3/s .

Tabla 21

Caudales medios mensuales y anuales

| N° | K_i | $K_i - 1$ | AÑO | $\Sigma(K_i - 1)$ |
|-----------|-------------------------|-----------------------------|------------|-------------------------------------|
| 1 | 1,178 | 0,178 | 1972 | 0,178 |
| 2 | 1,001 | 0,001 | 1973 | 0,179 |
| 3 | 1,114 | 0,114 | 1974 | 0,293 |
| 4 | 1,222 | 0,222 | 1975 | 0,515 |
| 5 | 1,232 | 0,232 | 1976 | 0,747 |
| 6 | 1,208 | 0,208 | 1977 | 0,955 |
| 7 | 1,027 | 0,027 | 1978 | 0,982 |
| 8 | 0,802 | -0,198 | 1979 | 0,784 |
| 9 | 0,958 | -0,042 | 1980 | 0,742 |
| 10 | 0,842 | -0,158 | 1981 | 0,584 |
| 11 | 0,833 | -0,167 | 1982 | 0,417 |
| 12 | 1,007 | 0,007 | 1983 | 0,424 |
| 13 | 0,913 | -0,087 | 1984 | 0,337 |
| 14 | 0,895 | -0,105 | 1985 | 0,232 |
| 15 | 1,200 | 0,200 | 1986 | 0,432 |
| 16 | 1,002 | 0,002 | 1987 | 0,434 |
| 17 | 0,923 | -0,077 | 1988 | 0,357 |
| 18 | 0,976 | -0,024 | 1989 | 0,333 |
| 19 | 1,013 | 0,013 | 1990 | 0,346 |
| 20 | 0,944 | -0,056 | 1991 | 0,291 |
| 21 | 0,946 | -0,054 | 1992 | 0,237 |
| 22 | 1,065 | 0,065 | 1993 | 0,302 |
| 23 | 1,129 | 0,129 | 1994 | 0,432 |
| 24 | 0,768 | -0,232 | 1995 | 0,199 |
| 25 | 0,987 | -0,013 | 1996 | 0,186 |
| 26 | 1,052 | 0,052 | 1997 | 0,238 |
| 27 | 1,017 | 0,017 | 1998 | 0,255 |
| 28 | 1,072 | 0,072 | 1999 | 0,327 |
| 29 | 1,024 | 0,024 | 2000 | 0,351 |

CONTINÚA

| | | | | |
|----------|-------|--------|------|--------|
| 30 | 0,877 | -0,123 | 2001 | 0,228 |
| 31 | 1,076 | 0,076 | 2002 | 0,304 |
| 32 | 1,008 | 0,008 | 2003 | 0,311 |
| 33 | 1,025 | 0,025 | 2004 | 0,336 |
| 34 | 1,026 | 0,026 | 2005 | 0,362 |
| 35 | 0,910 | -0,090 | 2006 | 0,272 |
| 36 | 1,105 | 0,105 | 2007 | 0,377 |
| 37 | 1,002 | 0,002 | 2008 | 0,379 |
| 38 | 1,010 | 0,010 | 2009 | 0,389 |
| 39 | 0,760 | -0,240 | 2010 | 0,149 |
| 40 | 0,872 | -0,128 | 2011 | 0,021 |
| 41 | 0,909 | -0,091 | 2012 | -0,070 |
| 42 | 0,949 | -0,051 | 2013 | -0,121 |
| 43 | 1,121 | 0,121 | 2014 | 0,000 |
| Comprob. | 1,000 | 0,000 | | |

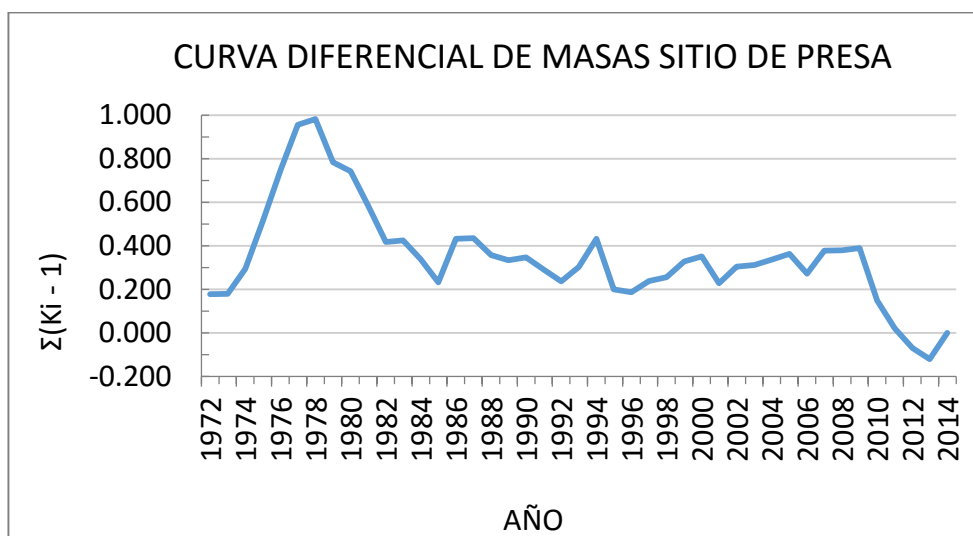


Figura 45 Curva diferencial de masas

3.4.4 Curvas de variación estacional

Las curvas de variación estacional correspondientes a diferentes probabilidades pertenecientes al período 1972 a 2014.

Se destacan los meses desde mayo a agosto como meses de caudales altos; tomando referencia la probabilidad = 50%, como término medio, se

encuentra Julio como el mes de mayores crecidas y noviembre la temporada de Estiaje.

Tabla 22

Variación estacional caudal promedio mensual interanual

| CURVAS DE VARIACIÓN ESTACIONAL (m ³ /s) | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Período 1972 - 2014 | | | | | | | | | | | | |
| P (%) | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC |
| 5 | 123,4 | 121,4 | 146,8 | 149,1 | 172,5 | 215,3 | 214,6 | 165,6 | 136,5 | 107,9 | 116,2 | 113,3 |
| 25 | 86,9 | 97,9 | 106,5 | 120,1 | 140,8 | 169,1 | 167,2 | 134,9 | 115,4 | 92,7 | 89,2 | 85,5 |
| 50 | 66,3 | 81,7 | 85,7 | 105,6 | 124,7 | 143,2 | 140,3 | 120,9 | 100,9 | 79,9 | 71,1 | 72,2 |
| 75 | 57,0 | 63,1 | 72,9 | 99,3 | 109,1 | 130,3 | 131,5 | 101,5 | 86,9 | 69,8 | 60,3 | 59,7 |
| 90 | 41,5 | 45,5 | 63,4 | 83,5 | 95,4 | 109,0 | 124,1 | 88,5 | 78,9 | 61,7 | 53,7 | 43,4 |
| 95 | 38,4 | 38,7 | 61,0 | 74,1 | 93,2 | 99,3 | 105,3 | 80,4 | 74,9 | 59,8 | 49,5 | 38,0 |
| 2014 | 84,5 | 55,0 | 125,9 | 152,0 | 141,0 | 190,1 | 155,7 | 133,9 | 110,0 | 89,0 | 71,1 | 77,1 |

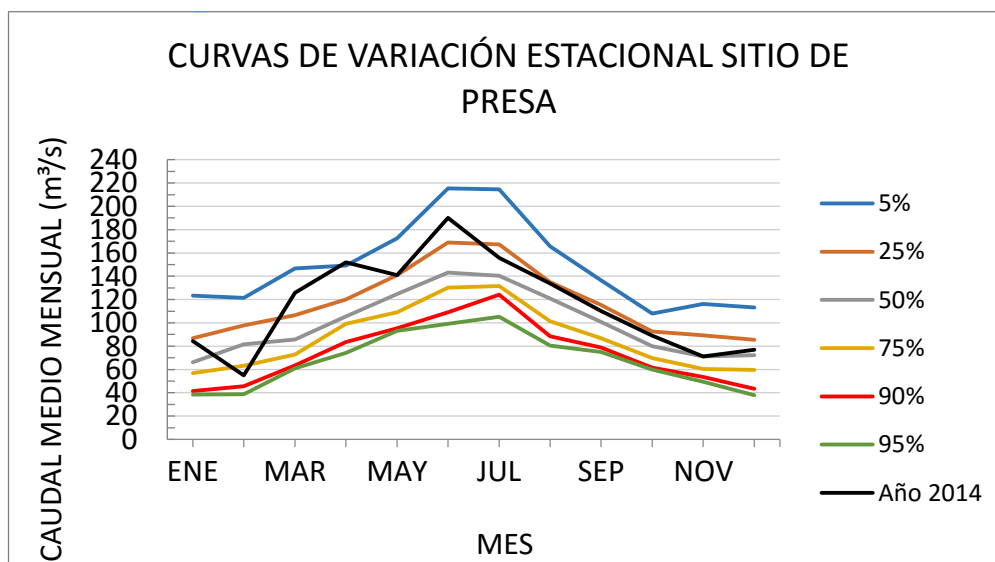


Figura 46 Curva de variación estacional 1972 -2014

3.4.5 Curvas de duración de caudales

Las curvas de duración de caudales se utilizan para la planeación de recursos hidráulicos, evalúan el potencial hidroeléctrico de un río, plantean control de inundaciones, calculan cargas de sedimento, entre otros. Dichas curvas son un procedimiento gráfico para analizar la frecuencia de los datos y representan la frecuencia acumulada de ocurrencia de un caudal determinado, según (omarpomacano, 2010).

En este proyecto se utilizaron datos de caudales medios diarios para un determinado año o varios años según correspondan, donde, la gráfica resultante posee el caudal en la ordenada y en la abscisa el número de días del año (expresados en porcentaje de tiempo) en que ese caudal es excedido o igualado, para un determinado caudal medio. Es decir, será la representación gráfica de la magnitud del flujo en un año o años promedio que espera se exceda o iguale en un porcentaje del tiempo.

Tabla 23

Duración general de caudales medios diarios

| P | 1972 | 1972-2014 | 2014 |
|------------------------|--------------|------------------|--------------|
| (%) | ANUAL | ANUAL | ANUAL |
| 100 | 43,4 | 17,9 | 33,4 |
| 99 | 49,2 | 27,2 | 38,1 |
| 98 | 50,8 | 31,2 | 39,9 |
| 95 | 54,7 | 39,2 | 46,6 |
| 90 | 61,9 | 47,5 | 50,4 |
| 85 | 69,1 | 53,3 | 56,9 |
| 80 | 75,0 | 59,1 | 64,1 |
| 75 | 79,9 | 64,4 | 68,3 |
| 70 | 85,1 | 69,2 | 74,0 |
| 65 | 90,3 | 74,2 | 79,3 |
| 60 | 94,4 | 78,9 | 83,5 |
| 55 | 98,6 | 84,1 | 91,0 |
| 50 | 103,7 | 88,9 | 100,4 |
| 45 | 109,2 | 94,9 | 105,9 |
| 40 | 114,1 | 100,6 | 115,2 |
| <u>CONTINÚA</u> | | | |

| | | | |
|-------------|-------|-------|-------|
| 35 | 119,1 | 107,2 | 124,6 |
| 30 | 125,0 | 115,2 | 131,6 |
| 25 | 137,4 | 124,6 | 141,7 |
| 20 | 152,8 | 136,5 | 156,0 |
| 15 | 172,4 | 152,0 | 172,1 |
| 10 | 200,8 | 174,1 | 204,3 |
| 5 | 257,3 | 217,2 | 265,4 |
| 2 | 318,8 | 281,0 | 291,5 |
| 1 | 366,5 | 329,9 | 317,4 |
| 0 | 614,7 | 831,0 | 376,7 |
| Qmed | 121,6 | 103,4 | 115,8 |

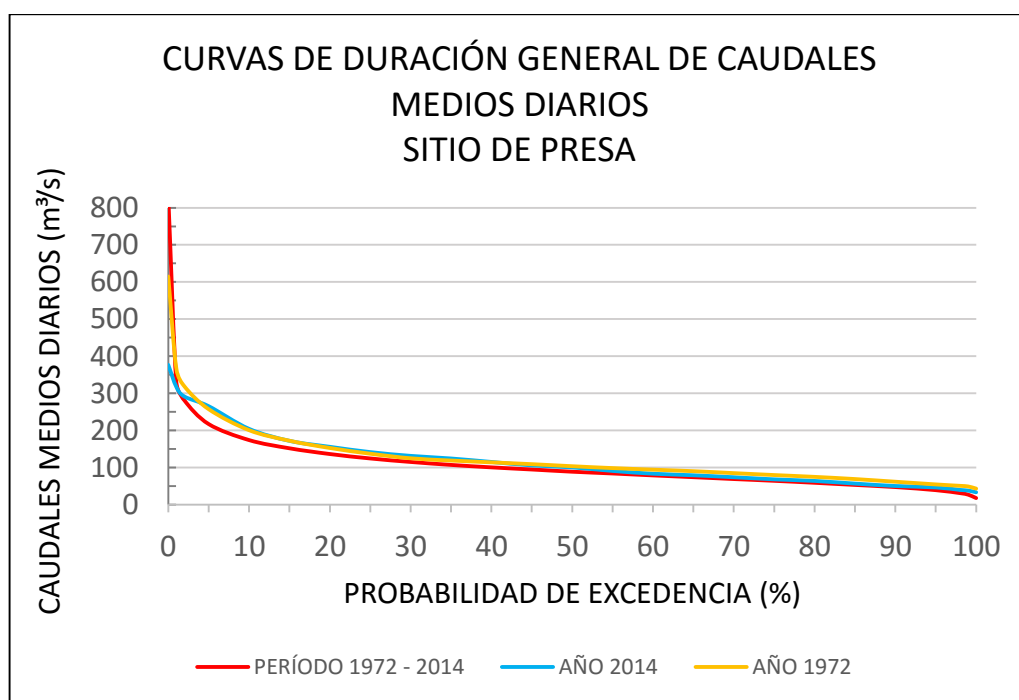


Figura 47 Curvas de duración 1972 -2014

Se realiza una verificación de los caudales máximos calculados, concibiendo una curva teórica mediante el método estadístico más útil en hidrología LOG Pearson III, factor necesario para observar el comportamiento del río a través del tiempo. El método correlaciona los caudales máximos con

sus respectivos coeficientes de asimetría (0,5) y variación (0,26) para los datos de aforos en el período de 1972 a 2014.

Para obtener la curva teórica se utiliza el coeficiente de asimetría (0,5) y con el apoyo de la tabla de Pearson III se obtienen los coeficientes Pearson, consecuente se utiliza el coeficiente de variación (0,26) para obtener el coeficiente Z y finalmente multiplicar este último coeficiente por el caudal medio máximo de los datos multianuales de aforos para obtener los caudales máximos en m³/seg, los cuales están visualizados en la siguiente tabla y gráfico.

Tabla 24

Curva de Distribución de Caudales máximos

| P | Qmax 1972-2014 |
|------------|----------------------------|
| (%) | (m³/seg) |
| 100 | 233,2 |
| 99 | 256,7 |
| 98 | 280,2 |
| 95 | 310,1 |
| 90 | 345,4 |
| 85 | 349,9 |
| 80 | 362,1 |
| 75 | 368,1 |
| 70 | 375,6 |
| 65 | 383,4 |
| 60 | 394,8 |
| 55 | 399,4 |
| 50 | 409,7 |
| 45 | 412,6 |
| 40 | 426,6 |
| 35 | 446,0 |
| 30 | 470,6 |
| 25 | 492,6 |
| 20 | 530,5 |
| 15 | 567,2 |
| 10 | 587,0 |
| 5 | 614,3 |
| 2 | 664,4 |
| 1 | 747,7 |
| 0 | 831,0 |

Tabla 25

Curva Teórica de Distribución de Caudales máximos

| P (%) | Coficiente Pearson III Cp% =f(Cs) | Z=Cp*Cv+1 | Qmax 1972-2014 (m ³ /seg) |
|----------|--------------------------------------|-----------|---|
| 0 | 5,05 | 2,296 | 1008,8 |
| 0,1 | 3,96 | 2,017 | 885,8 |
| 1 | 2,75 | 1,706 | 749,4 |
| 5 | 1,8 | 1,462 | 642,3 |
| 10 | 1,33 | 1,341 | 589,3 |
| 20 | 0,8 | 1,205 | 529,5 |
| 25 | 0,61 | 1,157 | 508,1 |
| 30 | 0,44 | 1,113 | 488,9 |
| CONTINÚA | | | |
| 50 | -0,1 | 0,974 | 428,0 |
| 70 | -0,59 | 0,849 | 372,8 |
| 75 | -0,72 | 0,815 | 358,1 |
| 80 | -0,85 | 0,782 | 343,4 |
| 90 | -1,2 | 0,692 | 304,0 |
| 95 | -1,45 | 0,628 | 275,8 |
| 97 | -1,61 | 0,587 | 257,7 |
| 99 | -1,88 | 0,517 | 227,3 |
| 99,9 | -2,27 | 0,417 | 183,3 |

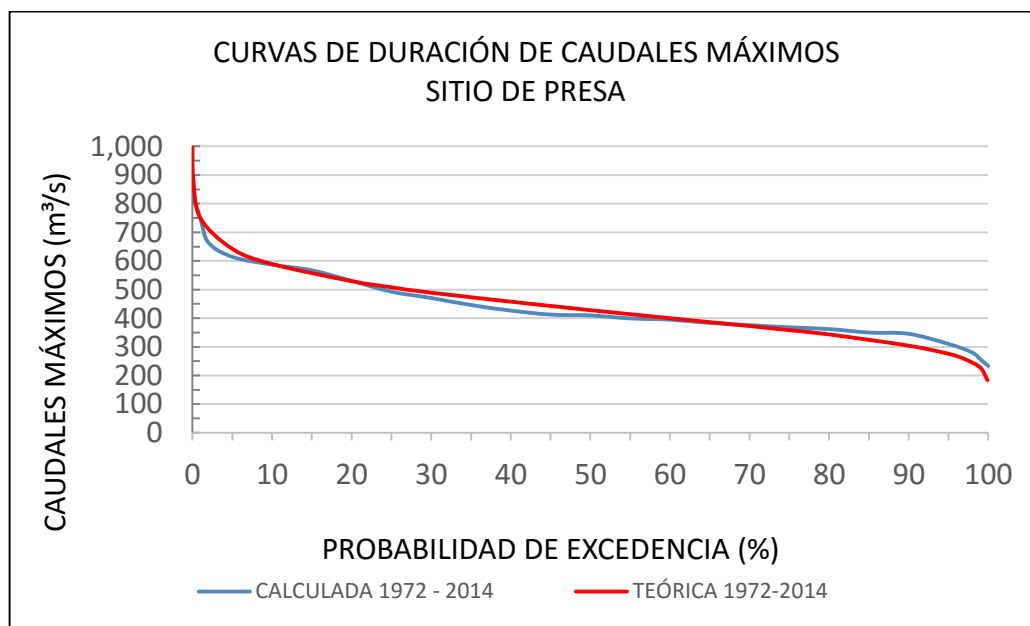


Figura 48 Curva de duración de caudales máximos

CAPÍTULO 4

DISEÑO DE LA PRESA DE ENROCADO

4.1 Regulación del embalse

El diseño de una presa de regulación de caudales trae consigo la necesidad de valorar de manera adecuada la acumulación de agua en épocas de lluvias para ser dispuesta durante un período en forma controlada.

Para definir la mayor capacidad del embalse se puede proponer la siguiente ley de regulación:

$$y(t) = \frac{Qr(t)}{Q} = 1 \quad (33)$$

Donde:

$y(t)$ = Ley de regulación.

Qr = Caudal regulado, en m^3/s .

Q = Caudal medio, en m^3/s .

Esto significa que el caudal a regular es constante e igual al caudal medio que para este caso es de $103,3 m^3/s$.

Considerados varios períodos de sequía dentro de los datos hidrométricos desde 1972 a 2014, se puede encontrar la capacidad del embalse, entonces, se definen los períodos críticos para los caudales naturales así:

Tabla 26

Caudales medios diarios multianuales

| Mes | Qmed (m ³ /s) |
|---------------|-----------------------------|
| ENE | 72,3 |
| FEB | 80,9 |
| MAR | 93,6 |
| ABR | 109,4 |
| MAY | 126,8 |
| JUN | 150,3 |
| JUL | 150,4 |
| AGO | 119,5 |
| SEP | 103,1 |
| OCT | 83,0 |
| NOV | 76,7 |
| DIC | 73,2 |
| Qmedio | 103,3 |

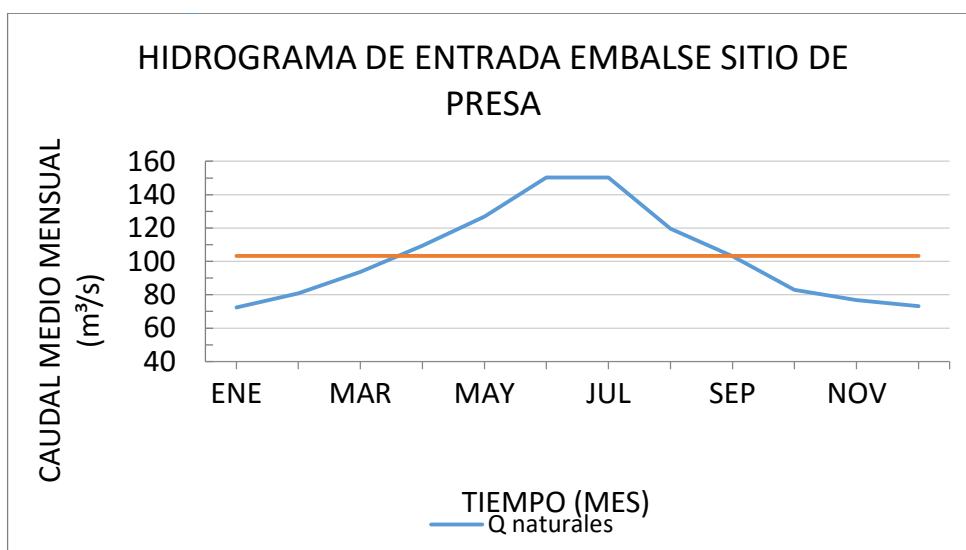


Figura 49 Hidrograma de entrada embalse sitio de presa

Se puede observar claramente como el período crítico empieza desde enero a finales de abril y de septiembre a diciembre, con ello podemos conocer cómo se va a aprovechar de manera integral la cantidad de agua requerida para regulación.

4.2 Volumen útil del embalse

Para la evaluación del volumen útil se recurre al diagrama de Rippl o también llamada curva de masas, que es un gráfico que representa el volumen acumulado en función del tiempo cronológicamente seleccionado para calcular el volumen de embalse necesario en el sitio de aprovechamiento denominado Quijos – Chaco donde se implantará nuestra presa de regulación.

Según (omarpomacano, 2010), la pendiente de la curva generada en el diagrama de Rippl en cualquier punto de diferencial Dv/dt representa el caudal Q para un intervalo de tiempo determinado. La diferencia entre dos puntos cualesquiera de la curva mencionada será el volumen almacenado para un caudal de diseño. Por lo tanto, en la abscisa se dibuja el intervalo de tiempo y la ordenada tendrá los valores de volumen acumulado que se expresa así:

$$V = \int_{t_0}^t Q dt \quad (34)$$

Donde:

V = Volumen acumulado, en hm^3 .

Q = Caudal promedio mensual interanual o mensual multianual, en m^3/s .

Para que este método sea utilizado se requieren una serie de registros, de tal manera que estén incluidos varios períodos de sequía, verificado dentro del compendio de datos hidrológicos desde 1972 a 2014, dando como resultado, lo siguiente:

Tabla 27

Volumen acumulado

| Mes | Qmed | Qmed Acumulado | Días | Vol Acumulado | |
|-----|-------------|----------------|------|---------------|------------|
| | (m^3/s) | (m^3/s) | | (m^3) | (Hm^3) |
| ENE | 72,3 | 72,3 | 31 | 193766876,7 | 193,8 |
| FEB | 80,9 | 153,2 | 28 | 370710538,6 | 370,7 |
| MAR | 93,6 | 246,9 | 31 | 661199115,7 | 661,2 |

CONTINÚA

| | | | | | |
|---------------|--------------|--------|-----------------|---------------------|--------------|
| ABR | 109,4 | 356,3 | 30 | 923421459,6 | 923,4 |
| MAY | 126,8 | 483,1 | 31 | 1293926270,1 | 1293,9 |
| JUN | 150,3 | 633,4 | 30 | 1641767091,1 | 1641,8 |
| JUL | 150,4 | 783,8 | 31 | 2099264851,1 | 2099,3 |
| AGO | 119,5 | 903,3 | 31 | 2419465342,1 | 2419,5 |
| SEP | 103,1 | 1006,4 | 30 | 2608618991,0 | 2608,6 |
| OCT | 83,0 | 1089,4 | 31 | 2917948863,6 | 2917,9 |
| NOV | 76,7 | 1166,2 | 30 | 3022698146,1 | 3022,7 |
| DIC | 73,2 | 1239,3 | 31 | 3319427336,3 | 3319,4 |
| Qmedio | 103,3 | | LINE G-H | VOLUMEN ÚTIL | 387,5 |

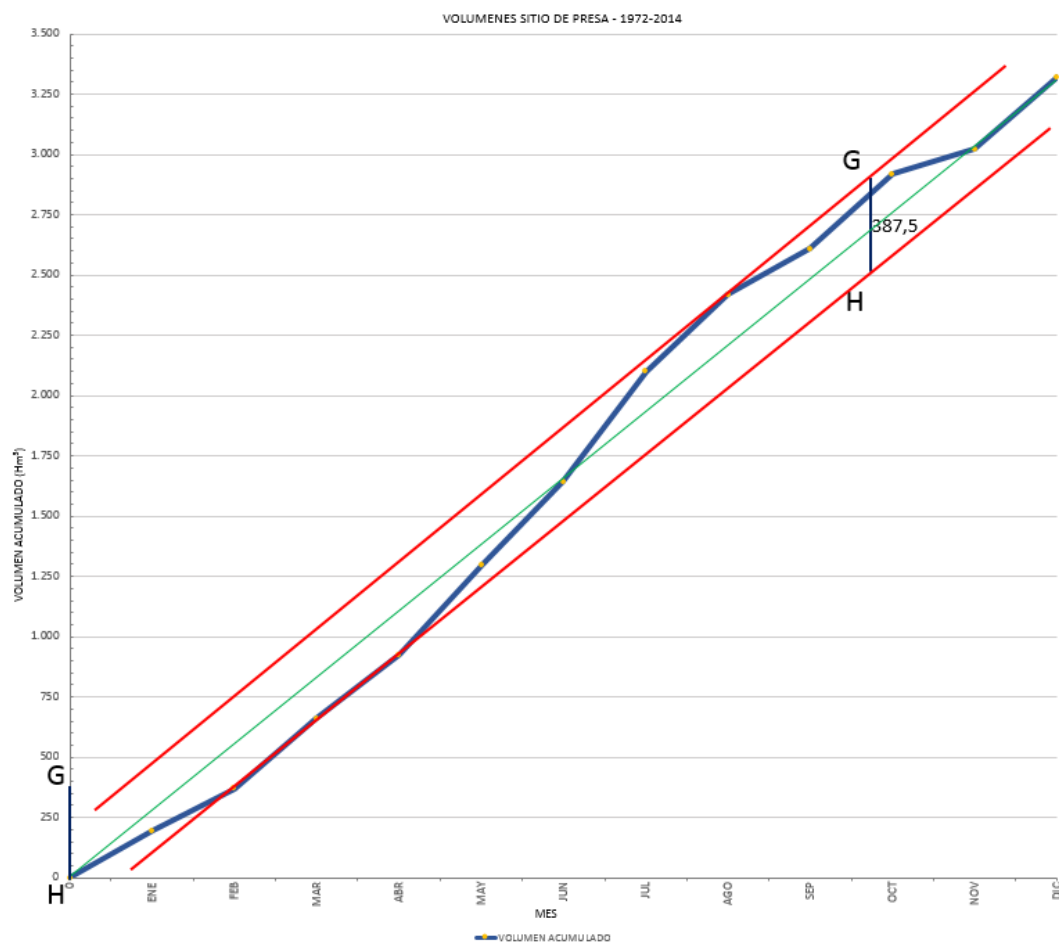


Figura 50 Diagrama de Rippl. (Datos 1972 a 2014)

Fuente: (Morales Topón, 2016)

En vista que el diagrama de Rippl está definido por la integral del hidrograma de entrada al embalse y que las tangentes dentro de este diagrama representan el caudal en cada instante de tiempo y que en consecuencia se tiene el caudal medio representado por la línea inclinada verde que va de extremo a extremo para el período de enero a diciembre, se obtiene un volumen útil de $387,5 \text{ Hm}^3$ marcado con la recta GH fruto del desplazamiento paralelo arriba y debajo del caudal medio hacia los extremos del diagrama con líneas de color rojo.

4.3 Volúmenes actuales y de regulación del embalse

Se debe procurar la mejor regulación de caudales y en vista que el volumen de embalse para el sitio de aprovechamiento es menor al calculado con el diagrama de Rippl, la regulación puede ser obtenida mediante regulaciones parciales del caudal mediante el método de Conti Varlet.

Este método parte del diagrama de Rippl, desplazando la curva de este diagrama hacia arriba de la gráfica una distancia igual al volumen útil encontrado de $387,5 \text{ m}^3$, posteriormente se desplaza la recta HA que representa el caudal medio de $103,3 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta que se obtenga un volumen inicial PH igual al final QA del período de Enero a Diciembre que para nuestra gráfica es de 204 m^3 (En caso que la recta PQ no ingrese dentro de las curvas del diagrama se debe cambiar la inclinación por tramos, es decir cambiar el caudal para poder regular), dando como resultado el volumen en cualquier tiempo del período, marcados con el relleno interlineado en la gráfica siguiente.

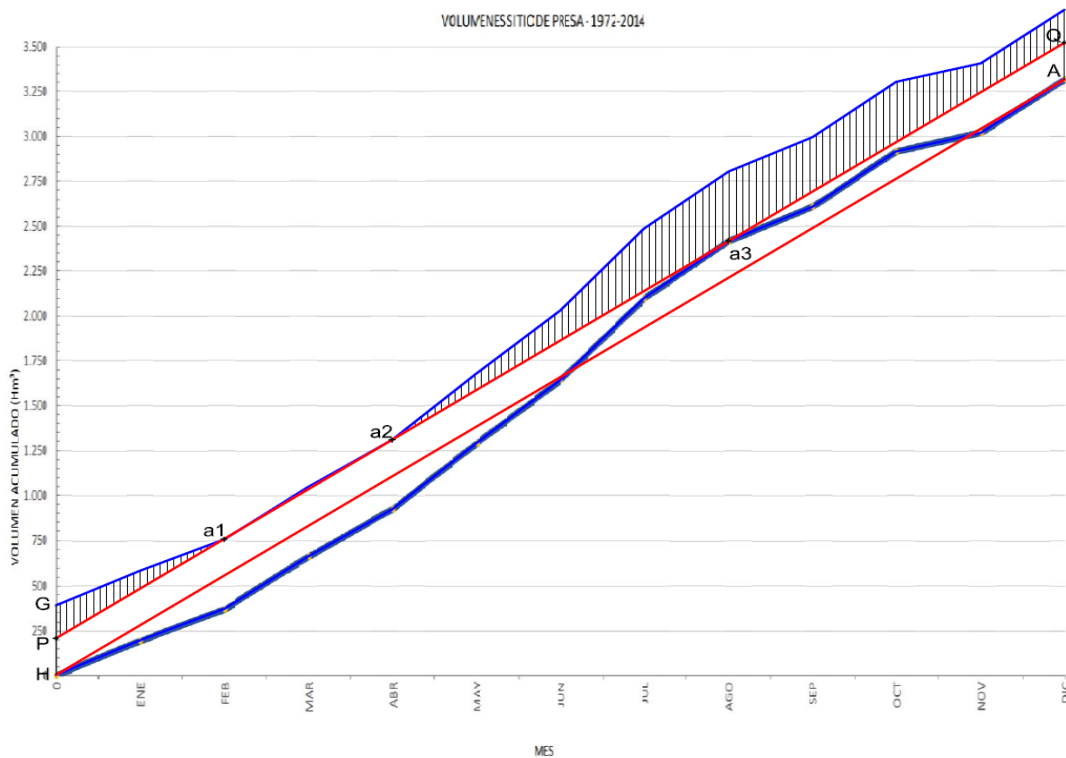


Figura 51 Diagrama de Conti Varlet

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Interpretando el gráfico se tiene que:

Del tiempo 0 a el punto a1 (febrero) puede extraerse un caudal hasta llegar al punto a1 donde el embalse se encontrará en su nivel mínimo admisible y prácticamente se mantiene hasta el punto a2 correspondiente al mes de Abril, a partir del punto a2, el caudal extraído es menor que el que llega y el embalse pasará a incrementar su volumen llegando a su máximo en el punto a3 perteneciente a Agosto y continúa creciendo hasta el final del período cumpliendo la condición de equilibrio de volúmenes al inicio y final del ciclo en estudio.

4.4 Curva cota área volumen

Para representar la relación cota área volumen se necesita la información existente respecto a las curvas de nivel provenientes de la restitución 1:5000 Sigtierras y trazar el eje de presa en el sitio de emplazamiento donde se cerrará cada curva de nivel como polígono para conocer la relación efectiva entre la cota de la curva de nivel y el área de la misma.

En complemento y para conjugar los valores del volumen se emplearon los siguientes métodos, obtenidos de la literatura de (Gregory Morriss, 2010).

Área final media (Average End Area): Suma dos áreas consecutivas con respecto a las curvas de nivel multiplicado por la mitad de la diferencia entre cotas así:

$$V = \frac{H * (A1 + A2)}{2} \quad (35)$$

Donde:

A1= Área curva de nivel inferior, en m².

A2= Área curva de nivel superior, en m²

H= Diferencia entre cotas, en m.

Prismoidal modificado (Prismoidal modified): Para este método se utiliza un área adicional en el centro de la altura sucesivamente:

$$V = \frac{H * (A1 + \sqrt{A1 * A2} + A2)}{3} \quad (36)$$

Donde:

A1= Área curva de nivel inferior, en m².

A2= Área curva de nivel superior, en m²

H= Diferencia entre cotas, en m.

Aplicando los métodos tenemos la siguiente tabla de resultados:

Tabla 28

Cota área volumen

| DATOS | | | AVERAGE CONTOUR AREA METHOD | MODIFIED PRISMOIDAL METHOD | LONGITUD DE CRESTA | |
|-----------------------|--------|----------------|--------------------------------|----------------------------------|-----------------------|-----|
| ALTURA DE PRESA | COTA | ÁREA | ÁREA PROMEDIO | VOLUMEN ACUMULADO | VOLUMEN ACUMULADO | |
| m | msnm | m ² | m ² | m ³ | m ³ | |
| 0,0 | 1480,0 | 3465 | 0 | 0 | 0 | |
| 5,0 | 1485,0 | 19027 | 11246,0 | 56230 | 51019 | |
| 10,0 | 1490,0 | 32882 | 25954,5 | 186003 | 179223 | |
| 15,0 | 1495,0 | 58553 | 45717,5 | 414590 | 404745 | |
| 20,0 | 1500,0 | 79256 | 68904,5 | 759113 | 747965 | |
| 25,0 | 1505,0 | 122510 | 100883,0 | 1263528 | 1248471 | |
| 30,0 | 1510,0 | 158313 | 140411,5 | 1965585 | 1948618 | |
| 35,0 | 1515,0 | 222581 | 190447,0 | 2917820 | 2896302 | |
| 40,0 | 1520,0 | 303852 | 263216,5 | 4233903 | 4207126 | |
| 45,0 | 1525,0 | 392308 | 348080,0 | 5974303 | 5942823 | |
| 50,0 | 1530,0 | 529778 | 461043,0 | 8279518 | 8239451 | |
| 55,0 | 1535,0 | 704049 | 616913,5 | 11364085 | 11313711 | |
| 60,0 | 1540,0 | 1032690 | 868369,5 | 15705933 | 15629410 | |
| 65,0 | 1545,0 | 1413408 | 1223049,0 | 21821178 | 21719814 | |
| 70,0 | 1550,0 | 1684362 | 1548885,0 | 29565603 | 29454345 | |
| 75,0 | 1555,0 | 1971412 | 1827887,0 | 38705038 | 38584374 | 191 |
| 80,0 | 1560,0 | 2311075 | 2141243,5 | 49411255 | 49279349 | 206 |
| 85,0 | 1565,0 | 2648317 | 2479696,0 | 61809735 | 61668262 | 221 |
| 90,0 | 1570,0 | 3010111 | 2829214,0 | 75955805 | 75804684 | 239 |
| 95,0 | 1575,0 | 3449980 | 3230045,5 | 92106033 | 91942417 | 257 |
| 100,0 | 1580,0 | 3991206 | 3720593,0 | 110708998 | 110528958 | 283 |

De los datos obtenidos se selecciona el método prismoidal para generar la curva cota área volumen.

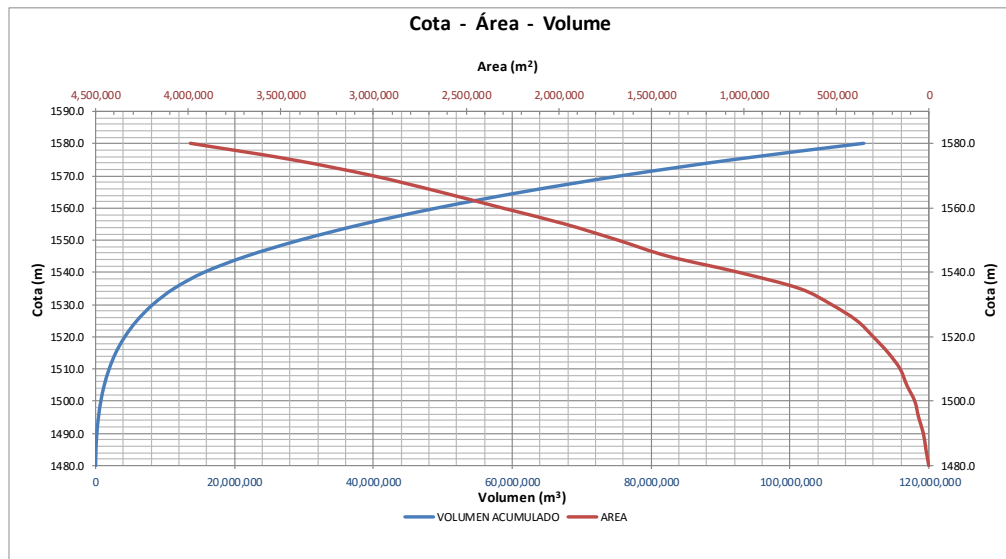


Figura 52 Curva cota área volumen

4.5 Caudales de Diseño

4.5.1 Hidrograma de crecidas máximas

Basados en las características físicas de la cuenca existen métodos para obtener el hidrograma producido por una avenida representada por el caudal máximo para un tiempo de retorno determinado. El método utilizado es el diagrama unitario adimensional del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de EEUU y ajustado al medio de estudio se tienen como resultado los siguientes característicos:

- El tiempo base del hidrograma es el tiempo de concentración en horas.
- Se tiene un hidrograma simétrico tomando al tiempo de punta (período de elevación) igual al tiempo de recesión (período desde el caudal pico hasta el final del escurrimiento), es decir a la mitad del tiempo base convirtiendo a las coordenadas del hidrograma del mismo tamaño.
- El caudal pico es el caudal máximo a un tiempo de retorno determinado en m^3/s .

Con el hidrograma adimensional medio tabulado del SCS se tienen las relaciones donde se multiplica el tiempo de concentración ($5,95 \approx 6$ horas) para la relación de abscisa y el caudal máximo ($Q_{(Tr=10000)} = 2198,67 \text{ m}^3/\text{s}$) para las ordenadas, dando como resultado lo siguiente:

Tabla 29**Tabulado de Hidrogramas $Tr= 10000$ años**

| $T_c = 5,95 \text{ h}$ | $\approx 6,00$ | $Q(Tr=10000)$ | 2198,67 |
|------------------------------------|-------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| Hidrograma adimensional SCS | | Hidrograma Crecidas Max | |
| Time Ratios | Discharge Ratios | CUADALE MÁXIMOS | |
| t/tp | q/qp | T | Q |
| | | (Horas) | (m^3/seg) |
| 0 | 0,00 | 0 | 0,00 |
| 0,1 | 0,03 | 0,6 | 65,96 |
| 0,2 | 0,10 | 1,2 | 219,87 |
| 0,3 | 0,19 | 1,8 | 417,75 |
| 0,4 | 0,31 | 2,4 | 681,59 |
| 0,5 | 0,47 | 3 | 1033,37 |
| 0,6 | 0,66 | 3,6 | 1451,12 |
| 0,7 | 0,82 | 4,2 | 1802,91 |

Tabla 30**Continuación Tabla 29**

| $T_c = 5,95 \text{ h}$ | $\approx 6,00$ | $Q(Tr=10000)$ | 2198.67 |
|------------------------------------|-------------------------|--------------------------------|-----------------------------|
| Hidrograma adimensional SCS | | Hidrograma Crecidas Max | |
| Time Ratios | Discharge Ratios | CUADALE MÁXIMOS | |
| t/tp | q/qp | T | Q |
| | | (Horas) | (m^3/seg) |
| 0,8 | 0,93 | 4,8 | 2044,76 |
| 0,9 | 0,99 | 5,4 | 2176,68 |
| 1 | 1,00 | 6 | 2198,67 |
| 1,1 | 0,99 | 6,6 | 2176,68 |
| 1,2 | 0,93 | 7,2 | 2044,76 |
| 1,3 | 0,82 | 7,8 | 1802,91 |
| 1,4 | 0,66 | 8,4 | 1451,12 |
| 1,5 | 0,47 | 9 | 1033,37 |
| 1,6 | 0,31 | 9,6 | 681,59 |
| 1,7 | 0,19 | 10,2 | 417,75 |
| CONTINÚA | | | |

| | | | |
|-----|------|------|--------|
| 1,8 | 0,10 | 10,8 | 219,87 |
| 1,9 | 0,03 | 11,4 | 65,96 |
| 2 | 0,00 | 12 | 0,00 |

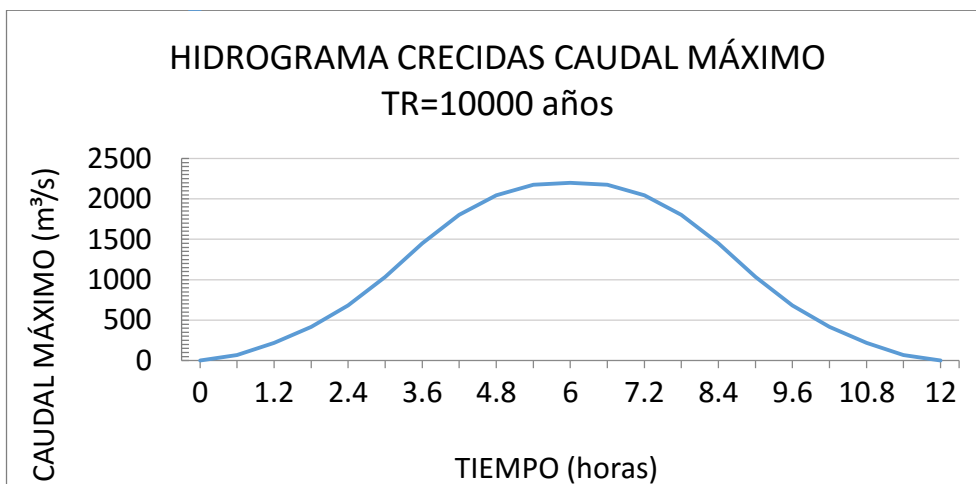


Figura 53 Hidrograma de crecidas máximas Tr= 10000 años

Fuente: (Morales Topón, 2016)

Tabla 31

Tabulado de Hidrogramas Tr= 1000 años

| $T_c = 5,95 \text{ h}$ | $\approx 6,00$ | $Q(\text{Tr}=1000)$ | 1550,47 |
|-----------------------------|------------------|-------------------------|-----------------------------|
| Hidrograma adimensional SCS | | Hidrograma Crecidas Max | |
| Time Ratios | Discharge Ratios | CUADALE MÁXIMOS | |
| t/tp | q/q_p | T | Q |
| | | (Horas) | (m^3/seg) |
| 0 | 0,00 | 0 | 0,00 |
| 0,1 | 0,03 | 0,6 | 46,51 |
| 0,2 | 0,10 | 1,2 | 155,05 |
| 0,3 | 0,19 | 1,8 | 294,59 |
| 0,4 | 0,31 | 2,4 | 480,65 |
| 0,5 | 0,47 | 3 | 728,72 |
| 0,6 | 0,66 | 3,6 | 1023,31 |
| 0,7 | 0,82 | 4,2 | 1271,39 |
| 0,8 | 0,93 | 4,8 | 1441,94 |
| 0,9 | 0,99 | 5,4 | 1534,97 |
| 1 | 1,00 | 6 | 1550,47 |
| 1,1 | 0,99 | 6,6 | 1534,97 |
| 1,2 | 0,93 | 7,2 | 1441,94 |
| 1,3 | 0,82 | 7,8 | 1271,39 |
| CONTINÚA | | | |

| | | | |
|-----|------|------|---------|
| 1,4 | 0,66 | 8,4 | 1023,31 |
| 1,5 | 0,47 | 9 | 728,72 |
| 1,6 | 0,31 | 9,6 | 480,65 |
| 1,7 | 0,19 | 10,2 | 294,59 |
| 1,8 | 0,10 | 10,8 | 155,05 |
| 1,9 | 0,03 | 11,4 | 46,51 |
| 2 | 0,00 | 12 | 0,00 |

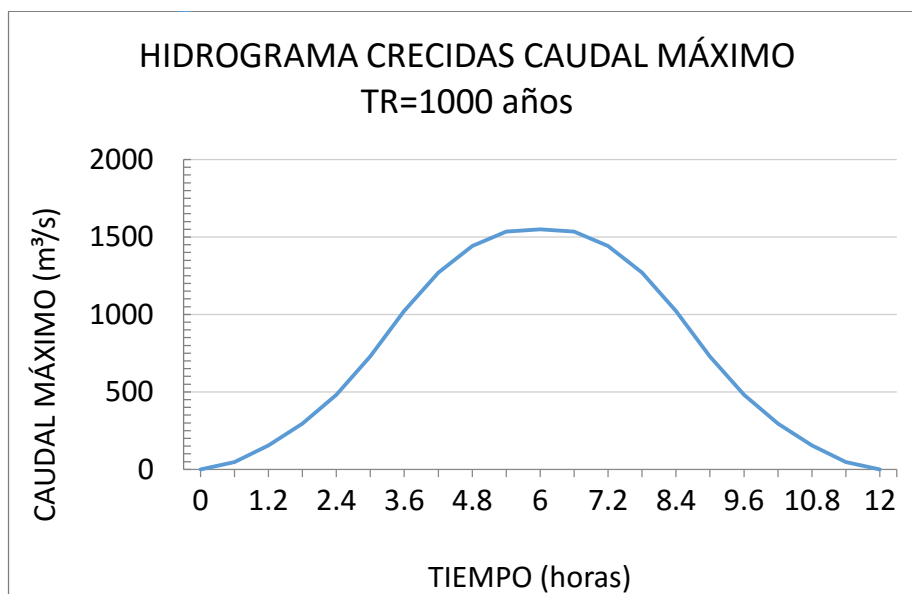


Figura 54 Hidrograma de crecidas máximas Tr= 1000 años

4.5.2 Volumen de descarga en el vertedero y el embalse

Determinados los Hidrogramas de crecidas de Caudal Máximo para los distintos periodos de retorno, se procede a calcular la variación del volumen en función del tiempo mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta Volumen = (t_2 - t_1) * (Q_2 - Q_1) * \frac{3600}{2 * 10^6} \quad (37)$$

Considerando que los hidrogramas de crecidas máximas están calculados para periodos de retorno Tr=10.000 y Tr=1.000 años, el cálculo de volumen

de descarga tendrá resultados específicos para estos periodos. A partir de los resultados obtenidos con el Hidrograma para $Tr=10.000$ años estableceremos el valor del nivel de aguas máximo extremo (NAME) y nivel de aguas máximas de operación (NAMO).

Del Hidrograma para $Tr=1.000$ años se establecerá el nivel de aguas del proyecto (NAP).

Tabla 32

Volumen de descarga $Tr= 10.000$ años

| DATOS HIDROGRAMA | | |
|----------------------|---|--|
| TIEMPO (h) | CAUDAL CALCULADO (m ³ /s) | Δ VOLUMEN 10 ⁶ m ³ |
| 0 | 0,00 | 0,00 |
| 0,6 | 65,96 | 0,07 |
| 1,2 | 219,87 | 0,31 |
| 1,8 | 417,75 | 0,69 |
| 2,4 | 681,59 | 1,19 |
| 3 | 1033,37 | 1,85 |
| 3,6 | 1451,12 | 2,68 |
| 4,2 | 1802,91 | 3,51 |
| 4,8 | 2044,76 | 4,16 |
| 5,4 | 2176,68 | 4,56 |
| 6 | 2198,67 | 4,73 |
| 6,6 | 2176,68 | 4,73 |
| 7,2 | 2044,76 | 4,56 |
| 7,8 | 1802,91 | 4,16 |
| 8,4 | 1451,12 | 3,51 |
| 9 | 1033,37 | 2,68 |
| 9,6 | 681,59 | 1,85 |
| 10,2 | 417,75 | 1,19 |
| 10,8 | 219,87 | 0,69 |
| 11,4 | 65,96 | 0,31 |
| 12 | 0,00 | 0,07 |
| VOLUMEN TOTAL | | 47,49 |

- **Cargas sobre el embalse**

Se toma la cota 1572 m.s.n.m como el nivel en el cual empieza la crecida, en tales condiciones el Nivel de Aguas Máximo de operación (NAMO) tendrá este nivel. Para establecer el volumen de descarga, se emplean las ecuaciones Cota vs Volumen.

Tabla 33

Cota vs Volumen

| COTA (m.s.n.m) | VOLUMEN EMBALSE (H.m³) |
|---------------------------|--|
| 1480,0 | 0.0000 |
| 1485,0 | 0.0510 |
| 1490,0 | 0.1792 |
| 1495,0 | 0.4047 |
| 1500,0 | 0.7480 |
| 1505 | 1.2485 |
| 1510 | 1.9486 |
| 1515 | 2.8963 |
| 1520 | 4.2071 |
| 1525 | 5.9428 |
| 1530 | 8.2395 |
| 1535 | 11.3137 |
| 1540 | 15.6294 |
| 1545 | 21.7198 |
| 1550 | 29.4543 |
| 1555 | 38.5844 |
| 1560 | 49.2793 |
| 1565 | 61.6683 |
| 1570 | 75.8047 |
| 1575 | 91.9424 |
| 1580 | 110.53 |

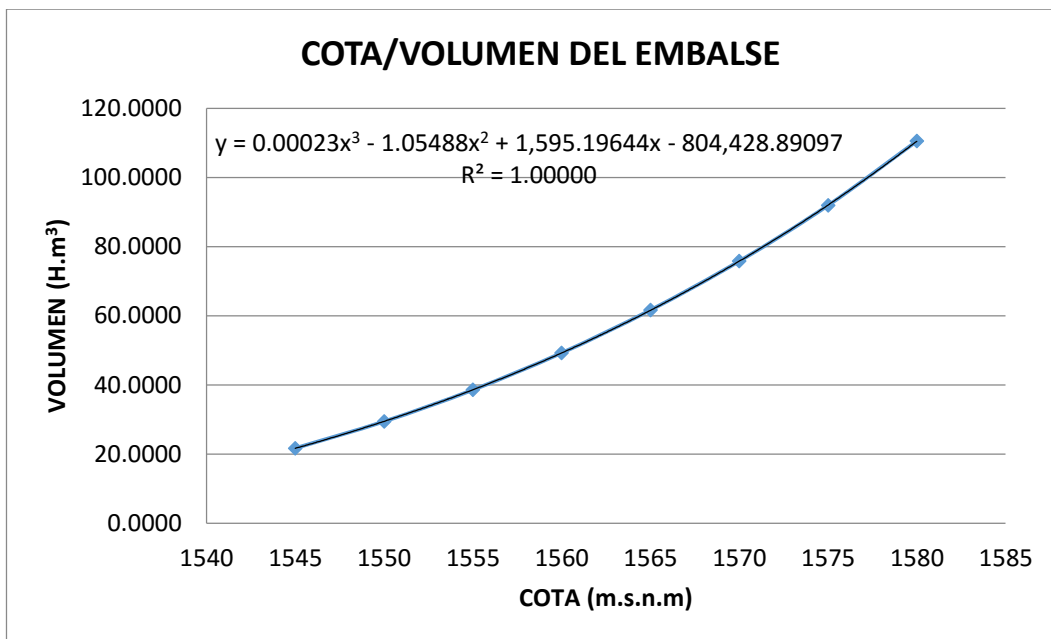


Figura 55 Curva Volumen del Embalse vs Cota – Tr = 10.000 años

A partir de los valores de la Tabla 33 y de la Ecuación de la Figura 558 se determina la carga sobre el vertedero, y el ancho (b) del vertedero empleando las siguientes ecuaciones.

1. Variación de altura, en m.

$$\Delta H = Cota_f - Cota_i \quad (38)$$

2. Variación de volúmenes, en 10^6 m^3 .

$$\Delta V = Volumen_f - Volumen_i \quad (39)$$

3. Caudal de descarga, en m^3/s .

$$Q_x = Q_{max} * \left(1 - \frac{\Delta V}{Vt}\right) \quad (40)$$

Siendo Vt el volumen total.

4. Ancho b, en m.

$$b = \frac{Q_x}{m * \sqrt{2 * g} * H^{3/2}} \quad (41)$$

Donde:

m = Coeficiente del vertedero, adimensional.

g = Fuerza de la gravedad, en m/s²

Tabla 34

Cálculo del ancho del vertedero para Tr = 10 000 años

| COTA VOLUMEN | | CARGA SOBRE EL VERTEDERO | | | |
|------------------|---|--------------------------|--|--|-----------|
| COTA (m.sn.m) | VOLUMEN EMBALSE (H.m ³) | H (m) | DELTA V. EMBALSE 10 ⁶ (m ³) | Qx (Caudal de descarga) (m ³ /s) | b (m) |
| 1572.00 | 82.04 | 0.00 | 0.00 | 2198.67 | 0 |
| 1572.50 | 83.65 | 0.50 | 1.61 | 2124.07 | 2768 |
| 1573.00 | 85.28 | 1.00 | 3.24 | 2048.44 | 944 |
| 1573.50 | 86.94 | 1.50 | 4.90 | 1971.82 | 495 |
| 1574.00 | 88.62 | 2.00 | 6.58 | 1894.19 | 309 |
| 1574.50 | 90.32 | 2.50 | 8.28 | 1815.56 | 212 |
| 1575.00 | 92.04 | 3.00 | 10.00 | 1735.91 | 154 |
| 1575.50 | 93.78 | 3.50 | 11.74 | 1655.23 | 116 |
| 1576.00 | 95.54 | 4.00 | 13.50 | 1573.52 | 91 |
| 1576.50 | 97.33 | 4.50 | 15.29 | 1490.78 | 72 |
| 1577.00 | 99.14 | 5.00 | 17.10 | 1406.98 | 58 |
| 1577.50 | 100.97 | 5.50 | 18.93 | 1322.13 | 47 |
| <u>1578.00</u> | <u>102.83</u> | <u>6.00</u> | <u>20.79</u> | <u>1236.21</u> | <u>39</u> |
| <u>1578.50</u> | <u>104.71</u> | <u>6.50</u> | <u>22.67</u> | <u>1149.22</u> | <u>32</u> |
| <u>1579.00</u> | <u>106.61</u> | <u>7.00</u> | <u>24.57</u> | <u>1061.15</u> | <u>26</u> |
| 1579.25 | 107.57 | 7.25 | 25.53 | 1016.70 | 24 |
| 1579.50 | 108.54 | 7.50 | 26.50 | 971.99 | 22 |
| 1579.75 | 109.51 | 7.75 | 27.47 | 927.00 | 20 |

CONTINÚA

| | | | | | |
|----------------|--------|------|-------|--------|----|
| 1580.00 | 110.49 | 8.00 | 28.45 | 881.73 | 18 |
| 1580.25 | 111.47 | 8.25 | 29.43 | 836.19 | 16 |
| 1580.50 | 112.46 | 8.50 | 30.42 | 790.37 | 15 |
| 1580.75 | 113.46 | 8.75 | 31.42 | 744.27 | 13 |
| 1581.00 | 114.46 | 9.00 | 32.42 | 697.89 | 12 |
| 1581.25 | 115.46 | 9.25 | 33.42 | 651.23 | 11 |
| 1581.50 | 116.48 | 9.50 | 34.44 | 604.29 | 10 |
| 1581.75 | 117.50 | 9.75 | 35.46 | 557.07 | 8 |

Entre los niveles 1578 y 1579 se tiene un ancho promedio para $b= 32,33$ m, por lo cual se asume para el presente trabajo de $b=35,00$ m. A partir de este ancho del vertedero determinaremos el valor del nivel de aguas máximo extremo (NAME).

- **Cálculo del Nivel Máximo de Operación del Embalse para $b = 35$ m**

1. Caudal del Vertedero

$$Q_v = Q_x = m * \sqrt{2 * g} * b * H^{3/2} \quad (42)$$

2. Volumen del Embalse

$$V_{embalse} = 0.0023X^2 - 1.05488X^2 + 1595.196X - 804428.891 \quad (43)$$

Donde:

X = Valores de cota

Para lograr mayor exactitud en el cálculo se procede a tomar variaciones de cota de 0.1 m y tomando varios tramos de análisis.

- **Cálculo Tramo 1**

Ecuación:

$$y = 14,48X^2 - 2374,92X + 97352,53$$

Tabla 35

Cálculo del Volumen del Embalse y Caudal del Vertedero

| H (m) | Qvert=Qx (m ³ /s) | COTA (m.s.n.m) | V EMBALSE (Hm ³) | Qx2 (ecuación) | Ecuación |
|----------|---------------------------------|-------------------|---------------------------------|-------------------|----------|
| 0 | 0 | 1572,00 | 82,04 | 0,00 | EC.1 |
| 0,1 | 2 | 1572,10 | 82,36 | 2,00 | |
| 0,2 | 7 | 1572,20 | 82,68 | 7,00 | |

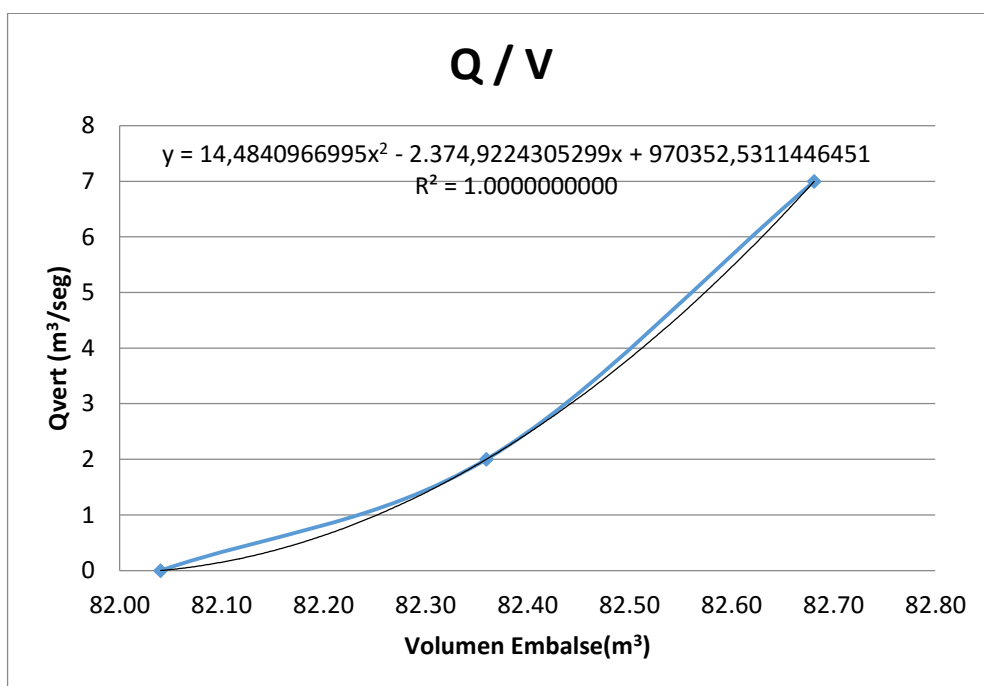


Figura 56 Curva Volumen del embalse vs Caudal para Tr = 10 000 años

- Cálculo Tramo 2

Ecuación:

$$y = 3,36X^2 - 537,86X + 21487,96$$

Tabla 36

Cálculo del Volumen del Embalse y Caudal del Vertedero

| H (m) | Qvert=Qx (m ³ /s) | COTA (m.s.n.m) | V EMBALSE (Hm ³) | Qx2 (ecuación) | Ecuación |
|----------|---------------------------------|-------------------|---------------------------------|-------------------|----------|
| 0,3 | 12 | 1572,30 | 83,00 | 12,07 | E.C. 2 |
| 0,4 | 19 | 1572,40 | 83,33 | 19,02 | |
| 0,5 | 27 | 1572,50 | 83,65 | 26,69 | |
| 0,6 | 35 | 1572,60 | 83,98 | 35,09 | |
| 0,7 | 44 | 1572,70 | 84,30 | 44,22 | |
| 0,8 | 54 | 1572,80 | 84,63 | 54,10 | |
| 0,9 | 65 | 1572,90 | 84,96 | 64,72 | |
| 1 | 76 | 1573,00 | 85,28 | 76,09 | |

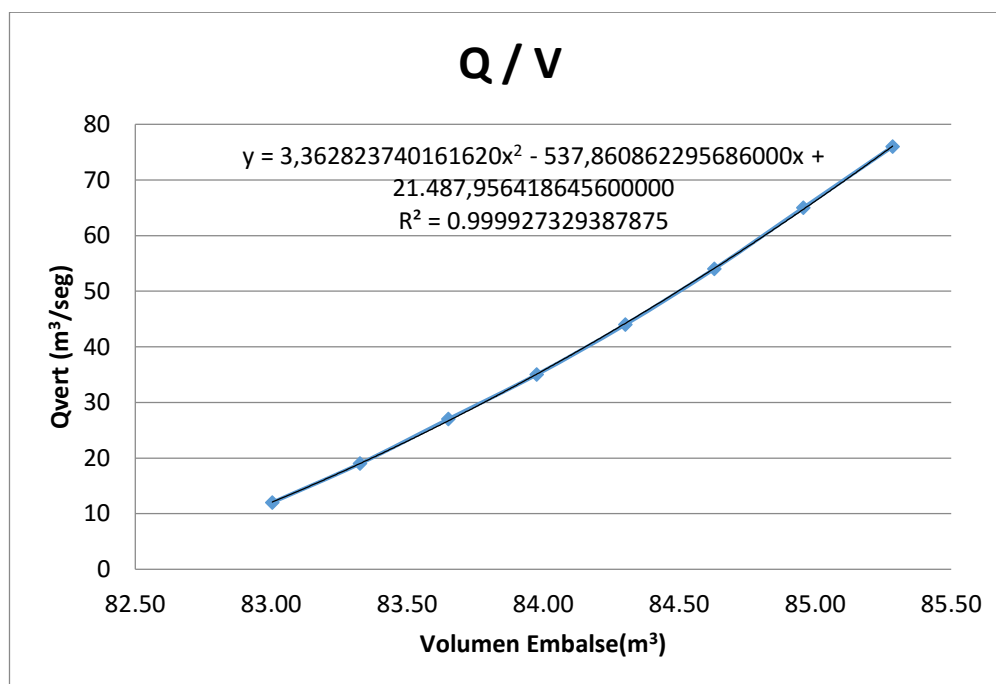


Figura 57 Curva Volumen del embalse vs Caudal para Tr = 10 000 años

- **Cálculo Tramo 3**

Ecuación:

$$y = 1,946X^2 - 296,89X + 11238,13$$

Tabla 37

Cálculo del Volumen del Embalse y Caudal del Vertedero

| H (m) | Qvert=Qx (m³/s) | COTA (m.s.n.m) | V EMBALSE (Hm³) | Qx2 (ecuación) | Ecuación |
|----------|--------------------|-------------------|--------------------|-------------------|----------|
| 1,1 | 88 | 1573,10 | 85,61 | 87,97 | E.C. 3 |
| 1,2 | 100 | 1573,20 | 85,94 | 100,21 | |
| 1,3 | 113 | 1573,30 | 86,28 | 112,90 | |
| 1,4 | 126 | 1573,40 | 86,61 | 126,06 | |
| 1,5 | 140 | 1573,50 | 86,94 | 139,68 | |
| 1,6 | 154 | 1573,60 | 87,27 | 153,77 | |
| 1,7 | 168 | 1573,70 | 87,61 | 168,33 | |
| 1,8 | 183 | 1573,80 | 87,94 | 183,36 | |
| 1,9 | 199 | 1573,90 | 88,28 | 198,87 | |
| 2 | 215 | 1574,00 | 88,62 | 214,87 | |

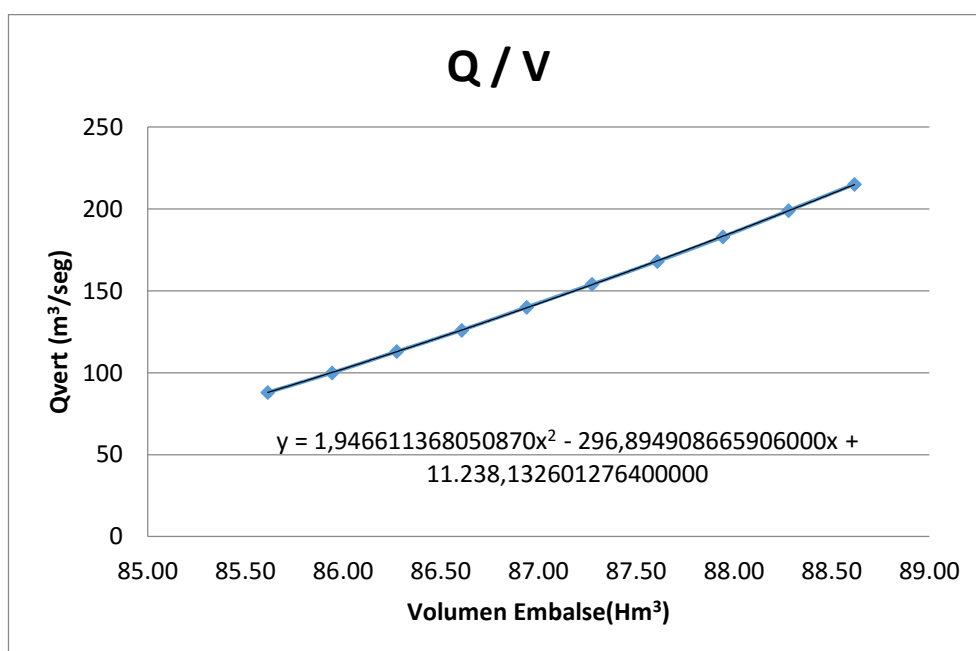


Figura 58 Curva Volumen del embalse vs Caudal para Tr = 10 000 años

- Cálculo Tramo 4

Ecuación:

$$y = 1,481X^2 - 214,96X + 7630,09$$

Tabla 38

Cálculo del Volumen del Embalse y Caudal del Vertedero

| H (m) | Qvert=Qx (m ³ /s) | COTA (m.s.n.m) | V EMBALSE (Hm ³) | Qx2 (ecuación) | Ecuación |
|----------|---------------------------------|-------------------|---------------------------------|-------------------|----------|
| 2,1 | 231 | 1574,10 | 88,95 | 231,15 | EC. 4 |
| 2,2 | 248 | 1574,20 | 89,29 | 247,79 | |
| 2,3 | 265 | 1574,30 | 89,63 | 264,82 | |
| 2,4 | 282 | 1574,40 | 89,97 | 282,23 | |
| 2,5 | 300 | 1574,50 | 90,32 | 300,03 | |
| 2,6 | 318 | 1574,60 | 90,66 | 318,22 | |
| 2,7 | 337 | 1574,70 | 91,00 | 336,81 | |
| 2,8 | 356 | 1574,80 | 91,34 | 355,80 | |
| 2,9 | 375 | 1574,90 | 91,69 | 375,18 | |
| 3 | 395 | 1575,00 | 92,04 | 394,98 | |

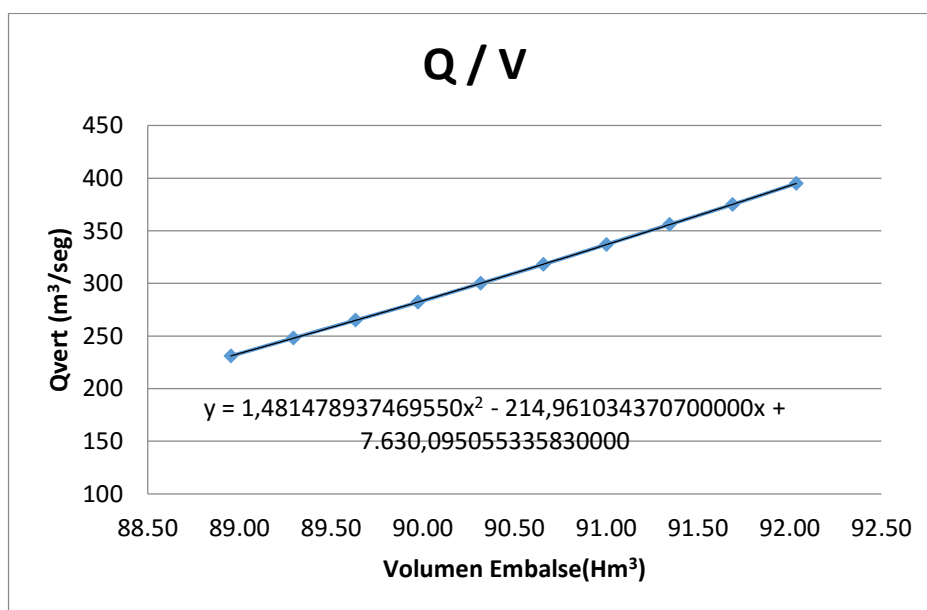


Figura 59 Curva Volumen del embalse vs Caudal para Tr = 10 000 años

- **Cálculo Tramo 5**

Ecuación:

$$y = 1,159X^2 - 156,72X + 4997,79$$

Tabla 39

Cálculo del Volumen del Embalse y Caudal del Vertedero

| H (m) | Qvert=Qx (m ³ /s) | COTA (m.s.n.m) | V EMBALSE (Hm ³) | Qx2 (ecuación) | Ecuación |
|----------|---------------------------------|-------------------|---------------------------------|-------------------|----------|
| 3,1 | 415 | 1575,10 | 92,38 | 414,78 | E.C. 5 |
| 3,2 | 435 | 1575,20 | 92,73 | 434,91 | |
| 3,3 | 455 | 1575,30 | 93,08 | 455,37 | |
| 3,4 | 476 | 1575,40 | 93,43 | 476,17 | |
| 3,5 | 497 | 1575,50 | 93,78 | 497,30 | |
| 3,6 | 519 | 1575,60 | 94,13 | 518,77 | |
| 3,7 | 541 | 1575,70 | 94,48 | 540,59 | |
| 3,8 | 563 | 1575,80 | 94,83 | 562,75 | |
| 3,9 | 585 | 1575,90 | 95,19 | 585,25 | |
| 4 | 608 | 1576,00 | 95,54 | 608,11 | |

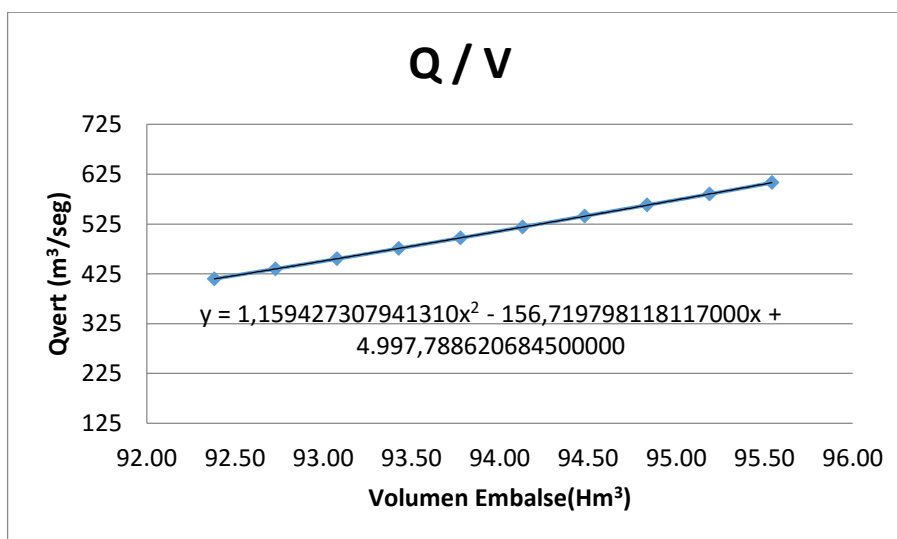


Figura 60 Curva Volumen del embalse vs Caudal para Tr = 10 000 años

- **Cálculo Tramo 6**

Ecuación:

$$y = 0,902X^2 - 180,56X + 2745,21$$

Tabla 40

Cálculo del Volumen del Embalse y Caudal del Vertedero

| H (m) | Qvert=Qx (m³/s) | COTA (m.s.n.m) | V EMBALSE (Hm³) | Qx2 (ecuación) | Ecuación |
|----------|--------------------|-------------------|--------------------|-------------------|----------|
| 4,1 | 631 | 1576,10 | 95,90 | 630,84 | E.C. 6 |
| 4,2 | 654 | 1576,20 | 96,26 | 653,94 | |
| 4,3 | 677 | 1576,30 | 96,61 | 677,33 | |
| 4,4 | 701 | 1576,40 | 96,97 | 701,01 | |
| 4,5 | 725 | 1576,50 | 97,33 | 724,99 | |
| 4,6 | 749 | 1576,60 | 97,69 | 749,25 | |
| 4,7 | 774 | 1576,70 | 98,05 | 773,82 | |
| 4,8 | 799 | 1576,80 | 98,41 | 798,68 | |
| 4,9 | 824 | 1576,90 | 98,78 | 823,84 | |
| 5 | 849 | 1577,00 | 99,14 | 849,31 | |
| 5,1 | 875 | 1577,10 | 99,51 | 875,07 | |
| 5,2 | 901 | 1577,20 | 99,87 | 901,15 | |
| 5,3 | 927 | 1577,30 | 100,24 | 927,53 | |
| 5,4 | 953 | 1577,40 | 100,60 | 954,22 | |
| 5,5 | 980 | 1577,50 | 100,97 | 981,22 | |
| 5,6 | 1007 | 1577,60 | 101,34 | 1008,53 | |
| 5,7 | 1034 | 1577,70 | 101,71 | 1036,16 | |
| 5,8 | 1061 | 1577,80 | 102,08 | 1064,11 | |
| 5,9 | 1089 | 1577,90 | 102,46 | 1092,38 | |
| 6 | 1116 | 1578,00 | 102,83 | 1120,96 | |

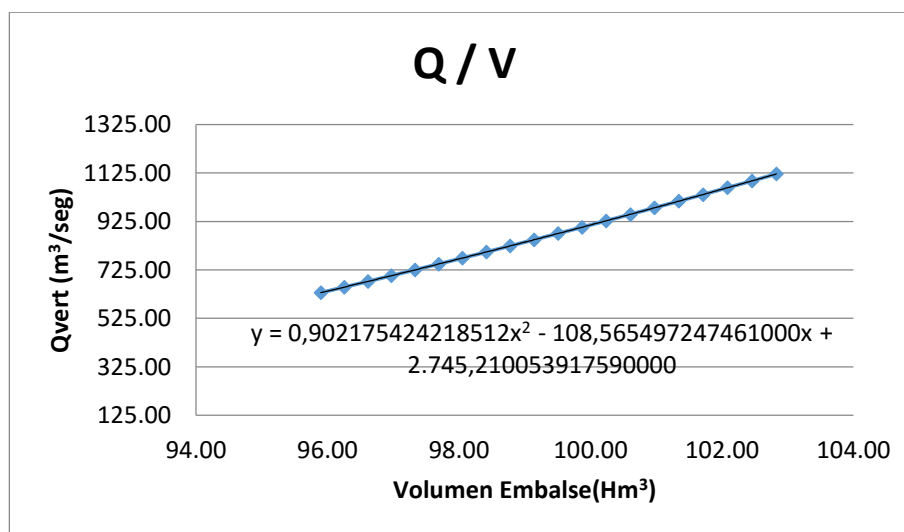


Figura 61 Curva Volumen del embalse vs Caudal para Tr = 10 000 años

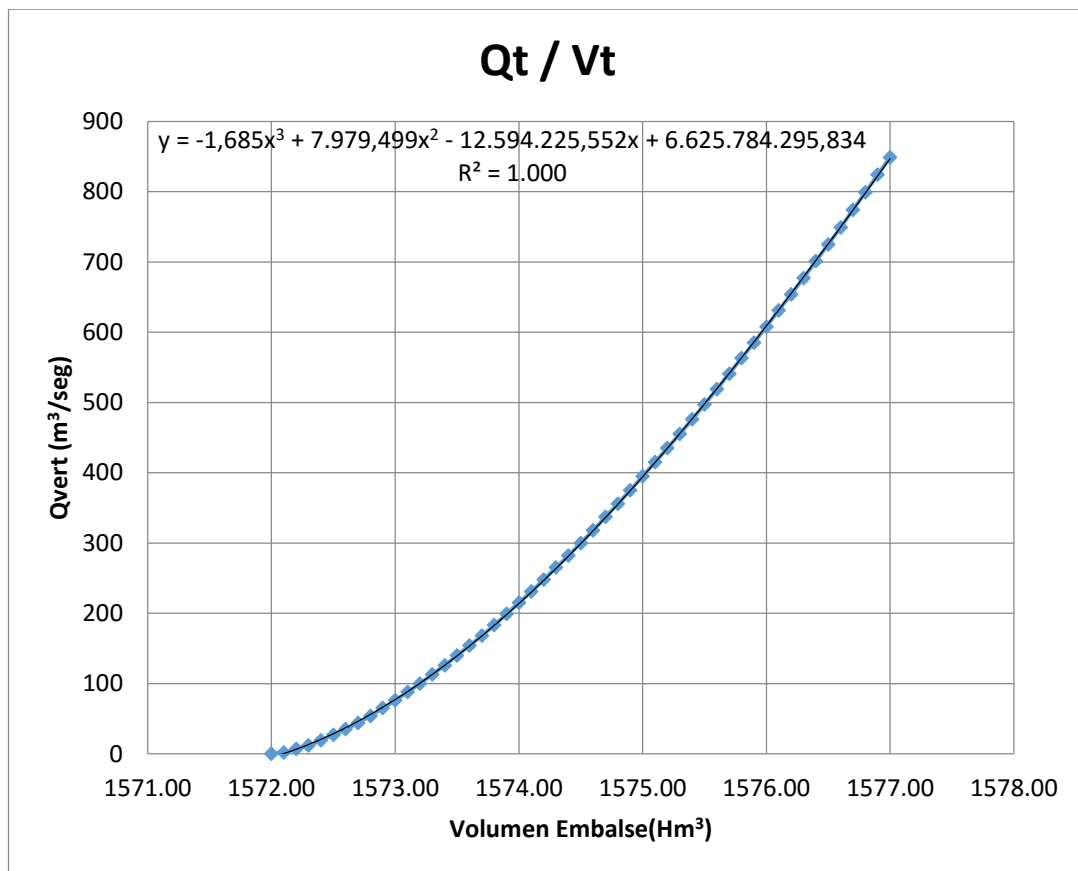


Figura 62 Curva Volumen del embalse vs Caudal

Ya que se han determinado las gráficas y ecuaciones de los tramos 1 al 6, se procede de la siguiente manera:

1.- Cálculo de la ΔT

$$\Delta T = (h_2 - h_1) * 3600$$

Los valores de h_1 y h_2 se obtienen del hidrograma.

2.- Calculo de Q_1

El valor de Q_1 es el caudal que se obtiene del hidrograma

3.- Calculo de Q_2

El valor de Q_2 son los valores de Q_1 exceptuando el primero.

4.- Calculo de Qx2

Este valor obtenemos al igualarlo con Qx

5.- Calculo de Qx!

El valor de Qx1 es igual al valor de Qx2 pero iniciando desde 0.

6.- Calculo de V2

$$V_2 = V_1 + \frac{\left(\frac{Q_1 + Q_2}{2} - \frac{Q_{x1} + Q_{x2}}{2}\right) * \Delta T}{10^6}$$

7.- Calculo de V1

El valor de V1 es igual a V2, pero iniciando con el valor del volumen del embalse inicial.

8.- Calculo de Qx

$$Q_x = (a * V_2^2) + (b * V_2) + c$$

Los valores de a, b, c dependen de las ecuaciones que se tenga en cada tramo, mostradas anteriormente.

Tabla 41

Cálculo del Caudal de Diseño

| ΔT (seg) | Q1 | Q2 | $(Q1+Q2)/2$ | Qx1 | Qx2 | $(Qx1+Qx2)/2$ | V1 | V2 | Qx | COTA |
|------------------|---------|---------|-------------|---------|---------|---------------|--------|------------|---------|--------|
| 2160 | 0,00 | 65,96 | 32,98 | 0 | 0,19 | 0,10 | 82,04 | 82,11 | 0,19 | 1572,0 |
| 2160 | 65,96 | 219,87 | 142,91 | 0,19 | 2,67 | 1,43 | 82,11 | 82,42 | 2,67 | 1572,1 |
| 2160 | 219,87 | 417,75 | 318,81 | 2,67 | 13,80 | 8,24 | 82,42 | 83,09 | 13,80 | 1572,3 |
| 2160 | 417,75 | 681,59 | 549,67 | 13,80 | 41,7 | 27,75 | 83,09 | 84,21 | 41,70 | 1572,6 |
| 2160 | 681,59 | 1033,37 | 857,48 | 41,7 | 99,1 | 70,40 | 84,21 | 85,91 | 99,10 | 1573,1 |
| 2160 | 1033,37 | 1451,12 | 1242,25 | 99,1 | 198,73 | 148,92 | 85,91 | 88,28 | 198,73 | 1573,8 |
| 2160 | 1451,12 | 1802,91 | 1627,01 | 198,73 | 347,79 | 273,26 | 88,28 | 91,20 | 347,79 | 1574,7 |
| 2160 | 1802,91 | 2044,76 | 1923,84 | 347,79 | 535,64 | 441,72 | 91,20 | 94,40 | 535,64 | 1575,6 |
| 2160 | 2044,76 | 2176,68 | 2110,72 | 535,64 | 741,87 | 638,76 | 94,40 | 97,58 | 741,87 | 1576,5 |
| 2160 | 2176,68 | 2198,67 | 2187,68 | 741,87 | 945,45 | 843,66 | 97,58 | 100,48 | 945,45 | 1577,3 |
| 2160 | 2198,67 | 2176,68 | 2187,68 | 945,45 | 1131,57 | 1038,51 | 100,48 | 102,97 | 1131,57 | 1578,0 |
| 2160 | 2176,68 | 2044,76 | 2110,72 | 1131,57 | 1285,48 | 1208,53 | 102,97 | 104,92 | 1285,48 | 1578,5 |
| 2160 | 2044,76 | 1802,91 | 1923,84 | 1285,48 | 1389,21 | 1337,35 | 104,92 | 106,18 | 1389,21 | 1578,8 |
| 2160 | 1802,91 | 1451,12 | 1627,01 | 1389,21 | 1428,53 | 1408,87 | 106,18 | 106,65 | 1428,53 | 1579,0 |
| 2160 | 1451,12 | 1033,37 | 1242,25 | 1428,53 | 1397,7 | 1413,12 | 106,65 | 106,28 | 1397,70 | 1578,9 |
| 2160 | 1033,37 | 681,59 | 857,48 | 1397,7 | 1309,56 | 1353,63 | 106,28 | 105,21 | 1309,56 | 1578,6 |
| 2160 | 681,59 | 417,75 | 549,67 | 1309,56 | 1188,82 | 1249,19 | 105,21 | 103,70 | 1188,82 | 1578,2 |
| 2160 | 417,75 | 219,87 | 318,81 | 1188,82 | 1055,25 | 1122,04 | 103,70 | 101,97 | 1055,26 | 1577,7 |
| 2160 | 219,87 | 65,96 | 142,91 | 1055,25 | 920,61 | 987,93 | 101,97 | 100,14 | 920,60 | 1577,2 |
| 2160 | 65,96 | 0,00 | 32,98 | 920,61 | 794,97 | 857,79 | 100,14 | 98,36 | 794,97 | 1576,7 |
| | | | | | | | | MAX | 1428,53 | 1579,0 |

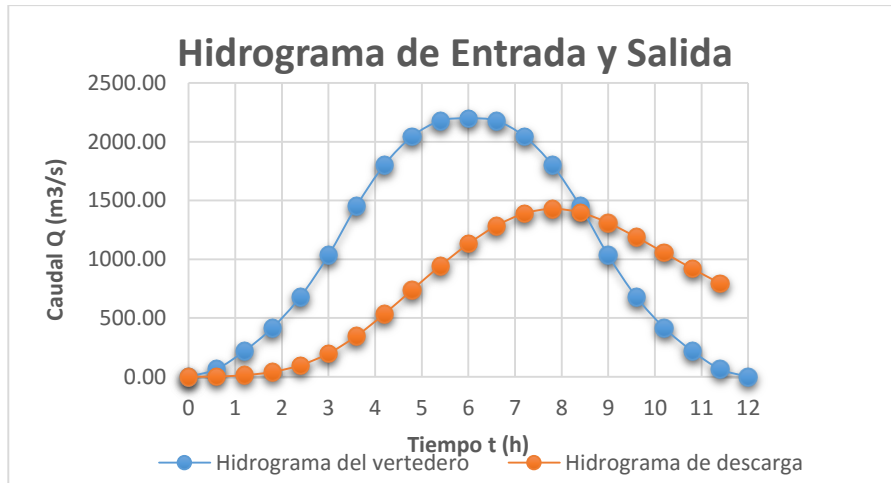


Figura 63 Curva Hidrograma de Entrada y de Salida

4.6 Determinación de las curvas cota caudal

El valor de la cota del cauce se establece a partir de la gráfica Caudal vs Cota y empleando la ecuación de esta gráfica. Para elaborar esta curva se realizan varios cortes sobre el río. Para la determinación de la cota del cauce aguas arriba y aguas abajo se realizaron la curva caudal del cauce vs cota.

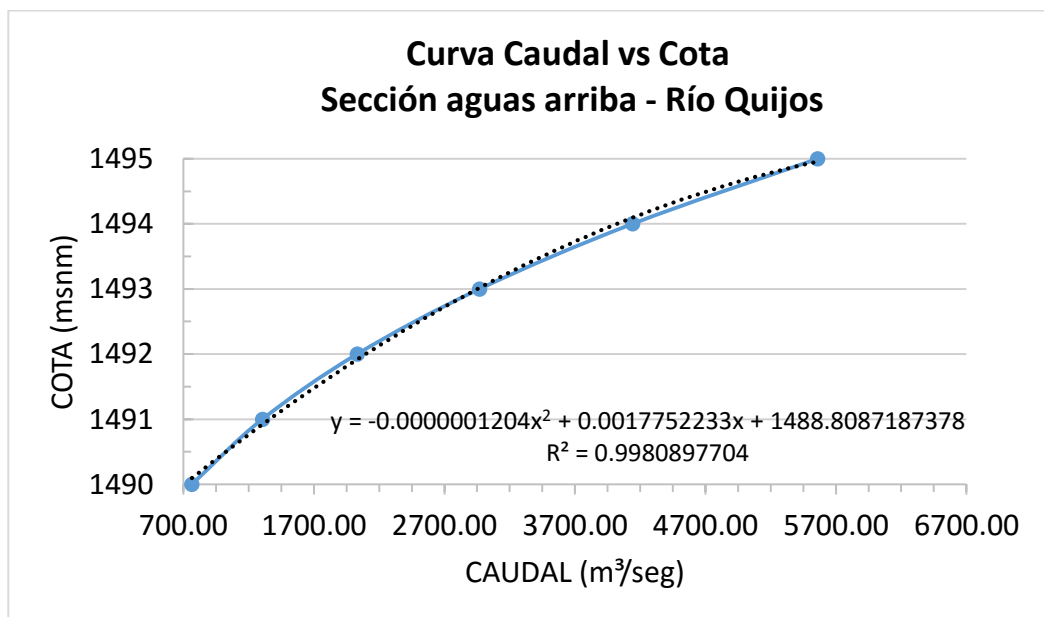


Figura 64 Curva Caudal del cauce vs Cota para Tr=1.000 años

Tabla 42

Cota del cauce aguas arriba

| Caudal (m ³ /seg) | Cota (msnm) |
|---------------------------------|----------------|
| 700 | 1489,99 |
| 763.83 | 1490,09 |
| 800 | 1490,15 |
| 900 | 1490,31 |
| 941.53 | 1490,37 |
| 1000 | 1490,46 |
| 1200 | 1490,77 |

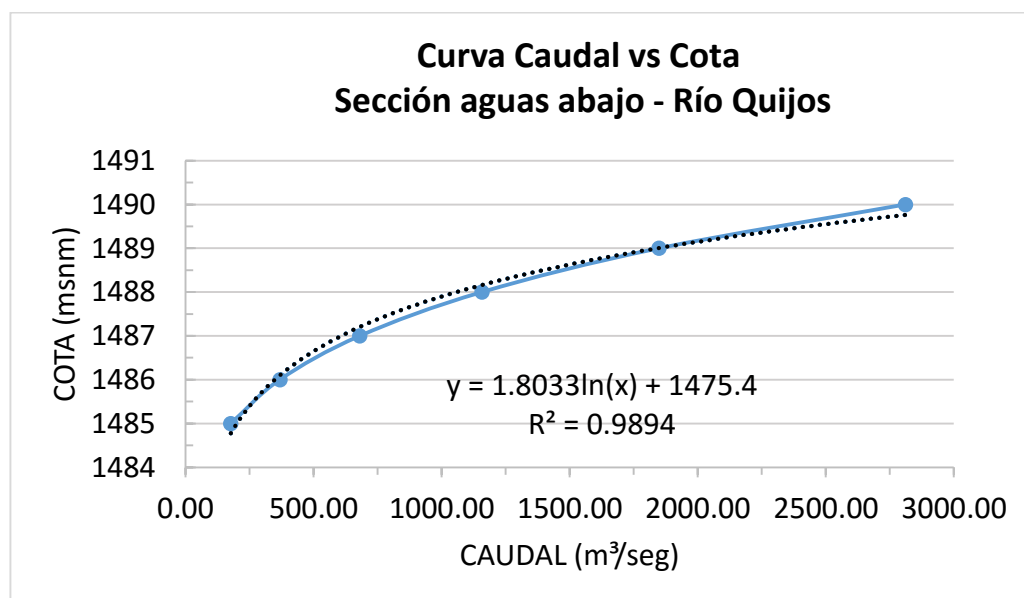


Figura 65 Curva Caudal del cauce vs Cota para Tr=1.000 años

Tabla 43

Cota del cauce aguas abajo

| Caudal (m ³ /seg) | Cota (msnm) |
|---------------------------------|----------------|
| 170 | 1484,66 |
| 176.7 | 1484,73 |
| 200 | 1484,95 |
| 300 | 1485,68 |

CONTINÚA

| | |
|----------------------|-----------------------|
| 368.29 | 1486,05 |
| 400 | 1486,20 |
| 449.21 | 1486,41 |
| 600 | 1486,93 |
| 680.49 | 1487,16 |
| 700 | 1487,21 |
| 800 | 1487,45 |
| 900 | 1487,66 |
| <u>941.53</u> | <u>1487,75</u> |

4.7 Cota de la Corona de la Presa

La altura de pre-dimensionamiento de la presa para el sitio de aprovechamiento Quijos - Chaco está ajustada con las condiciones iniciales siguientes:

Altura de los predios ubicados en el límite de la población de El Chaco que se puedan inundar por efectos del embalse.

La naturaleza del terreno de cimentación y apoyo de los estribos seleccionados. La sección seleccionada posee roca para apoyar la presa.

Las dimensiones de la estructura vertedora, en vista que se puede extender la longitud del vertedero para tener una lámina de agua menor necesaria para no afectar el diseño de la estructura de la presa.

Construcción de un camino de acceso para comunicar la población de El Chaco, ubicado en las alturas de la margen izquierda del río, con recintos dispuestos en la margen derecha del mismo, lo cual requiere de un paso elevado sobre el vertedero conectado con la cresta de la presa, ver Figura 66.



Figura 66 Implantación presa – pre dimensionamiento

Al tomar las consideraciones expuestas e implantar la presa en la topografía resulta que la cresta o corona tiene como cota máxima, el valor de **1580 msnm.**

4.8 Niveles Característicos del Embalse

Los niveles característicos se definen a partir de los resultados conseguidos del estudio de regulación y de las consideraciones especiales que deben tener respecto a la cota de la corona de la presa, por consiguiente, se tiene:

- **NAME (Nivel de Aguas Máximo Extremo).** Es el nivel máximo capaz de resistir la presa y que se calcula para un valor máximo esperado de avenida. A partir de la diferencia entre el NAMO y NAME se tiene la carga de diseño del vertedor, este valor permite diseñar la obra de excedencias y la estructura de control.
- **NAMO (Nivel de aguas Máximo de Operación).** Es el nivel a partir del cual inicia el funcionamiento de la obra de excedencias, este nivel se determina mediante el volumen útil.

- NAMIN (Nivel de Aguas Mínimo). Es el nivel mínimo que se debe tener para el funcionamiento de la obra de toma.
- NAMuerto (Nivel de Aguas Muerto). Es el nivel en el cual se considera recibir los azolves en la vida útil de la obra. Para determinar este nivel se necesitan los volúmenes de sedimentos probables durante el funcionamiento de la obra.
- NSC (Nivel de la solera del cauce). Es el nivel en el que se encuentra en cauce del río, aguas arriba y aguas abajo.
- NC (Nivel de la Corona). Es el nivel de la cresta de la presa medida a partir de su fundación.

4.9 Caracterización del viento en la cuenca del río Quijos – sitio de la Presa

Para determinar la velocidad y dirección del viento se han tomado los Estudios de Impacto Ambiental Preliminares de marzo de 2008 realizados por Entrix, así como también el Estudio de Impacto Ambiental para la Fase de Explotación de Material Aluvial Coca Codo VII. A partir de estos trabajos se tienen las siguientes características de viento en la zona de estudio de la cuenca del río Quijos.

Según (ENTRIX, 2014) para la zona de Coca Codo VII sitio donde se ubicará el proyecto minero de explotación de material aluvial, mismo que se encuentra ubicado en la provincia de Sucumbíos, cantón Gonzalo Pizarro y parroquia del mismo nombre, la velocidad y dirección del viento tiene los siguientes valores.

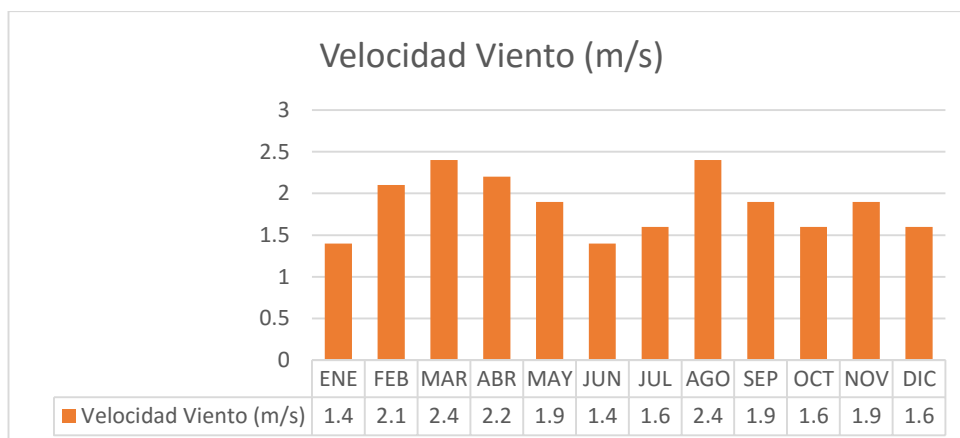


Figura 67 Velocidad del Viento

De los valores mostrados en la Figura 67 se tiene que la velocidad medio anual del viento es 1,9 m/s, con un valor máximo de 2,4 en los meses de marzo y agosto, presentando su valor mínimo de 1,4 m/s para los meses de enero y junio. Las direcciones en las cuales prevalece el viento son Noreste (NE-37,5%) y Sureste (SE-26,6%), sumados los valores en estas direcciones el viento se acumula cerca del 64%.

También de acuerdo a (ENTRIX, 2008) para la cuenca del proyecto caca codo Sinclair los vientos tienen velocidades bajas, llegando a una máxima mensual de 7,3 m/s en la zona denominada Cayagama y un valor mínimo de 1,7 m/s en la zona Papallacta. En este estudio se presentan valores para distintas estaciones que se muestran en la siguiente Tabla 44 y 45.

Tabla 44

Velocidad del viento meda mensual (m/s)

| ESTACIONES | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN |
|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Cayamanga | 6,1 | 6,8 | 7,3 | 5,4 | 4,0 | 4,5 |
| Reventador | 1,9 | 1,9 | 2,3 | 1,9 | 2,1 | 2,1 |
| El Chaco | <u>4,2</u> | <u>3,8</u> | <u>3,5</u> | <u>3,4</u> | <u>3,7</u> | <u>3,2</u> |
| Sardinas | 1,9 | 2,2 | 1,9 | 2,5 | 3,2 | 2,8 |
| Baeza | 4,3 | 4,6 | 2,0 | 3,6 | 5,0 | 5,1 |
| Papallacta | 1,1 | 1,6 | 1,0 | 0,6 | 1,0 | 1,2 |

Tabla 45

Continuación Tabla 44

| ESTACIONES | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | PROM |
|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Cayamanga | 4,5 | 5,5 | 6,6 | 6,0 | 4,6 | 4,8 | 5,6 | 5,6 |
| Reventador | 2,1 | 2,0 | 2,3 | 1,9 | 1,9 | 1,9 | 1,8 | 2,0 |
| El Chaco | <u>3,2</u> | <u>3,0</u> | <u>3,1</u> | <u>3,4</u> | <u>6,8</u> | <u>4,7</u> | <u>4,5</u> | <u>3,9</u> |
| Sardinas | 2,8 | 3,1 | 3,0 | 2,7 | 2,4 | 2,4 | 2,2 | 2,5 |
| Baeza | 5,1 | 4,4 | 4,2 | 4,3 | 5,9 | 6,1 | 5,7 | 4,6 |
| Papallacta | 1,2 | 1,5 | 1,1 | 1,7 | 1,1 | 0,8 | 1,3 | 1,2 |

A partir de los estudios realizados por Entrix se establece que la velocidad del viento en la cuenca del río Quijos – sitio presa, tendrá un valor máximo de 6,8 m/s de la estación ubicada en el Chaco. Como medida preventiva y de seguridad se estudia la escala de viento establecida por Beaufort que establece los siguientes valores mostrados en la Tabla 46.

Tabla 46

Escala de intensidad del viento según su velocidad de Beaufort

| Escala de Beaufort | Velocidad del Viento (Km/h) | Velocidad del viento (M/h) | Indicadores | Términos Usados en las Predicciones de NWS (Servicio Meteorológico Nacional) |
|--------------------|-----------------------------|----------------------------|--|--|
| 0 | 0-2 | 0-1 | Calma; el humo sube verticalmente. | Calma |
| 1 | 2-5 | 1-3 | La dirección se puede apreciar por la dirección del humo, pero no por medio de veletas. | Ventolina |
| 2 | 6-12 | 4-7 | El viento se siente en el rostro, las hojas se mueven ligeramente; las veletas ordinarias se mueven con el viento. | Ligero |
| 3 | 13-20 | 8-12 | Las hojas y las ramas delgadas se mueven constantemente; el viento extiende las banderas ligeras. | Suave |
| | | | | CONTINÚA |

| | | | | |
|---|-------|-------|--|------------|
| 4 | 21-29 | 13-18 | Levanta polvo y papeles sueltos; las ramas pequeñas se mueven. | Moderado |
| 5 | 30-39 | 19-24 | Los árboles pequeños empiezan a balancearse; en los lagos pequeños se observan olas con crestas. | Fresco |
| 6 | 40-50 | 25-31 | Se mueven las ramas grandes; los cables telefónicos silban; es difícil usar sombrillas. | Fuerte |
| 7 | 51-61 | 32-38 | Los árboles enteros se mueven; es incómodo caminar contra el viento. | Muy Fuerte |
| 8 | 62-74 | 39-46 | Se rompen las ramas de los árboles; generalmente no se puede avanzar. | Ventarrón |

Tabla 47

Continuación Tabla 46

| Escala de Beaufort | Velocidad del Viento (Km/h) | Velocidad del viento (M/h) | Indicadores | Términos Usados en las Predicciones de NWS (Servicio Meteorológico Nacional) |
|--------------------|-----------------------------|----------------------------|--|--|
| 9 | 75-87 | 47-54 | Daños estructurales ligeros. | Ventarrón Fuerte |
| 10 | 88-101 | 55-63 | Los árboles son arrancados de raíz; ocurren daños estructurales considerables. | Temporal |
| 11 | 102-116 | 64-72 | Acompañado de daños graves generalizados. | Borrasca |
| 12 | 117 o más | 73 ó más | Acompañado de devastación. | Huracán |

De acuerdo a esta clasificación con la velocidad de 6,8 m/s \approx 24.48 Km/h se tendría un viento moderado.

Considerando que los registros de viento realizados por el INAMHI son registrados a una altura promedio de 2,00 m se calcula la variación del viento con la altura para suponer un caso extremo del viento.

Según (Mijares, 1992) la variación de la velocidad con la altura se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\frac{V}{V_1} = \left(\frac{Z}{Z_1} \right)^K \quad (44)$$

Donde:

V1 y Z1 son velocidad y altura de referencia en m/s y m, respectivamente.

Z es la altura a la cual se desea encontrar la velocidad V.

K=1/7 principalmente en alturas Z1 hasta de 10 metros.

De acuerdo a la ecuación 44 se tienen los siguientes resultados:

Tabla 48

Variación de velocidad con la altura

| | |
|------------------|-------|
| Z1 (m) | 2,00 |
| V1(m/s) | 6,80 |
| K | 1/7 |
| Z (m) | 10,00 |
| V(m/s) - NAMO | 8,56 |
| V(m/s) - NAMOasu | 10,00 |

Para el cálculo de la velocidad del viento sobre el nivel de aguas máximo extremo NAME, se utiliza la probabilidad de ocurrencia del 50% de la máxima velocidad de viento determinada para el nivel máximo de operación NAMO, considerando la reducida probabilidad de ocurrencia simultanea del nivel

máximo de operación y la máxima velocidad de viento. De acuerdo esta consideración la velocidad en el NAME es 5m/s.

4.10 Inclinación de los taludes

La inclinación de los taludes en presas de enrocado varía desde muy fuertes con valores de 0.5:1 a 0.75:1 (horizontal a vertical) hasta pendientes suave de 1.3:1 a 1.7:1. En general para presas de pendientes fuertes solo se proporciona pantalla de protección aguas arriba y se emplean pendientes fuertes con el objetivo de reducir el volumen de enrocado. El costo de construcción de presas con pendientes fuertes suele ser más elevado, ya que en la construcción se utiliza una grúa para estabilizar el enrocado debido a que la pendiente de los taludes es mayor a la pendiente natural de la roca vertida.

Según (Bureau of Reclamation, 1970) la pendiente de los taludes aguas arriba y aguas abajo deben establecerse de acuerdo al tipo de pantalla de impermeabilización y su situación, de acuerdo a estos criterios se tiene lo mostrado en la Tabla 49. Adicional a estos criterios se emplean las recomendaciones de (Rasskazov, L. 1984), (Nedrigi, V y otros 1983) y (Garbovsky, E. 1978) citados por (Ing. Washington Sandoval E, 2015) que se muestran en las Tablas 50 y 51.

Tabla 49

Talud de los Espaldones – Bureau of Reclamation

| TIPO DE PRESA | TALUD AGUAS ARRIBA | TALUD AGUAS ABAJO |
|--------------------------------|--------------------|--------------------------|
| Enrocamiento | | |
| Con núcleo central o inclinado | 2:1 a 4:1 | 2:1 |
| Con pantalla aguas arriba | 1,3:1 a 1,7:1 | Talud natural de la roca |
| Pantalla de hormigón asfáltico | 1,6:1 a 1,7:1 | 1,3:1 a 1,4:1 |
| Acero y hormigón armado | 1,3:1 a 1,4:1 | 1,3:1 a 1,4:1 |
| Núcleo de Tierra | 2:1 a 4:1 | 2:1 a 4:1 |

Tabla 50

Talud de los Espaldones – Rasskazov

| TIPO DE PRESA | TALUD AGUAS ARRIBA | TALUD AGUAS ABAJO |
|--|--------------------|-------------------|
| De tierra (Depende del tipo de suelo) | 2 a 4,5 | 2 a 4,5 |
| Tierra y Enrocamiento | | |
| Con núcleo central, espaldones de roca | 1,3 a 1,8 | 1,3:1 a 1,7:1 |
| Con núcleo inclinado, espaldones de roca | 1,5 a 2 | 1,2 a 2,6 |
| Con pantalla, espaldones de roca | 2 a 3,5 | 1,2 a 1,6 |
| Enrocamiento | | |
| Con pantalla | 0,7 a 1,6 | 1,2 a 1,5 |
| Con diafragma | 1,3 a 1,7 | 1,3 a 1,7 |

Tabla 51

Talud de los Espaldones – Nedrigi y Garbovsky

| TIPO DE PRESA | TALUD AGUAS ARRIBA | TALUD AGUAS ABAJO |
|---|--------------------|-------------------|
| Presas de Tierra Nedrigi, V y otros (1983) | | |
| H < 5 | 2,0 a 2,5 | 1,5 a 1,75 |
| 5 < H < 10 | 2,25 a 2,75 | 1,75 a 2,25 |
| 10 < H < 15 | 2,5 a 3,0 | 2,0 a 2,25 |
| 15 < H < 50 | 3,0 a 4,0 | 2,5 a 4,0 |
| H > 50 | 4,0 a 5,0 | 4,0 a 4,5 |
| Presas de Enrocamiento Garbovsky E. (1978) | | |
| H < 15 | 0,5 | 0,5 |
| 15 < H < 30 | 0,75 | 0,75 |
| 30 < H < 45 | 1,0 | 1,0 |
| H > 45 | 1,3 | 1,3 |

De acuerdo a estas consideraciones, se toman los siguientes valores para los taludes de la presa en estudio.

Tabla 52**Inclinación de Taludes presa del Río Quijos – sitio de la presa**

| VARIABLE | DESCRIPCION | VALOR |
|-----------|--------------------|-------|
| m1 | Talud aguas arriba | 1,4:1 |
| m2 | Talud aguas abajo | 1,4:1 |

4.11 Parámetros de Oleaje

La cota de la presa debe ser lo suficientemente alta para evitar el paso del agua sobre el nivel de la cresta debida a las olas producidas por el viento. Por consiguiente, se debe prever un espacio entre el máximo de operaciones y la cota de la corona de la presa, esta distancia es conocida como borde libre.

4.11.1 Velocidad del viento

De acuerdo al literal 4.9 en el cual se caracteriza el viento en la cuenca del río Quijos – sitio de la presa se tienen los siguientes valores para el presente proyecto:

Tabla 53**Velocidad del viento**

| | |
|-------------------------|--------------|
| V(m/s) - NAMOasu | 10,00 |
| V(m/s) - NAME | 5,00 |

4.11.2 Fetch

Se define como Fetch a la mayor distancia medida desde el punto más alejado del embalse sin obstrucción de relieves hasta la cortina de la presa. Para establecer esta distancia se emplean las curvas de nivel para ubicar la elevación del agua en la cual se desee determinar la distancia recorrida por el viento. De acuerdo a (INECEL, 1978) se tiene como valor de Fetch 3,2 Km.

4.11.3 Altura de la ola

Las olas se forman debido al arrastre producido por la fricción entre la superficie del agua y el viento, si la altura de la ola es mayor la capacidad de extraer energía del viento también es mayor, de allí la importancia en establecer correctamente la altura de la ola sobre la presa. Para el cálculo de la altura de la presa se emplea la siguiente metodología:

- **Normas de diseño SP-39-13330-2012**

La altura de la ola se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$h = 0.009165 * W\sqrt{WD} \quad (45)$$

Donde:

D=Longitud de recorrido del viento (Fech), en Km.

W=Velocidad del viento, en m/s.

A partir de la altura de la ola se puede determinar los parámetros de la ola mostrados en la Figura 68.

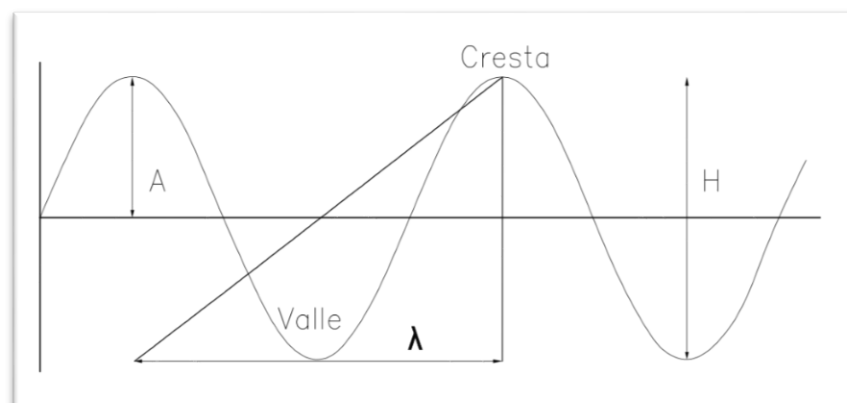


Figura 68 Parámetros de la ola

Se designa a la parte más alta de una ola como cresta y al segmento más bajo convexo de la ola entre dos olas seguidas valle. El segmento entre dos crestas se conoce como longitud de onda designada con λ . La diferencia entre la cresta y el valle es la altura de la ola H . De acuerdo a la metodología de las Normas de diseño SP-39-13330-2012 se determinan mediante las siguientes ecuaciones:

Período de la ola:

$$\tau = 7.5 \frac{h^{3/5}}{W^{1/5}} \quad (46)$$

Donde:

τ = Período de la ola, en segundos.

h = Altura de la ola, en m.

W = Velocidad del viento, en m/s.

La longitud de onda:

$$\lambda = \frac{g\tau^2}{2\pi} \quad (47)$$

Donde:

λ = Longitud de la ola, en m.

τ = Período de la ola, en segundos.

g = Fuerza de gravedad, en m/s^2 .

De acuerdo a las ecuaciones empleadas se presentan los resultados en la Tabla 54.

Tabla 54

Resultados de parámetros de la ola

| | DESCRIPCIÓN | NAME | NAMO |
|---------------|--------------------------------------|-------|-------|
| W (m/s) | Velocidad del viento | 5,0 | 10,0 |
| D (Km) | Fetch | 2,2 | 2,2 |
| h (m) | $h = 0,009165W\sqrt[3]{WD}$ | 0,102 | 0,257 |
| τ (seg) | $\tau = 7,5 \frac{h^{3/5}}{W^{1/5}}$ | 1,381 | 2,093 |
| λ (m) | $\lambda = \frac{g\tau^2}{2\pi}$ | 2,975 | 6,834 |

Las normas de Diseño SP-39-13330-2012 presenta el cálculo de la altura de la ola para un expreso periodo de incidencia. Empleando la Figura 69 se determinó el factor de ampliación de la ola para una incidencia del 1%.

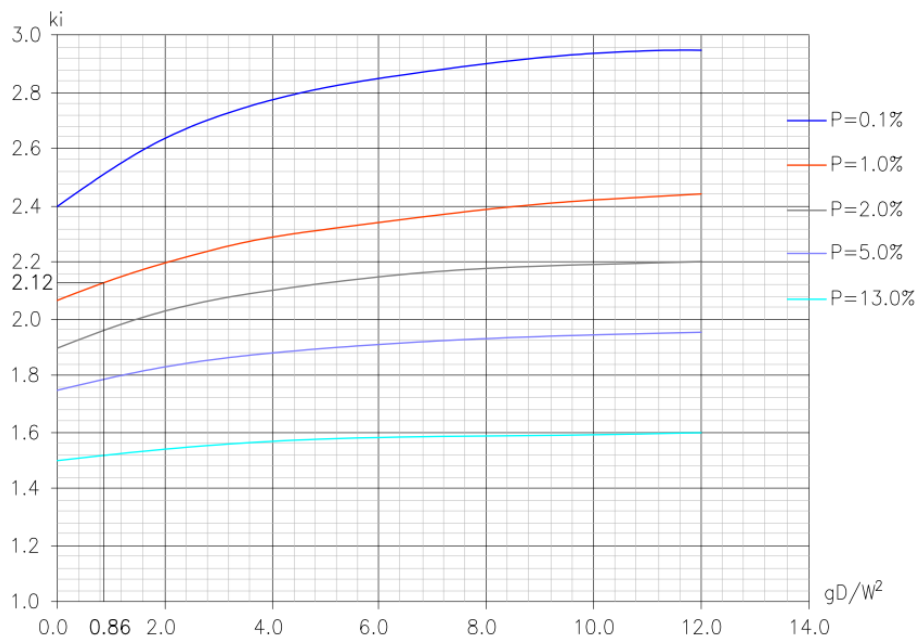


Figura 69 Porcentaje de incidencia de la ola a partir del valor de las abscisas

Fuente: (Sandoval W. , 2015)

Tabla 55

Resultados conseguidos a partir de la Figura 69

| | | | |
|-------------------------|-------------------------|-------|-------|
| $\frac{g \cdot D}{W^2}$ | Gráfica | 0.862 | 0.216 |
| Ki (1%) | Gráfica | 2,120 | 2,120 |
| hi% (m) | $h_{i\%} = k_i \cdot h$ | 0,216 | 0,544 |

4.12 Altura de rodamiento y arrastre de las olas

Como se establece en el literal 4.7 por ningún motivo se puede superar los 1,580 m.s.n.m de la altura de la corona, en consecuencia, se debe estudiar todas las características de la ola en específico la altura de rodamiento y arrastre, de tal forma que al chocar contra el talud aguas arriba no sobrepase el nivel de la corona y afecte a la estructura de la presa.

- **Altura de rodamiento de la ola**

$$hr = 2h \left(\frac{k_r}{m_1} \right)^3 \sqrt{\frac{\lambda}{h}} \quad (48)$$

Donde:

h = Altura de la ola, en m.

m1 = Talud aguas arriba.

kr = Coeficiente de rugosidad.

λ = Período de duración de la ola, en m.

- **Arrastre de las olas**

$$\Delta h = 2 * 10^{-6} \frac{DW^2}{gH} \cos\alpha \quad (49)$$

Donde:

W = Velocidad del viento, en m/s.

D = Longitud de recorrido del viento (Fetch), en m.

H= NAME – NSC, en m.

α = Angulo entre el sitio de implantación de la presa y la dirección del viento.

Tabla 56

Resultados de altura de rodamiento y arrastre de la ola

| | DESCRIPCIÓN | Valor |
|-------------------------------------|--|------------|
| m1 | Talud aguas arriba | 1,40 |
| Kr | Coeficiente de rugosidad | 0,9 |
| hr (m) | $hr = 2h \left(\frac{kr}{m1} \right)^3 \sqrt{\frac{\lambda}{h}}$ | 0,666 |
| α (Grados) | Angulo entre la presa y la dirección del viento | 0,00 |
| H (m) | NAME - NSC | 99,00 |
| Δh (m) | $\Delta h = 2 * 10^{-6} \left(\frac{DW^2}{gH} \right) \cos\alpha$ | 0,00000011 |

4.13 Borde libre de la Presa

Se define como borde libre a la altura adicional que se deja entre el nivel de aguas máximo extremo (NAME) y la cresta de la presa para contrarrestar los efectos debidos a las olas generadas por el viento. El bordo libre se

determina a partir de los valores de la altura de rodamiento, arrastre de la ola y tomando la consideración de una altura mínima de seguridad que se denomina a , cuyo valor debe ser mayor a 0,50 m. Los resultados de borde libre se muestran en la Tabla 57.

Tabla 57

Deducciones de borde libre

| | DESCRIPCIÓN | Valor |
|--------------|--|-------|
| a (m) | Altura mínima de seguridad $a \geq 0.5$ m | 0,60 |
| d (m) | $d = \Delta h + hr + a$ | 1,27 |
| d asum (m) | | 1,30 |

4.14 Altura de la presa

Al determinar que el borde libre tiene un valor de 1,30 m y que al sumar este valor al nivel de aguas máximo extremo NAME 1579,00 m.s.n.m superamos el nivel de la corona, debemos proveer un parapeto de resguardo de altura 1,20m. Se defina la altura de la presa en la Tabla 58.

Tabla 58

Altura final de la presa

| | DESCRIPCIÓN | Valor |
|-----------------------|---------------------------------------|---------|
| NAME (m.s.n.m) | Nivel de aguas máximo extremo | 1579,00 |
| NAMO (m.s.n.m) | Nivel de aguas máximo de operación | 1572,00 |
| NSC (m.s.n.m) | Nivel de la solera del cauce | 1480,00 |
| NC (m.s.n.m) | Nivel de la corona NAME + d | 1580,00 |
| H presa (m) | Altura final de la presa NC - NSC | 100,00 |

4.15 Ancho de la Corona de la presa

Según (Bureau of Reclamation, 1970), al programar la coronación de una presa de tierra deben considerarse los siguientes puntos:

- Naturaleza de los materiales empleados
- Altura e importancia de la estructura
- Necesidad de disponer una carretera

Posibilidad de su construcción

En general el ancho de la corona de la presa debe contar con una dimensión mínima para proveer un coeficiente de seguridad adecuado. En la práctica determinar este coeficiente de seguridad es complejo, en tal virtud para el presente trabajo se establece el ancho de la corona de la presa de acuerdo a los siguientes criterios que y cuyos resultados se muestran en la Tabla 59.

- **Norma Mexicana**

Tabla 59

Ancho mínimo de la corona

| Altura (m) | Ancho (m) |
|------------|-----------|
| < 20 | 4,00 |
| 20 a 40 | 2 + 0,1 H |
| > 40 | 10,00 |

- USBR

$$B = 3 + \frac{H}{5} \quad (50)$$

- KNAPPEN

$$B = 1,65 * H^{1/2} \quad (51)$$

- PREECE

$$B = 1 + 1,1 * H^{1/2} \quad (52)$$

- B MIN

$$B = 2 + 0,1 * H \quad (53)$$

Tabla 60

Resultados de ancho de la Corona

| CRITERIO | VALOR | UNIDAD |
|------------------------|-------|--------|
| Norma Técnica Mexicana | 10,00 | m |
| USBR | 23,00 | m |
| KNAPPEN | 16,50 | m |
| PREECE | 12,00 | m |
| B min | 12,00 | m |
| B promedio | 14,70 | m |
| B asumido | 15,00 | m |

4.16 Protección del Talud Aguas Arriba

Se prevé de protección del talud aguas arriba ante la acción destructiva de las olas, esta protección debe disponerse desde la corona de la presa hasta una distancia por debajo del nivel mínimo de agua lo suficientemente segura, generalmente unos centímetros, este resguardo se la debe terminar en una berma de soporte. Mediante una protección adecuada se garantiza la estabilidad de los taludes, la seguridad de la presa y su buen funcionamiento. En general, al formar una protección aguas arriba se logra controlar las filtraciones que se producen a través del cuerpo de la presa y hacia la fundación. De acuerdo a (Bureau of Reclamation, 1970) los tipos usuales de protección para taludes aguas arriba son los siguientes:

- Enrocado, vertido o colocado a mano
- Pantallas de hormigón
- Acero
- Pavimentos bituminosos
- Bloques prefabricados
- Mimbres acolchados
- Sacos de hormigón

En general, el tipo de protección estará sujeta a lo práctico de su construcción, disposición de material y economía. Para el presente trabajo se establece como protección del talud aguas arriba una pantalla de hormigón debido a que presenta las siguientes ventajas:

- Facilidad para la inspección y reparación
- Puede construirse luego de levantar el enrocado.
- La inyección de la cimentación puede realizarse en conjunto con el enrocado.
- La mayor parte de la presa trabaja en la estabilidad contra el deslizamiento.

4.16.1 Espesor de la pantalla de hormigón

Se emplea una pantalla de hormigón para proporcionar a la presa una membrana impermeable, en general es el elemento crítico que puede presentar problemas relacionados con asentamientos en el enrocado subyacente, dando lugar a fisuras y grietas y subsecuentes filtraciones, por tanto, es fundamental dimensionar adecuadamente el espesor de la pantalla de hormigón de tal forma que no se incurra en costos excesivos por sobre dimensión, ni subdimensión.

El dimensionamiento de la pantalla de hormigón se establece mediante la siguiente ecuación de acuerdo a (Sandoval W. , 2015):

$$t_h = kh \sqrt{\frac{\lambda}{mL}} \quad (54)$$

Donde:

K = factor de tipo de juntas en la pantalla.

λ = Periodo de duración de la ola, en m.

L = Dimensión vertical de las juntas.

m = Talud aguas arriba

h = Altura de la ola

Tabla 61
Dimensionamiento de pantalla de hormigón

| | DESCRIPCIÓN | Valor |
|---------------------------------|--------------------------------------|-------|
| K | Factor de tipo de juntas | 0,10 |
| λ (m) | Periodo de duración de la ola | 2,975 |
| L (m) | Dimensión vertical de las juntas | 20 |
| h (m) | Altura de la ola | 0,216 |
| m | Talud aguas arriba | 1,400 |
| th (m) | $t_h = kh \sqrt{\frac{\lambda}{mL}}$ | 0,007 |

Se establece que el valor mínimo de espesor para pantallas de hormigón debe ser entre 0.15 a 0.50 m. De acuerdo a (Robin Fell, 2005) el espesor de la pantalla se determina a partir de las siguientes consideraciones:

- Para presas de pequeña y moderada altura (hasta 100 m), el espesor de la pantalla puede ser entre 0.25 m y 0.30 m.
- Presas de superior altura y de mayor importancia, usar un espesor de $0.30 \text{ m} + 0.002 H$ o $0.30 \text{ m} + 0.004 H$, donde H es la cabeza de agua en metros, por medidas de seguridad y de la experiencia de la presa del proyecto Mazar, se toma el valor de: $0.30 \text{ m} + 0.004 H$, con lo cual tenemos como espesor de la pantalla de hormigón 0.70 m.

4.16.2 Reforzamiento de la pantalla de hormigón

Se provee acero de refuerzo para controlar el agrietamiento debido a la temperatura y contracción del acero, de acuerdo a (Robin Fell, 2005) se recomienda usar como cuantías de acero lo siguiente 0.3 % horizontal, 0.4 % y 0.4 % en ambos sentidos dentro de los 15 m de junta perimetral. Además de acuerdo a Cooke (1997,1999, 2000) recomienda que en las zonas de mayor pendiente se utilice el 0.5 %. Se tienen en cuenta que, durante el llenado del embalse, la mayor parte de la pantalla de hormigón está sometida a compresión, sin embargo, en las zonas próximas al perímetro se producen deformaciones por tracción, todas estas sollicitaciones son contrarrestadas con refuerzos que alcanzan el 0.5% del área de hormigón vertical y horizontal, esto corresponde a unos 60 kg por metro cubico de hormigón.

Al distribuir esta cantidad de refuerzo la pantalla de hormigón puede distribuir la temperatura uniformemente a lo largo de las losas de hormigón que la conforman.

Según (Rodríguez, 2010), la resistencia a la compresión del hormigón debe ser al menos de 210 kg/cm^2 y de preferencia se debe utilizar encofrados deslizantes para el vaciado,

El acero de refuerzo se coloca como una sola malla justo por encima de la línea central de la losa. Ver Figura 70.

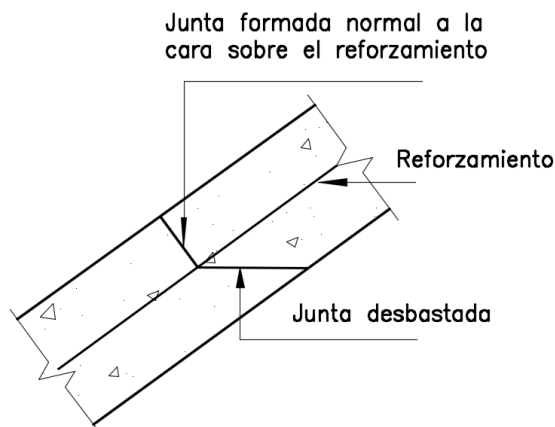


Figura 70 Disposición de armadura de reforzamiento

4.16.3 Juntas verticales y horizontales

De acuerdo a (Robin Fell, 2005), se recomienda que en la práctica no se incluyan juntas horizontales, con excepción de las juntas de construcción en el que el acero de refuerzo se realiza a través de la articulación sin waterstops.

Las juntas verticales se ubican generalmente en 12, 15, 16 o 18 m, esta separación es en función de factores de construcción. En presas pequeñas se sugiere un espaciamiento estrecho de 6 m. En la Figura 71 se presenta un esquema de juntas.

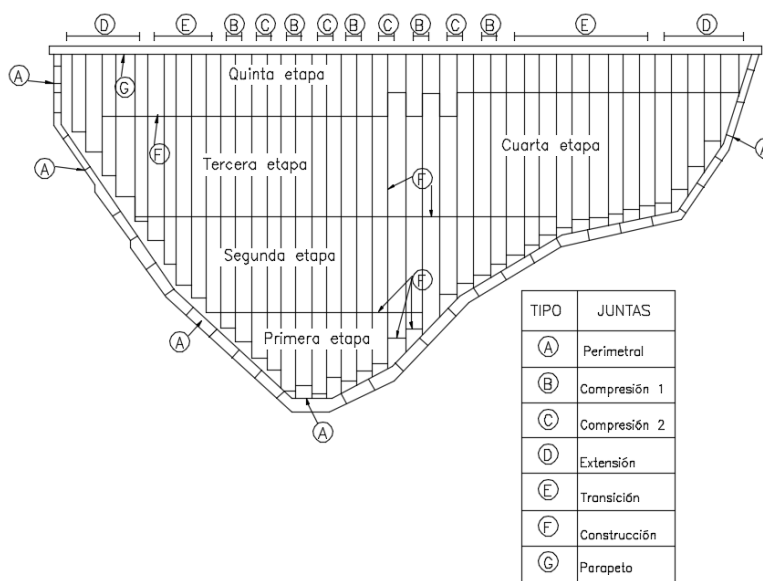


Figura 71 Disposición de juntas

4.17 Características del cuerpo de la presa

Considerando que en el sitio donde se ubicara la presa se pueden emplear los materiales disponibles en el sector, los mismos que cumplen las características necesarias para garantizar la seguridad de la estructura en la etapa de pre-factibilidad. Se tienen los siguientes resultados de acuerdo a (INECEL, 1992).

Los estudios para gravas y material granular se concentró en el área de Salahonda, que se localiza en la margen derecha del Río Quijos, este material se encuentra a 2,5 km aguas abajo del eje de la presa y se tratan de terrazas aluviales. Para estudiar este material se excavaron 5 pozos, 4 trincheras y muestreo de 2 cortes naturales.

El área de este material tiene una superficie de $2,5 \times 10^6 \text{ m}^2$ y una potencia de explotación de 5 m, resultando en un volumen de $12,5 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Para la fase de pre-factibilidad se realizaron ensayos de caracterización, compactación y de dispersión.

En los ensayos de caracterización (humedad natural, granulometría, límites líquido, plástico y peso específico de los granos) realizados de acuerdo a las normas ASTM. El estudio de compactación de acuerdo al método Proctor Standard del ASTM.

El material del área de Salahonda es una grava arenosa con guijarros y una cantidad de limo y arcilla variando entre 0 y 30%. Se cuenta con partes aisladas donde la grava tiene menos de 5% de finos, este material es adecuado para los espaldones, en general este material consiste de porfirita sana o andesita. En la Figura 72 se muestra la granulometría del material que será empleado para los espaldones.

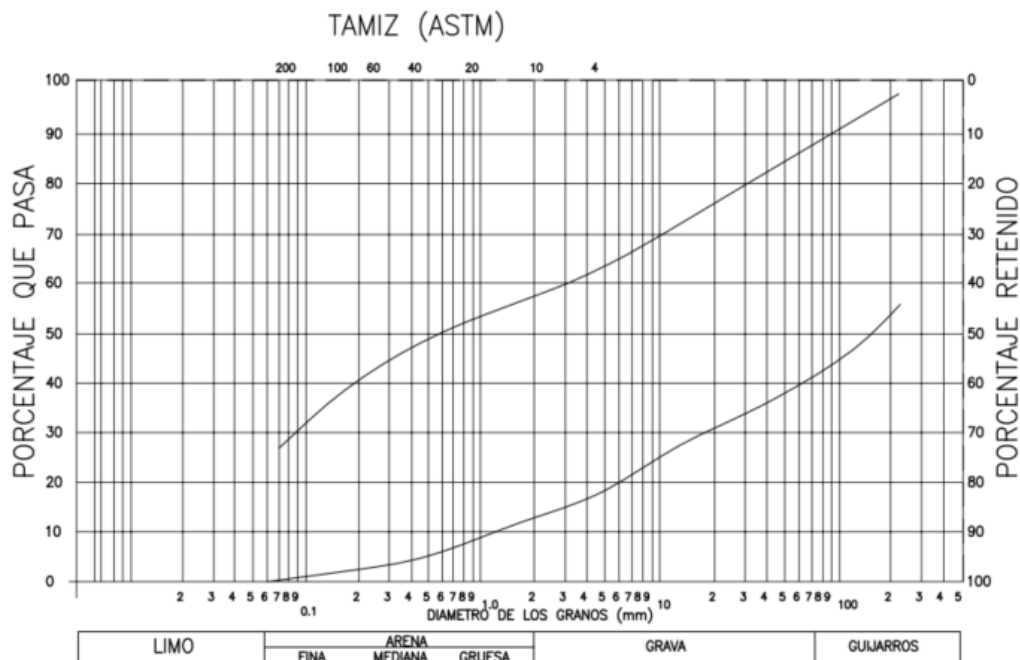


Figura 72 Curva granulométrica de gravas para espaldones

Por la forma de la curva granulométrica, se concluye que existe graduación continua de tamaños, por tanto, se tiene un suelo bien graduado.

4.18 Tamaño del material para el enrocado de la presa

Para establecer un enrocado el material promedio predominante deben ser piedras mayores, por tanto para denominarse enrocado el material debe tener un tamaño promedio de sus partículas de 2" (5 centímetros), con un límite en la fracción fina que no supere más del 40 a 45 % que pasa por la malla 1" (2,5 cm), se impone este límite ya que a partir de este tamaño empieza a acercarse en textura y propiedades a un relleno de tierra, si el material inferior a 1" (2,5 cm) excede el 45% la fracción fina empieza a dominar el comportamiento de los esfuerzos, deformaciones y permeabilidad, convirtiéndose los finos en la matriz básica del material.

4.18.1 Características del enrocado

Con el fin de establecer 3 zonas en el cuerpo de la presa y siguiendo las recomendaciones de (Rodríguez, 2010), las características de la granulometría son las siguientes.

Zona A.- Esta zona debe proporcionar una superficie lisa y uniforme que sirva de apoyo para la membrana impermeable y de zona de transición, se conforma de material bien graduado desde material 1mm hasta 10 mm, ver Figura 73.

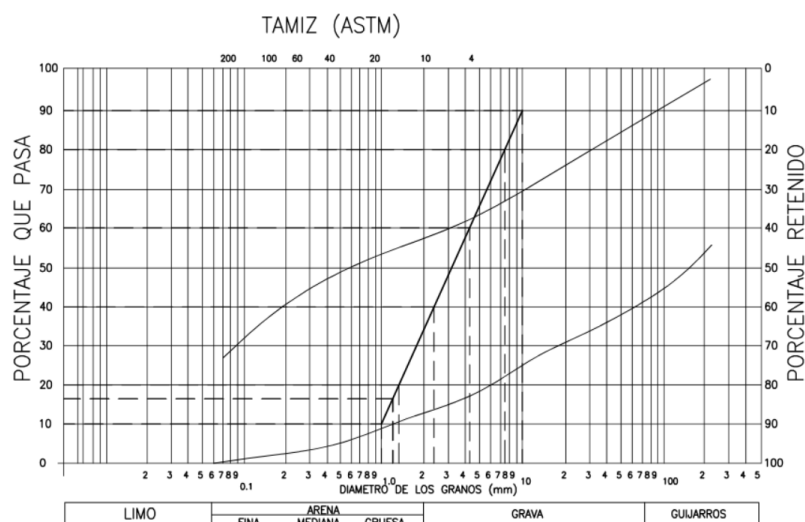


Figura 73 Curva granulométrica Zona A

Zona B.- Esta zona se denomina intermedia, la misma que de manera óptima contiene materiales gruesos bien graduados en tamaños que van desde 5mm hasta 10 cm, ver Figura 74.

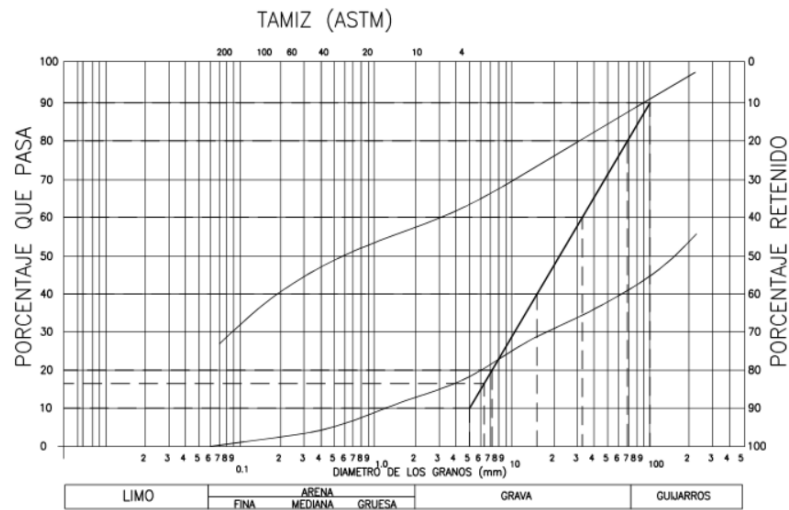


Figura 74 Curva granulométrica Zona B

Zona C.- Se conforma por la roca de mayor tamaño y de mejor calidad, en general no se deben usar rocas grandes ya que producen puentes y generan muchos vacíos, de preferencia roca bien graduada con tamaños desde 20 cm hasta 50 cm, ver Figura 75.

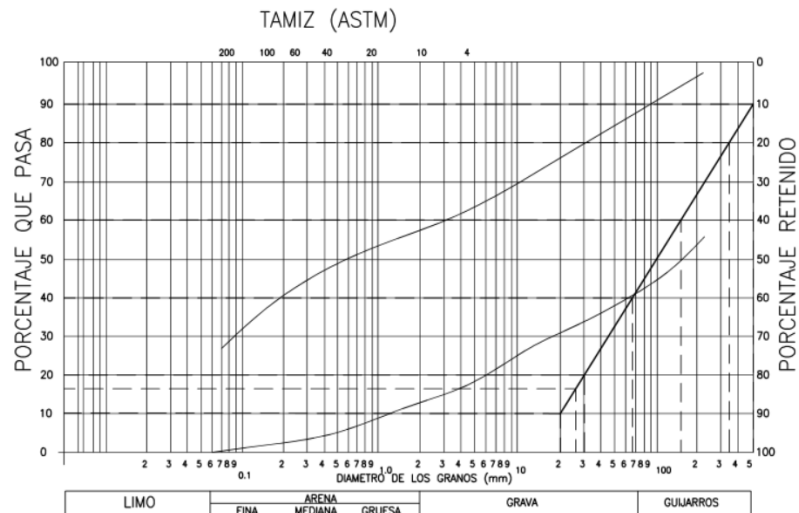


Figura 75 Curva granulométrica Zona C

A partir de las tres curvas granulométricas se conformó el cuerpo de la presa y que se muestra en la Figura 76.

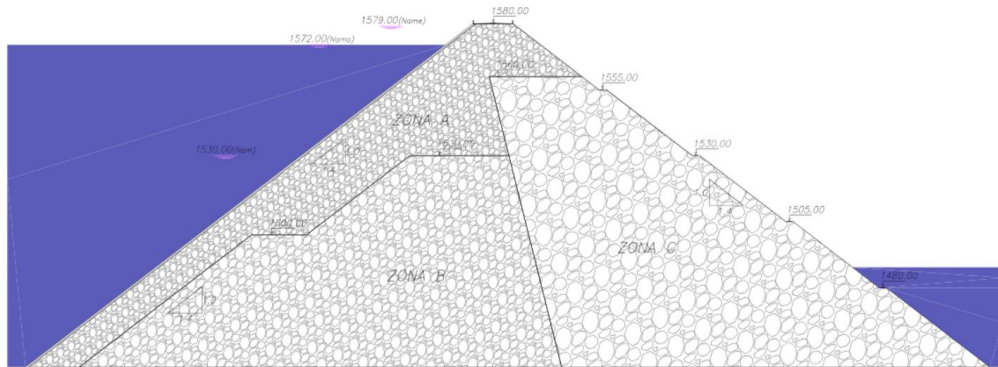


Figura 76 Enrocado del cuerpo de la presa

Fuente: (Morales Topón, 2016)

4.19 Diseño de las características del material del cuerpo de la presa

De acuerdo a (Sandoval W. , 2015), para diseñar las características del material del cuerpo de la presa se debe tener en cuenta lo siguiente:

- La Densidad y la Humedad de los suelos que conforman el cuerpo de la presa se determinan en función de la humedad natural y la composición granulométrica.
- En climas templados y cálidos la densidad o compactación relativa (I_D) de suelos con partículas gruesas (gravas, guijarros o más) se toma $I_D \geq 0,9$. Para suelos arenosos $I_D \geq 0,9$.
- Con el valor seleccionado de I_D , determinamos el coeficiente de porosidad ε (relación de vacíos) de la siguiente condición

$$\varepsilon = \varepsilon_{max} - I_D(\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}) \quad (55)$$

- El coeficiente de porosidad máximo se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{max} = \frac{\gamma_s - (\gamma_v)_{min}}{(\gamma_v)_{min}} \quad (56)$$

Donde:

γ_s es el peso específico del suelo, en T/m³

γ_v es el peso volumétrico del suelo (sólidos + poros), en T/m³

- El peso volumétrico mínimo se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$(\gamma_v)_{min} = \frac{A}{(p\sqrt{k})^{0,05}} * \frac{\gamma_s}{2,65} \quad (57)$$

Esta ecuación la establece Maslov V, donde:

A = 1,75 para suelos arenoso

A = 1,86 para macizos rocosos

A = 2,28 para grava gruesa y boleo

- k es el coeficiente granulométrico que determina mediante la siguiente ecuación:

$$k = \frac{D_2 - D_1}{p * \log \frac{D_2}{D_1}} \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{d_{2i} - d_{1i}} * \log \frac{d_{2i}}{d_{1i}} \quad (58)$$

Donde:

D1 y D2 son el diámetro mínimo y máximo de la composición granulométrica.

p es el porcentaje de peso analizado entre D1 y D2.

pi es el porcentaje parcial entre d1 y d2.

d1 y d2 son el diámetro mínimo y máximo del porcentaje parcial pi.

Para el cuerpo de la presa se tienen los siguientes resultados:

Tabla 62

Granulometría Zona A

| mm | PORCENTAJE QUE PASA |
|-----|---------------------|
| 10 | 90 |
| 7,5 | 80 |
| 4,2 | 60 |
| 2,5 | 40 |
| 1,5 | 20 |
| 1 | 10 |

Tabla 63

Diámetro mínimo y máximo del porcentaje parcial Pi

| TRAMO | % | DI | DII | $Pi/(d2i-d1i)*\log(d2i/d1i)$ |
|--------------|----|-----|-----|------------------------------|
| 1 | 10 | 1 | 1,5 | 3,522 |
| 2 | 20 | 1,5 | 2,5 | 4,437 |
| 3 | 20 | 2,5 | 4,2 | 2,651 |
| 4 | 20 | 4,2 | 7,5 | 1,526 |
| 5 | 10 | 7,5 | 10 | 0,500 |
| TOTAL | 80 | 1 | 10 | 12,635 |

Tabla 64

Características del material

| VARIABLE | VALOR |
|---|---------|
| K | 1,42 |
| p | 80 |
| Y _{SUELO} (kg/m ³) | 2500 |
| ID | 0,9 |
| A | 2,28 |
| Y _{vmin} (kg/m ³) | 1712,60 |
| Y _{vmin} (T/m ³) | 1,71 |
| Y _{vmax} (T/m ³) | 2,38 |
| ε _{max} = | 0,46 |
| ε _{min} = | 0,050 |
| ε = | 0,091 |
| Y _v (T/m ³) | 2,29 |
| n | 0,08 |
| Kf (cm/s) | 0,00242 |

Tabla 65

Granulometría Zona B

| mm | PORCENTAJE QUE PASA |
|-----|---------------------|
| 100 | 90 |
| 69 | 80 |
| 33 | 60 |
| 18 | 40 |
| 7,2 | 20 |
| 5 | 10 |

Tabla 66

Diámetro mínimo y máximo del porcentaje parcial Pi

| TRAMO | % | DI | DII | $Pi/(d2i-d1i)*\log(d2i/d1i)$ |
|-------|----|-----|-----|------------------------------|
| 1 | 10 | 5 | 7,2 | 0,720 |
| 2 | 20 | 7,2 | 18 | 0,737 |
| 3 | 20 | 18 | 33 | 0,351 |
| 4 | 20 | 33 | 69 | 0,178 |
| 5 | 10 | 69 | 100 | 0,052 |
| TOTAL | 80 | 5 | 100 | 2,038 |

Tabla 67

Características del material

| VARIABLE | VALOR |
|----------------------------------|---------|
| K | 1,86 |
| p | 80 |
| Y_{SUELO} (kg/m ³) | 2500 |
| ID | 0,9 |
| A | 2,28 |
| Y_{vmin} (kg/m ³) | 1701,13 |
| Y_{vmin} (T/m ³) | 1,70 |
| Y_{vmax} (T/m ³) | 2,38 |
| $\epsilon_{max} =$ | 0,47 |
| $\epsilon_{min} =$ | 0,050 |
| $\epsilon =$ | 0,092 |
| Y_v (T/m ³) | 2,29 |
| n | 0,08 |
| Kf (cm/s) | 0,07585 |

Tabla 68

Granulometría Zona C

| mm | PORCENTAJE QUE PASA |
|-----|---------------------|
| 500 | 90 |
| 350 | 80 |
| 170 | 60 |
| 68 | 40 |
| 30 | 20 |
| 20 | 10 |

Tabla 69

Diámetro mínimo y máximo del porcentaje parcial Pi

| TRAMO | % | DI | DII | $Pi/(d2i-d1i)*\log(d2i/d1i)$ |
|-------|----|-----|-----|------------------------------|
| 1 | 10 | 20 | 30 | 0,176 |
| 2 | 20 | 30 | 68 | 0,187 |
| 3 | 20 | 68 | 170 | 0,078 |
| 4 | 20 | 170 | 350 | 0,035 |
| 5 | 10 | 350 | 500 | 0,010 |
| TOTAL | 80 | 20 | 500 | 0,486 |

Tabla 70

Características del material

| VARIABLE | VALOR |
|----------------------------------|---------|
| K | 2,09 |
| p | 80 |
| Y_{SUELO} (kg/m ³) | 2500 |
| ID | 0,9 |
| A | 2,28 |
| Y_{vmin} (kg/m ³) | 1696,23 |
| Y_{vmin} (T/m ³) | 1,70 |
| Y_{vmax} (T/m ³) | 2,38 |
| $\epsilon_{max} =$ | 0,47 |
| $\epsilon_{min} =$ | 0,050 |
| $\epsilon =$ | 0,093 |
| Y_v (T/m ³) | 2,29 |
| n | 0,08 |
| Kf (cm/s) | 0,08723 |

γ_v , es el valor del peso por unidad de volumen promedio de la curva granulométrica y se establece a partir de la siguiente ecuación.

$$\gamma_v = \frac{\gamma_s}{(1 + \varepsilon)} \quad (59)$$

k_f , coeficiente de permeabilidad para suelos granulares (no finos), en cm/s.

$$k_f = 100 * \sqrt{\frac{d_{60}}{d_{10}} \frac{n^3}{(1 - n)^2}} * d_{17}^2 \quad (60)$$

Donde:

d_{17} es el diámetro correspondiente al 17%, en cm.

Finalmente, con cada uno de estos valores para determinar el valor del peso volumétrico máximo de un material suelto se emplea la gráfica de (Razkazov, 2008), en la cual establecido el valor de γ_{min} , se interseca a la curva respectiva del material y se alza una perpendicular hacia la curva de $\gamma_{máx}$, y con una horizontal en las ordenadas se determina el valor de $\gamma_{máx}$. El procedimiento se muestra en la Figura 77.

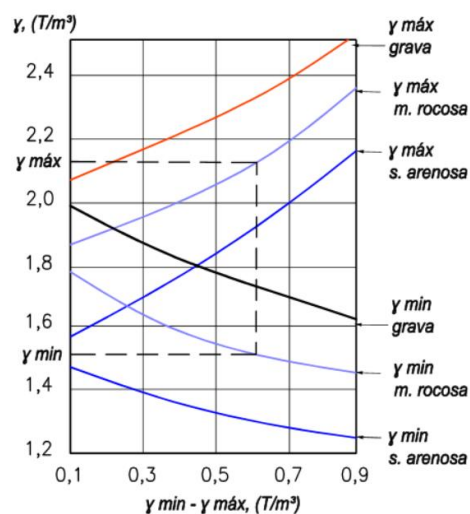


Figura 77 Gráfico para la determinación del Peso volumétrico máximo

4.20 Estabilidad de la Presa

En diversos casos los ingenieros civiles tienen que efectuar cálculos que verifiquen la seguridad de taludes naturales, taludes de excavación y de terraplenes compactados, a este proceso se lo denomina análisis de estabilidad de taludes e implica determinar y comparar el esfuerzo cortante que se desarrolla a lo largo de la superficie más probable de falla con la resistencia al corte del suelo.

La expresión básica por la cual se determina el factor de seguridad es la siguiente:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (61)$$

Donde:

Factor de seguridad con respecto a la resistencia

τ_f = Resistencia cortante promedio del suelo

τ_d = Esfuerzo cortante promedio desarrollado a lo largo de la superficie potencial de falla.

4.20.1 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

Los métodos de equilibrio límite se basan exclusivamente en las leyes de la estática, para establecer el equilibrio de una masa de terreno inestable, en general no consideran las deformaciones del terreno suponiendo que la resistencia al corte se moviliza total o simultáneamente a lo largo de la superficie de corte. Se consideran así los métodos que consideran el equilibrio global de la masa deslizante y los métodos de las dovelas o rebanas, que consideran la masa deslizante una serie de fajas verticales.

El método de las dovelas tiene la siguiente clasificación:

- Métodos aproximados: En este método no se cumplen todas las ecuaciones de la estática, entre estos métodos se tiene de Fellenius, Janbu y Bishop simplificado.
- Métodos precisos o completos: En general cumplen todas las ecuaciones de la estática, los métodos más representativos son los de Morgenstern – Price, Spencer y Bishop riguroso.

En el presente trabajo se realiza el análisis de estabilidad de taludes que se basa en los métodos de equilibrio límite (Bishop Modificado, Morgenstein – Price, Spencer) y el método de elementos finitos del software GEOSTUDIO 2007.

4.20.2 Módulo SLOPE/W de GEOSTUDIO 2007

En este módulo de GEOSTUDIO versión 2007, se puede modelar y estudiar la estabilidad de los taludes a partir del método pseudoestático. Para el análisis de los taludes se empezará definiendo el tipo de análisis a realizar, pues dentro de este módulo el programa permite realizar varios análisis, es por ello que el estudio se realiza mediante Morgenstern – Price, para analizar la estabilidad de los taludes considerando un sin número de dovelas con las cuales se pueda determinar superficies de falla.

Se inicia un nuevo archivo en GEOSTUDIO con el tipo de análisis como se muestra en la Figura 78.

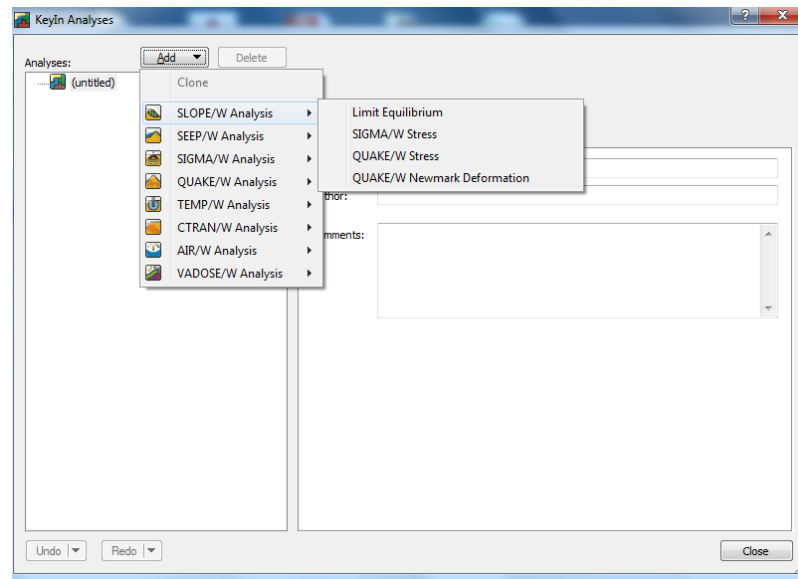


Figura 78 Análisis módulo SLOPE/W

Iniciando en el módulo SLOPE/W para Límite de Equilibrio (Limit Equilibrium), aparece la siguiente pantalla en la cual se identifica el proyecto y se configuran los parámetros asociados al modelo de análisis, ver Figura 79.

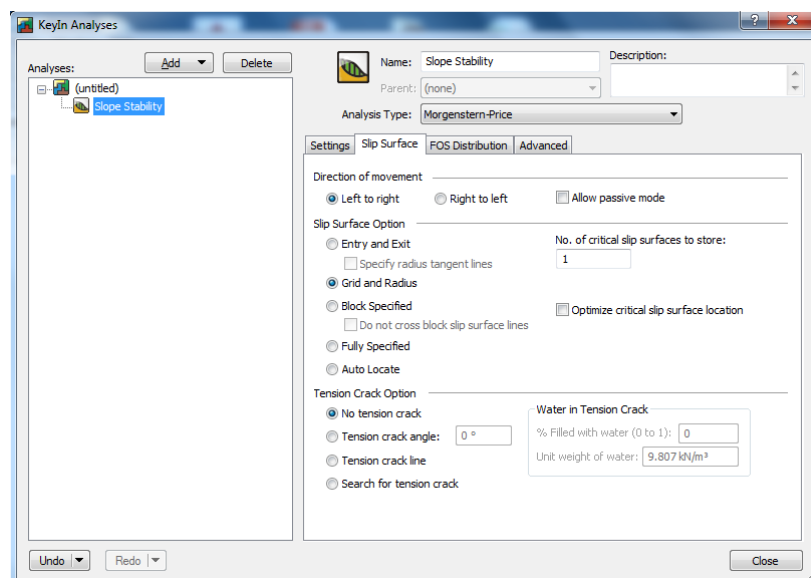


Figura 79 Modelo de Análisis – Morgenstern - Price

Para que el programa considere el análisis aguas arriba o aguas abajo, se debe seleccionar en la opción de movimiento left to right (aguas arriba) o right to left (aguas abajo).

Con el objetivo de ajustar el modelo a la realidad, se debe definir las características de los materiales que conforman el cuerpo de la presa como se muestra en la Figura 80 ,81 y 82.

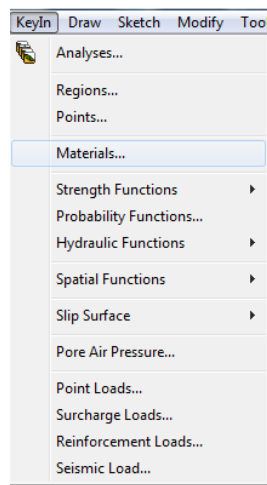


Figura 80 Ingreso de materiales

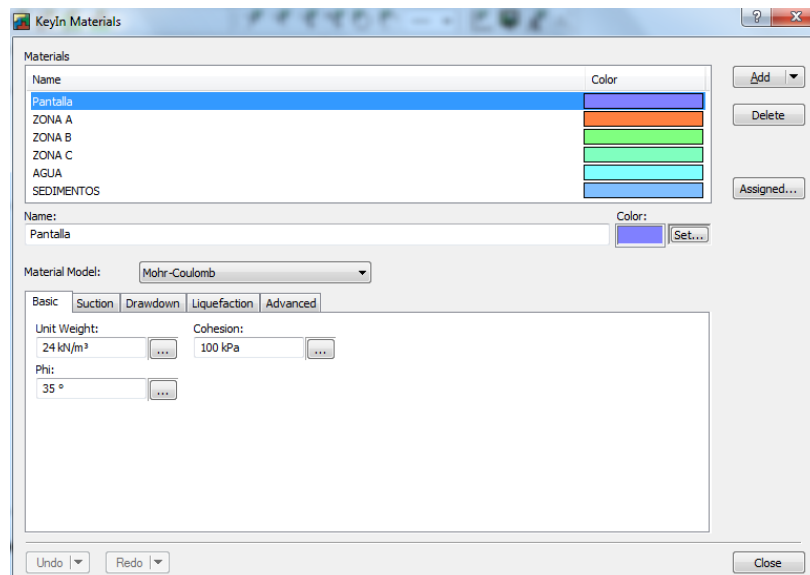


Figura 81 Características del material de la pantalla de hormigón

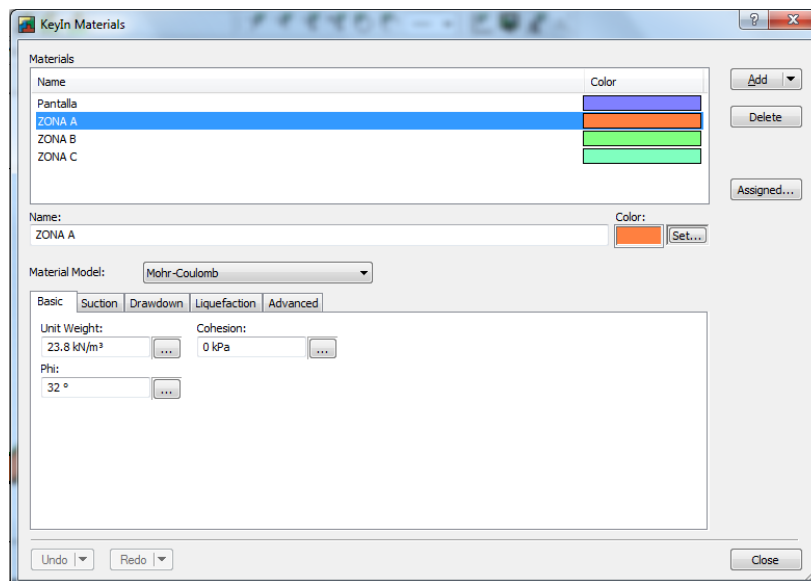


Figura 82 Características del material de la zona A de la presa

El programa GEOSTUDIO versión 2007 permite realizar un análisis estático y pseudoestático para la estabilidad de la presa. Para realizar el análisis pseudo estático se debe considerar el coeficiente sísmico que menciona en NEC-SE y adicionalmente se tienen que considerar un factor de importancia adecuado.

En el presente trabajo se toma como factor de importancia 1,30 que de acuerdo al código NEC-SE se lo utiliza para estructuras de ocupación especial. De acuerdo a (Sasaki, Koga y Taniguchi, 1987) sugiere reducir el coeficiente sísmico de diseño en un 50 o 70 % de la máxima aceleración posible del terreno, debido a que sería una condición demasiado severa considerar que la magnitud del coeficiente sísmico a usar en el diseño sea igual a la máxima aceleración del terreno.

Para el análisis pseudo estático se prevé un sismo de magnitud 6 en la escala de Richter de periodo predominante 0,25 segundos y aceleración máxima 0,45 g.

En general, se utilizarán los siguientes valores:

$$Coef_{sismico} = 1,30 * 0,45g * 0,50 = 0,292$$

Para establecer este valor dentro del programa GEOSTUDIO se debe ingresar estos valores como se muestra en la Figura 83.

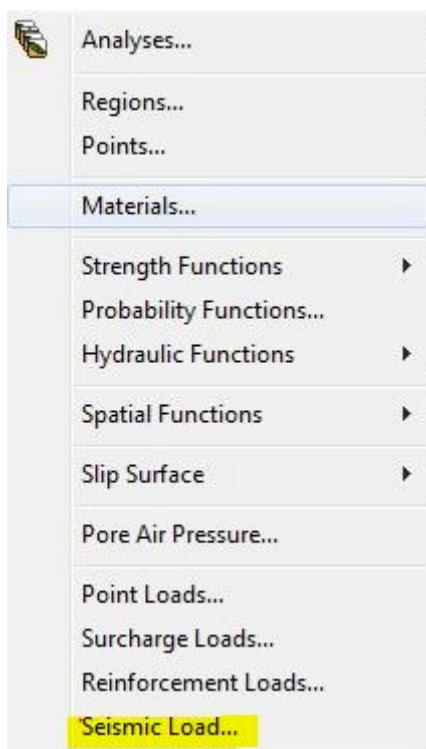


Figura 83 Ingreso de Carga Sísmica

Los resultados de este análisis se muestran en la Tabla 71, para los cuales se estableció combinaciones en condiciones normales, accidentales y extremas.

Tabla 71

Factor de Seguridad Método Estático y Pseudoestático

| DESCRIPCIÓN | | | TALUD AGUAS ARRIBA | TALUD AGUAS ABAJO |
|----------------------------|---------------|-----|-----------------------|----------------------|
| CONDICIONES NORMALES | EMBALSE VACÍO | N11 | 1.027 | 1.364 |
| | EMBALSE LLENO | N21 | 1.140 | 1.39 |
| CONDICIONES ACIDENTALES | EMBALSE VACÍO | A11 | 0.695 | 0.91 |
| | | A21 | 1.141 | 1.39 |
| | EMBALSE LLENO | A22 | 1.142 | 1.39 |
| | | A23 | 0.63 | 0.765 |
| CONDICIONES EXTREMAS | EMBALSE VACÍO | E11 | 0.695 | 0.91 |
| | EMBALSE LLENO | E21 | 1.141 | 1.39 |
| | | E22 | 0.63 | 0.765 |

Como se puede apreciar en la Tabla 71, se tienen valores inferiores a la 1, en las condiciones accidentales y extremas que incluyen sismo, y para las condiciones normales los factores de seguridad son adecuados. Para prever mayor seguridad en la estabilidad en los taludes se dispondrá de armadura de refuerzo en la pantalla de hormigón, geotextiles y anclajes, además del uso de mortero en la conformación de los taludes para llenar los espacios vacíos entre el material granular. Las Figuras 84 a 89 muestran los resultados de estabilidad para las distintas condiciones.

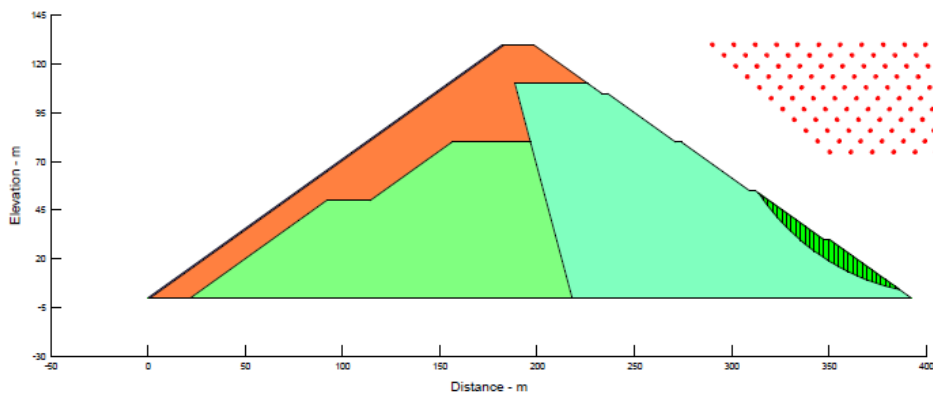


Figura 84 Estabilidad Talud Aguas Abajo Condición N11

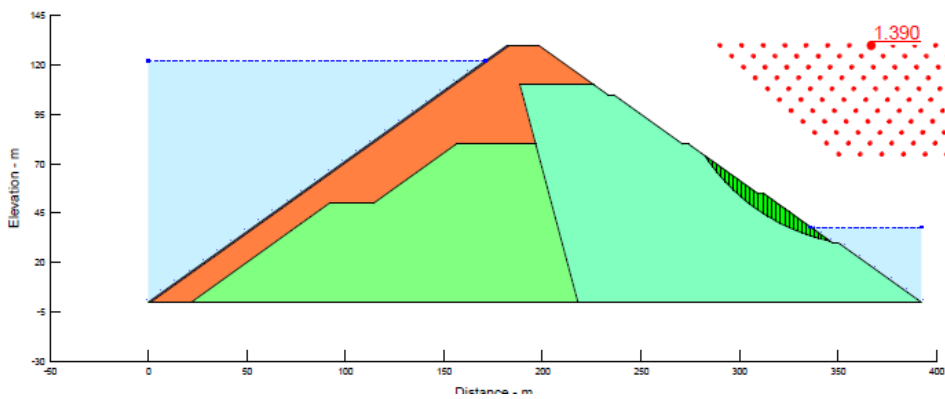


Figura 85 Estabilidad Talud Aguas Abajo Condición N21

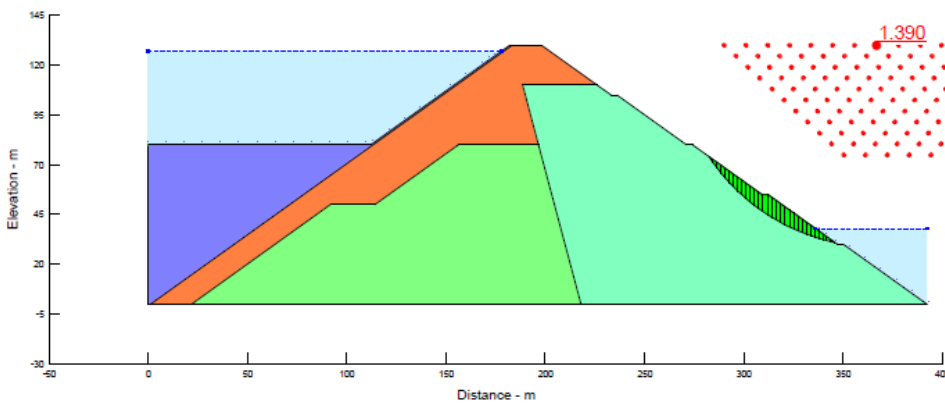


Figura 86 Estabilidad Talud Aguas Abajo Condición A21

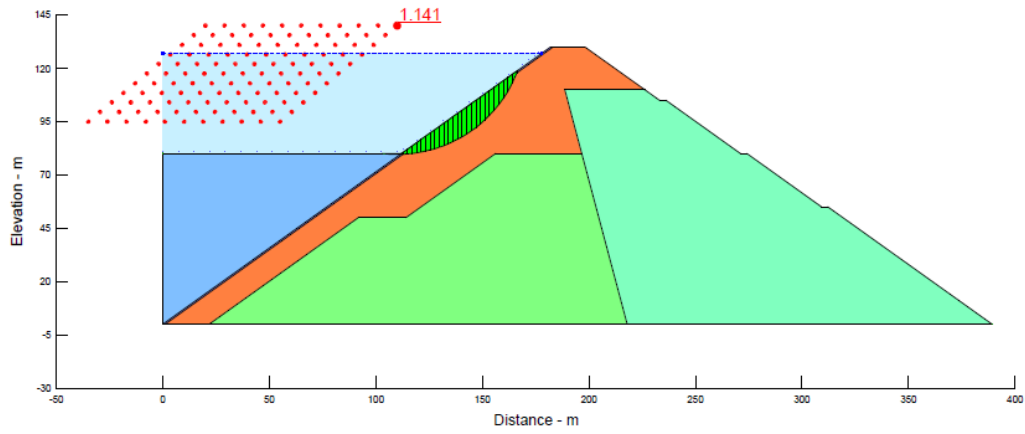


Figura 87 Estabilidad Talud Aguas Arriba Condición A21

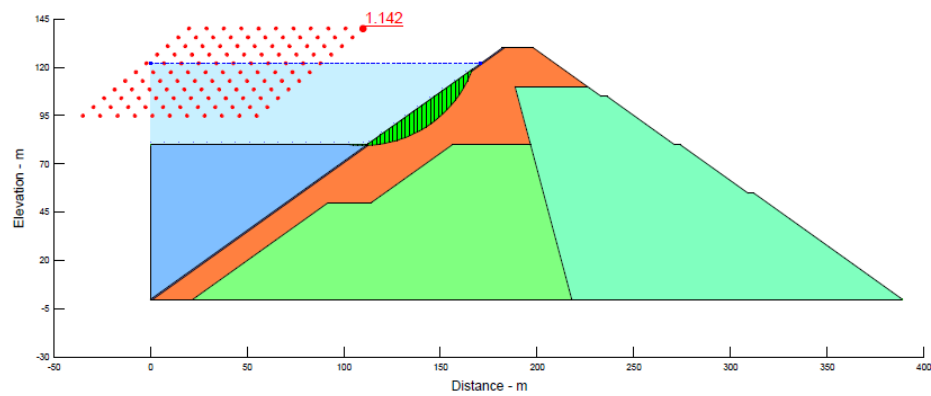


Figura 88 Estabilidad Talud Aguas Arriba Condición A22

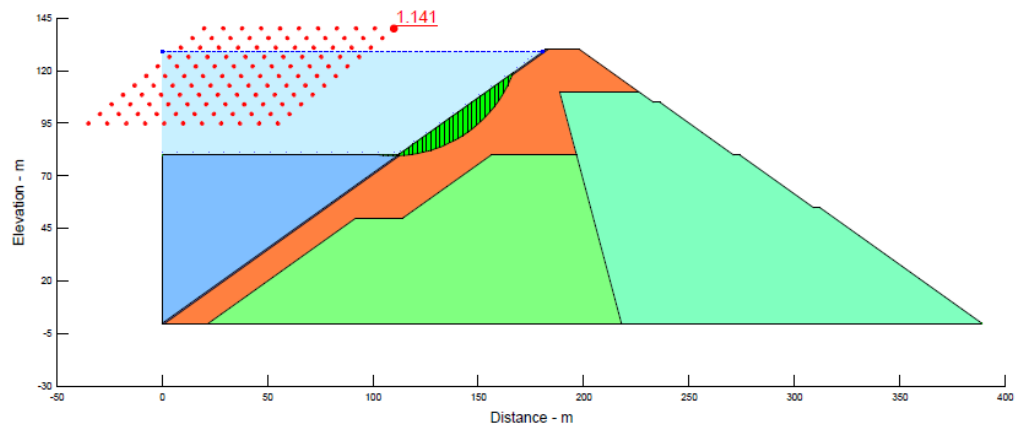


Figura 89 Estabilidad Talud Aguas Arriba Condición E21

4.21 Sismología

El área en la que se encuentra la presa del río Quijos es muy compleja, además existen una diversidad de fases tectónicas. Debido a esfuerzos comprensivos los rasgos estructurales tienen una orientación regional paralela a la cordillera de los Andes, sobre todo en el terreno metamórfico.

El sistema regional de fallamiento tiene una orientación promedio de N 10° E con buzamientos casi verticales, este sistema influye al área de contacto entre las rocas metamórficas y sedimentarias de la cuenca Amazónica. Se tiene como principal tipo de falla en terreno metamórfico, de tipo normal con un desplazamiento de rumbo y con buzamiento de 45° hacia el norte.

Se tiene otro tipo de fallamiento con una orientación promedio N 50° E, llegando hasta E-W y que afecta a las rocas sedimentarias y a las metamórficas de muy bajo grado de la cuenca del Río Quijos y la parte baja de la cuenca del Río Salado.

En general, de los estudios de prefactibilidad realizados en el área no se encontraron fallas activas, debido a que es difícil la observación en la zona por la cubierta vegetal densa, con la presencia de una capa meteorizada y accesos difíciles.

4.21.1 Terremotos

El lugar donde se ubica la presa es considerado sísmicamente activa, además se considera que la actividad puede incrementarse como resultado de la sobrecarga del área por presencia de futuro embalses.

La magnitud de mayor frecuencia de los sismos esta entre los valores de 4,0 y 5,0. De acuerdo al estudio de prefactibilidad de (INECEL, 1978) la máxima aceleración del terreno, en aluviones compactos, en regiones epicentrales de fuertes terremotos, no es superior a 0,5 g.

El tiempo de duración de fuertes vibraciones del terreno en aluviones compactos, no es mayor que 45 segundos aproximadamente.

De acuerdo a (INECEL, 1978) se pueden presentar 3 tipos de movimientos destructores:

- El terremoto puede iniciar deslizamientos o movimientos superficiales locales, logrando dañar las estructuras al producir remoción del material de cimentación.
- El efecto de choque que produce el terremoto podría ocasionar asentamiento y consolidación del suelo y del subsuelo, lo que acarrearía daños en las estructuras, por deformaciones excesivas de la fundación.
- La aceleración del terremoto en el terreno puede inducir fuerzas destructivas de inercia en las estructuras.

De ordinario, en la Tabla 72 se muestran valores de períodos de acuerdo a la distancia del epicentro.

Tabla 72

Valores de Períodos

| Distancia Epicentro (Km) | Período (Segundos) |
|---|-------------------------------|
| 8 – 16 | 0,1 |
| 32 - 48 | 0,3 – 0,4 |
| 80 - 160 | Ondas largas predominantes. |

Para el diseño se debe considerar un terremoto de intensidad VIII en la escala M. Mercalli (equivalente a una magnitud 6 en la escala de Richter), con un valor de λ entre 0,22 y 0,05. Además, para la etapa de prefactibilidad se puede considerar una falla que diste entre 5 y 6 Km del sitio de la obra, este terremoto presentaría un período predominante de 0,25 segundos y una aceleración máxima de 0,45 g.

4.22 Geología

En el sitio de aprovechamiento de la obra se realizaron estudios geológicos de superficie, excavaciones de pozos y trincheras, levantamientos sísmicos de refracción y sondeos eléctricos, además de localización de áreas de préstamo de materiales naturales de construcción.

Mediante ensayos geotécnicos de laboratorio se determinó las características de los distintos materiales.

A partir de los estudios geológicos se realizó la descripción de los distintos materiales que componen el sitio de la obra y la influencia de sus propiedades para alternativas técnicas respecto a economía y seguridad. Además de conceptos cualitativos, se analizó parámetros de resistencia de las rocas

4.22.1 Geología del Sitio de Presa

Para el estudio del sitio de la presa se tienen los siguientes trabajos realizados por (INECEL, 1978):

- Levantamiento Geológico del área de presa, escala 1:5.000 y que cubre un área de 4 km².
- Cuatro trincheras con fines litológicos, y que suma una longitud de 225 m.
- Estudios de sísmica de refracción, a lo largo de ocho líneas en los dos márgenes del río, con una distancia total de 6.710 m. El límite de refracción más profundo varía en velocidad desde 2.100 a 4.300 m/s y es interpretado como la superficie de la roca sana.
- Siete sondeos eléctricos de resistividad.

En el área del sitio de presa seleccionado se tiene una secuencia de rocas que van desde el Jurásico hasta formaciones recientes, encontrándose rocas volcánicas y sedimentarias metamorfizadas.

Las rocas de mayor antigüedad pertenecen a la formación de Misahualli (JK), la formación Napo (kn) ocurre en la margen izquierda y está constituida por filitas negras, estratigráficamente sigue la formación Tena (kh), constituida por arcillas rojas, masivas pobremente estratificadas, casi escasas en el sector al transformarse en filitas rojas.

Los aglomerados volcánicos (Vra) constituyen el elemento más importante dentro del área de la presa, por su extensión y potencia además de sus características morfológicas cubriendo a las rocas más antiguas.

El cauce del río presenta coladas de lava (Vra) y que debido a la erosión forman fuertes encañonados de 20 a 30 m de altura, presentando la característica disyunción columnar y que se extiende por los dos márgenes del río. El material aluvial (Qa) no es significativo en el sitio de la presa.

En la Tabla 73, se muestra las características geológicas del sitio de la presa.

Tabla 73

Variedad de unidades rocosas

| Rocas Volcánicas | Descripción | Velocidad (m/s) |
|---------------------------------|--|------------------------|
| Aluvial | No es significativo en el área de la presa | |
| Lavas volcánicas | Lavas andesíticas, con disyunción columnar | 3.700 |
| Aglomerados volcánicos 1 | Suelos residuales, material muy alterado (margen derecha). Suelos residuales y coluviones (margen izquierda). Potencia entre 2 a 5 m | 250-750 |
| Aglomerados volcánicos 2 | Medianamente alterada con espesor sobre 10 y 20 m. | 875 – 1.420 |
| Aglomerados volcánicos 3 | Aglomerados Volcánicos frescos a muy poco alterados, compacto y bien cementado. | 1.717 |
| CONTINÚA | | |

| | | |
|---------------------------|---|---------------|
| Filitas Negras | Margen izquierda rocas con velocidades, sedimentos cretácicos en su mayor parte filitas arcillosas | 3.200 y 3.100 |
| Pirfiritas y lavas | En el margen derecho, rocas de alta velocidad, rocas bastante duras y compactas, de la formación Misagualli | 3.750 y 4.200 |

Los materiales de cobertura varían en velocidades de 250 a 1800 m/s y se dividen en 3 grupos generales:

Tabla 74

Velocidad y resistividad de las unidades rocosa

| Rango de Velocidad m/s | Resistividad Ohm - m | Clasificación Sugerida |
|-----------------------------------|---------------------------------|--|
| 270 - 750 | 466 - 480 | Suelo residual y coluviones; zona sísmica aireada |
| 875 - 1430 | 12 - 290 | Aglomerado y roca moderadamente a altamente alterada |
| 1500 - 1800 | 32 - 168 | Aglomerado y roca moderadamente alterada |

CAPÍTULO 5

OBRAS HIDRÁULICAS

5.1 Vertedero de excesos

Se analizan dos alternativas para el diseño del vertedero de excesos:

5.1.1 Vertedero Lateral

Se emplea el término lateral para aquel aliviadero que por su posición respecto al sentido de flujo el agua llega transversalmente y que se lo utiliza para evacuar las aguas excedentes provenientes de avenidas o crecidas máximas. Consecuentemente del vertedero lateral, las aguas caen a una rampa con pendiente mínima del 5% seguidos por un vertedero o azud de cresta redonda denominado “Creager” para posteriormente continuar con la rápida de excesos.

Para el dimensionamiento se utiliza la misma metodología planteada en el capítulo de Caudales de diseño, obteniendo los niveles y caudales siguientes:

Tabla 75

Niveles y Caudales de Diseño

| Tiempo de retorno (Tr) | | | |
|------------------------|--------|-----------------------|--------|
| 10000 años | | 1000 años | |
| Q max cauce natural | | Q max cauce natural | |
| (m ³ /seg) | | (m ³ /seg) | |
| 2198,67 | | 1550,47 | |
| NAMO = | | 1571 (msnm) | |
| Ancho vertedero (b) = | | 100 (m) | |
| Q diseño | NAME | Q diseño | NAP |
| (m ³ /seg) | (msnm) | (m ³ /seg) | (msnm) |
| 1939,80 | 1575,2 | 1335,41 | 1574,3 |

La fórmula general para calcular el caudal que pasa sobre el vertedero es:

$$Q_{max} = m * b * \sqrt{2g} * H_o^{3/2} \quad (62)$$

Donde:

Q_{max} = Caudal de descarga, en m^3/s .

m = Coeficiente de descarga o de caudal de 0,3 a 0,6 (0,49 fórmula de R. Chugaev)

g = Gravedad, en m/seg^2

b = Longitud efectiva de la cresta, en m.

H_o = Carga de agua total sobre la cresta, incluyendo la carga correspondiente a la velocidad de llegada, en m.

$$H_o = \left(\frac{Q_{max}}{m * b * \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (63)$$

Se obtiene el valor de carga de agua sobre el vertedero en relación a un ancho o longitud efectiva para el caudal extremo de 1939,80 m^3/s .

Tabla 76

Ancho Vertedero

| b | H_o |
|------------|----------------------|
| (m) | (m) |
| 16 | 14,61 |
| 18 | 13,51 |
| 20 | 12,59 |
| 22 | 11,82 |
| 24 | 11,15 |
| 26 | 10,57 |

CONTINÚA

| | |
|----|-------|
| 28 | 10,06 |
| 30 | 9,61 |

Para el vertedero Creager se toma una elevación de la cresta sobre el fondo, aguas arriba (P1) de 2 m.

Los caudales unitarios se calculan con la fórmula:

$$q = \frac{Q}{b} \quad (64)$$

Donde:

q= Caudal unitario, en m²/s.

Q= Caudal de descarga, en m³/s.

b= Longitud efectiva de la cresta, en m.

Los caudales unitarios para el vertedero Creager con la longitud efectiva de la cresta seleccionada (30m) tenemos un $q_{ext}=64,66$ m²/seg, para un caudal $Q_{max}=1939,8$ m³/seg y un $q=44,51$ m²/seg de diseño para un $Q_{max} =1335,41$ m³/s.

Para el vertedero lateral se tiene un $q_{ext}= 19,39$ m²/seg, para un caudal $Q_{max}=1939,8$ m³/seg y un $q=13,354$ m²/seg de diseño para un $Q_{max}= 1335,41$ m³/s. Entonces se dimensiona hidráulicamente el vertedero lateral, rampa y vertedero Creager, mediante el siguiente esquema:

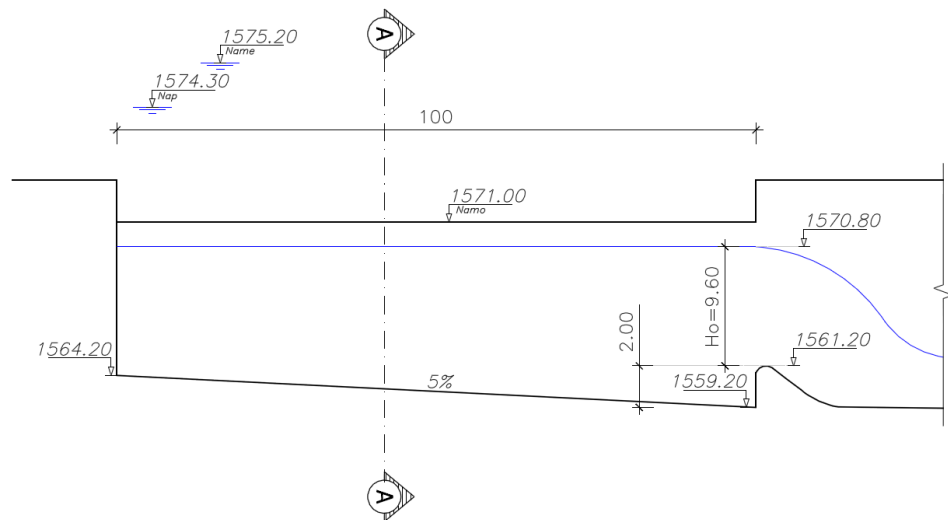


Figura 90 Esquema General vertedero lateral (*)

(*) Para el vertedero lateral se dejan 20cm libres, como consideración constructiva en referencia al nivel 1571 (Namo).

Las alturas de calados conjugados del resalto se calculan con las fórmulas:

$$hc = \frac{Q}{b * Cv * \sqrt{2g(To - hc)}} \quad (65)$$

Donde:

Q= Caudal de descarga, en m³/s.

b= Longitud efectiva de la cresta, en m.

Cv= Coeficiente de velocidad (0,97)

g= Gravedad, en m/seg²

To= Altura del nivel aguas abajo del vertedero, en m.

hc= Calado contraído, en m.

- Para la segunda conjugada se tienen las ecuaciones:

$$h_2 = \frac{hc}{2} \left[\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right] \quad (66)$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g * hc}} \quad (67)$$

$$V = \frac{q_{ext}}{hc} \quad (68)$$

Donde:

h_2 = Segunda conjugada del resalto, en m.

h_c = Calado contraído, en m.

Fr = Número de Froude.

g = Gravedad, en m/seg²

q_{ext} = Caudal unitario extremo, en m²/s.

V = Velocidad de llegada sobre la cresta, en m/s.

Se detallan los resultados con en la Figura 91:

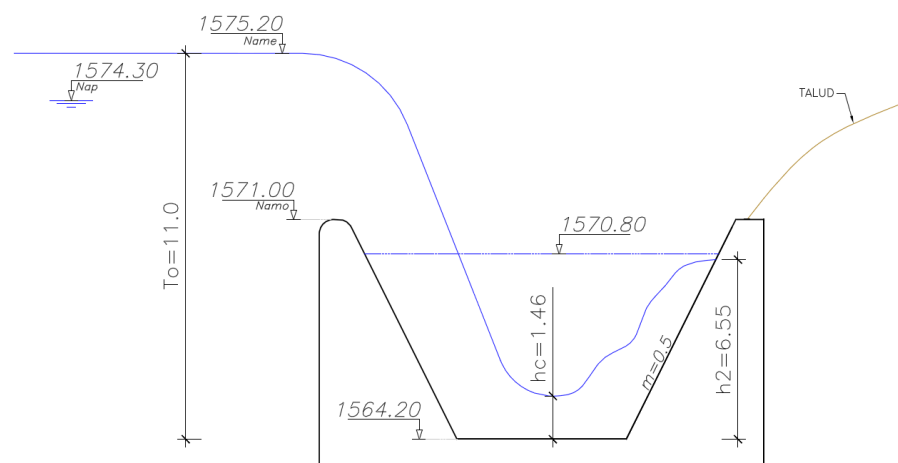


Figura 91 Corte A-A vertedero lateral

5.1.2 Vertedero Creager

Clasificado por su perfil y generalmente llamado de perfil práctico, se diseña para que las aguas se derramen sobre esta estructura generando la carga hidráulica igual al caudal del proyecto y que a su vez permita evacuar caudales extremos.

Se lo coloca frontalmente al flujo del cauce del río y los caudales de diseño se encuentran a partir de los hidrogramas citados en el capítulo respectivo, generando el resumen de la Tabla siguiente:

Tabla 77

Niveles y Caudales de Diseño

| Tiempo de retorno (Tr) | | | |
|------------------------|--------|-----------------------|--------|
| 10000 años | | 1000 años | |
| Q max cauce natural | | Q max cauce natural | |
| (m ³ /seg) | | (m ³ /seg) | |
| 2198,67 | | 1550,47 | |
| NAMO = | | 1572 (msnm) | |
| Ancho vertedero (b) = | | 35 (m) | |
| Q diseño | NAME | Q diseño | NAP |
| (m ³ /seg) | (msnm) | (m ³ /seg) | (msnm) |
| 1428,53 | 1579,0 | 941,53 | 1577,3 |

Basados en las ecuaciones descritas del ítem anterior, se determina el ancho del vertedero para el caudal de diseño 941,53 m³/seg:

Tabla 78**Ancho Vertedero**

| b | Ho |
|------------|------------|
| (m) | (m) |
| 16 | 9,02 |
| 18 | 8,34 |
| 20 | 7,78 |
| 22 | 7,30 |
| 24 | 6,89 |
| 26 | 6,53 |
| 28 | 6,21 |
| 30 | 5,94 |
| 35 | 5,36 |

El dimensionamiento hidráulico se lo realiza para el caudal de diseño de 941,53 m³/s. Se considera una altura P1 (elevación de la cresta del vertedero sobre el fondo, medido hacia aguas arriba) igual a 2 m y se evalúan diferentes valores de P2 (altura de nivel de la cresta hacia aguas abajo del vertedero) para 3, 4 y 5 m verificando que el vertedero no trabaje sumergido.

Para la obtención de las coordenadas del vertedero y de la lámina de agua se utilizan las coordenadas generales multiplicadas por la carga de agua sobre el vertedero de 5,30 m para el nivel de proyecto.

Tabla 79**Coordenadas Vertedero**

| Coord. Generales | | Coord. | Perfil |
|-------------------------|------------|---------------|---------------|
| x/H | z/H | x | z |
| 0,0 | 0,126 | 0,00 | 0,67 |
| 0,1 | 0,036 | 0,53 | 0,19 |
| 0,2 | 0,007 | 1,06 | 0,04 |
| 0,3 | 0,000 | 1,59 | 0,00 |

CONTINÚA

| | | | |
|------------|-------|-------|-------|
| 0,4 | 0,007 | 2,12 | 0,04 |
| 0,6 | 0,060 | 3,18 | 0,32 |
| 0,8 | 0,147 | 4,24 | 0,78 |
| 1,0 | 0,256 | 5,30 | 1,36 |
| 1,2 | 0,393 | 6,36 | 2,08 |
| 1,4 | 0,565 | 7,42 | 2,99 |
| 1,7 | 0,873 | 9,01 | 4,63 |
| 2,0 | 1,235 | 10,60 | 6,55 |
| 2,5 | 1,960 | 13,25 | 10,39 |
| 3,0 | 2,824 | 15,90 | 14,97 |
| 3,5 | 3,818 | 18,55 | 20,24 |
| 4,0 | 4,930 | 21,20 | 26,13 |

Tabla 80
Coordenadas Lámina de agua

| Coord. Generales | | Coord. Superficie Libre | |
|---------------------|-------|----------------------------|------|
| x/H | Z/H | x | Z |
| -2,4 | 0,989 | -12,72 | 5,24 |
| -2 | 0,984 | -10,6 | 5,22 |
| -1,6 | 0,975 | -8,48 | 5,17 |
| -1,2 | 0,961 | -6,36 | 5,09 |
| -0,8 | 0,938 | -4,24 | 4,97 |
| -0,4 | 0,898 | -2,12 | 4,76 |
| -0,2 | 0,870 | -1,06 | 4,61 |
| -0,1 | 0,837 | -0,53 | 4,44 |
| 0 | 0,831 | 0 | 4,40 |
| 0,05 | 0,819 | 0,265 | 4,34 |
| 0,1 | 0,807 | 0,53 | 4,28 |

CONTINÚA

| | | | |
|------|--------|-------|--------|
| 0,15 | 0,793 | 0,795 | 4,20 |
| 0,2 | 0,779 | 1,06 | 4,13 |
| 0,3 | 0,747 | 1,59 | 3,96 |
| 0,4 | 0,710 | 2,12 | 3,76 |
| 0,5 | 0,668 | 2,65 | 3,54 |
| 0,75 | 0,539 | 3,975 | 2,86 |
| 1 | 0,373 | 5,3 | 1,98 |
| 2 | -0,743 | 10,6 | -3,94 |
| 3 | -2,653 | 15,9 | -14,06 |
| 4 | -5,363 | 21,2 | -28,42 |
| 5 | -8,878 | 26,5 | -47,05 |

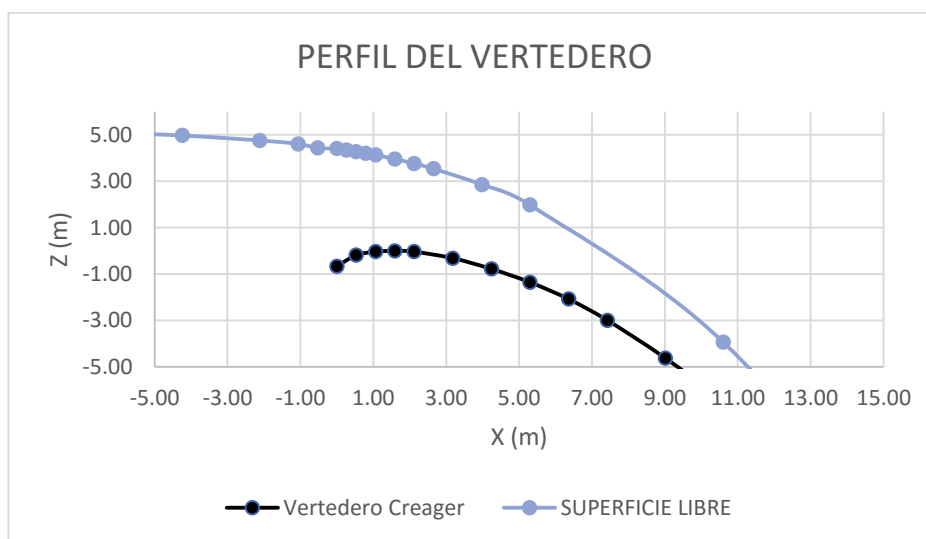


Figura 92 Vertedero Creager y Superficie Libre

A partir de este punto y habiéndose calculado la geometría para los dos tipos de vertederos, la alternativa más viable para el tipo de vertedor depende básicamente de los volúmenes de obra que son menores para el de perfil práctico Creager, dicha estructura cuenta con la siguiente disposición.

Se ajusta el diseño del vertedero considerando un paramento o pared de ingreso al vertedero con una inclinación de 45°, de igual manera se verifica el

coeficiente Creager para este tipo de sección y finalmente se calcula el tirante contraído con el cual inicia la rápida de excesos, cuyos resultados se muestran en las tablas siguientes:

Tabla 81

Parámetros Vertedero

| Parámetro | Descripción | Valor |
|-----------------------|---|---------|
| Q (m³/seg) | Caudal de diseño Q1000 | 941,53 |
| P1 (m) | Altura vertedero aguas arriba | 2,00 |
| Hp (m) | Carga sobre vertedero | 5,30 |
| m | Coeficiente Creager (inclinación aguas arriba ángulo 45°) | 0,48 |
| Cv | Coeficiente Variación | 0,97 |
| b (m) | Ancho vertedero | 35,00 |
| P2 (m) | Altura vertedero aguas abajo | 5 |
| To (m) | Altura carga total (Hp+P2) | 10,3 |
| Hc Inicial (m) | Tirante contraído inicial | 2,2 |
| Cota (msnm) | inicio rápida | 1567,00 |

Tabla 82

Tirante Crítico

| Parámetro | Descripción | Valor |
|---------------------|--|-------|
| hc (m) | Tirante Crítico | 2,20 |
| | $hc = \frac{Q}{b * Cv * \sqrt{2g(To - hc)}}$ | |
| P2/hc | Relación para verificar inmersión del azud (P2/hc>2) | 2,27 |
| R >= 5*hc | Radio de Transición entre Vertedero y Rápida | 11,00 |
| | Radio asumido | 12,00 |
| V (m/seg) | Velocidad | 12,23 |
| | $V = \frac{q}{hc}$ | |

El dimensionamiento hidráulico se resume con el gráfico siguiente:

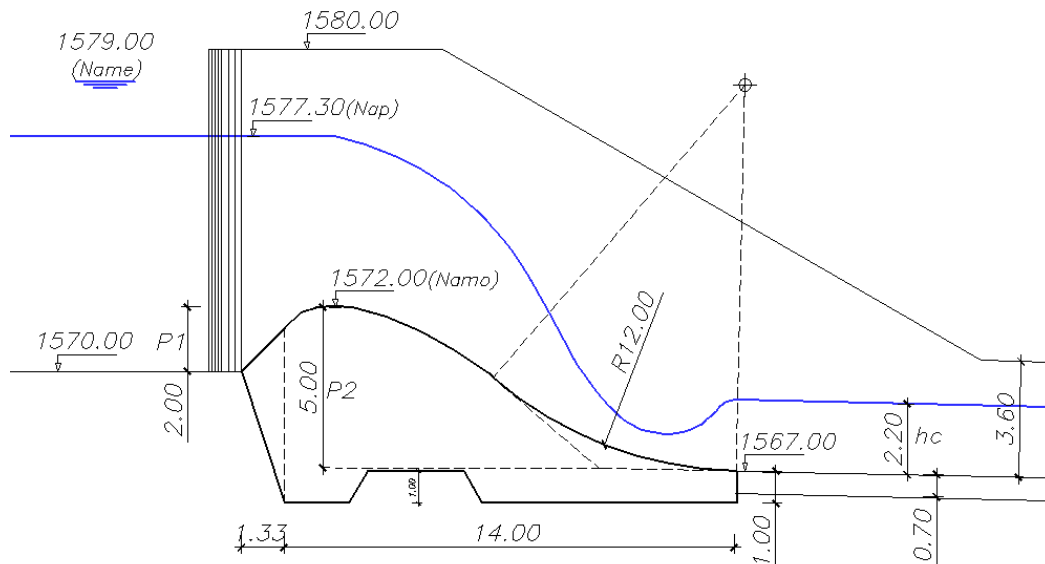


Figura 93 Esquema General vertedero Creager

5.2 Rápida

El canal diseñado está en régimen torrencial (supercrítico) por ello se lo dimensiona con sección rectangular de hormigón cuyo cálculo hidráulico se fundamenta con la determinación de los calados o tirantes normal y crítico en conjunción con el derrame o curvas de remanso para el ancho determinado a partir del vertedero Creager de 35m, constante a lo largo de toda la rápida, y las pendientes de los tramos seleccionados gracias al perfil obtenido en base a la topografía y un determinado eje del canal.

Para el cálculo de los tramos (ver planos anexos) se utiliza la herramienta de apoyo HCANALES, a partir del cual se obtuvo los resultados, y cuyo proceso iterativo se presenta para el primer tramo:

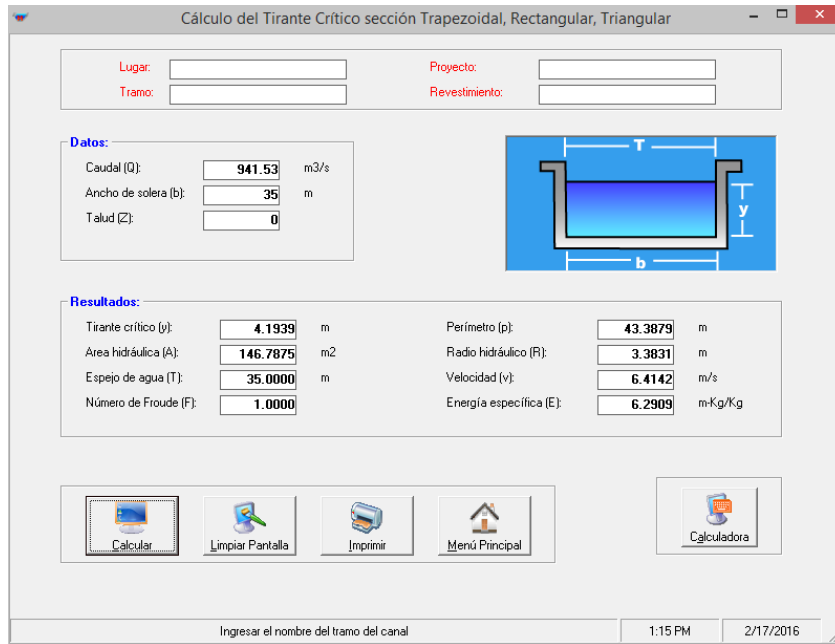


Figura 94 Tirante Crítico

Para obtener el tirante normal inicial se ingresa el caudal de proyecto, el ancho, la pendiente y rugosidad del hormigón, de la siguiente manera:

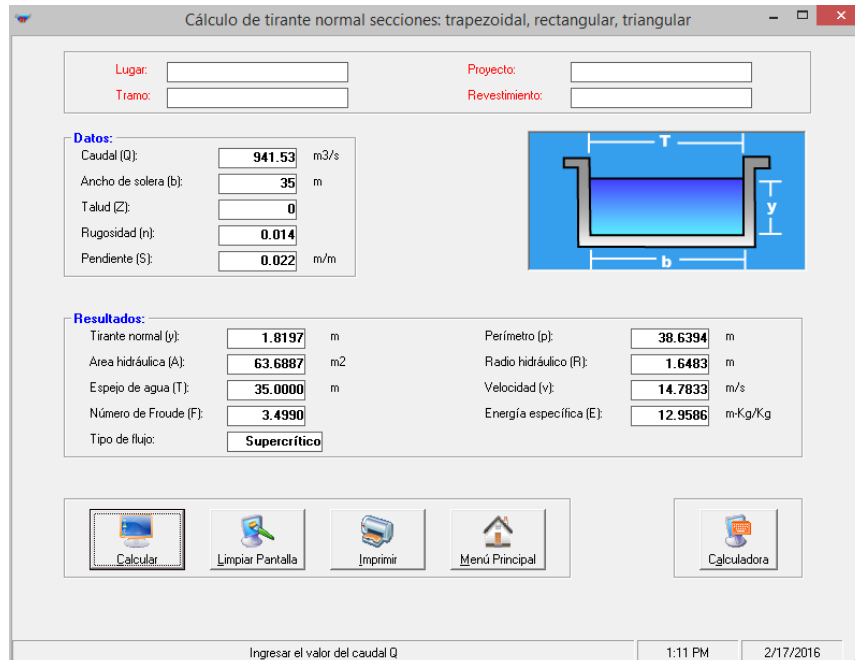


Figura 95 Tirante Normal

Con el tirante normal inicial de 1,82m se calcula el tirante final de tal manera que la distancia del tramo 1 no supere la longitud optada de 335,53m, dando como resultado un calado de 1,92m como se muestra en la curva de remanso:

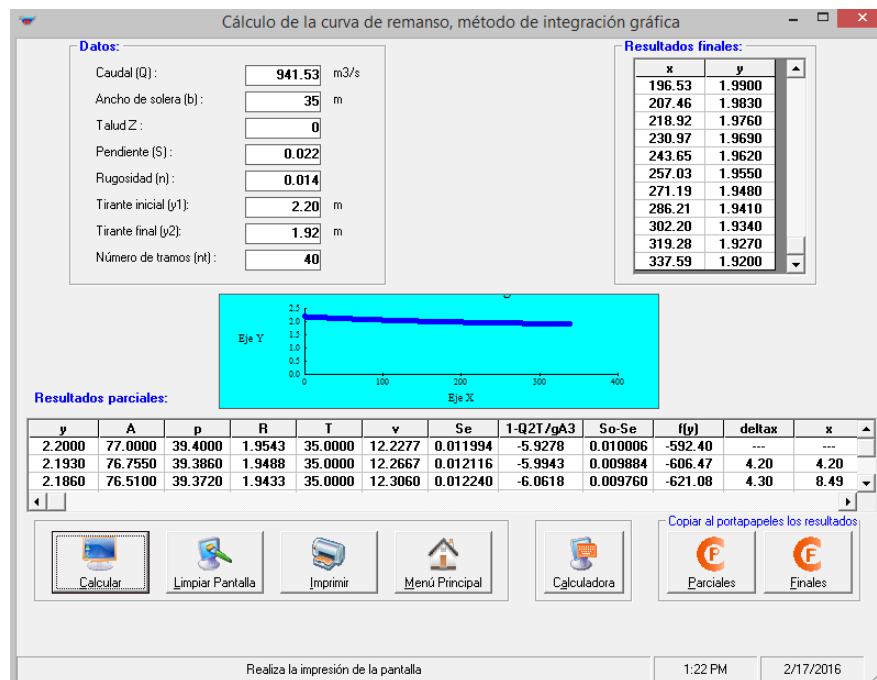


Figura 96 Curva de Remanso

Finalmente se obtiene la tabla siguiente, la cual resume el proceso de cálculo y que extrae los parámetros más representativos.

Tabla 83

Tirante Crítico

| Parámetro | Descripción | Valor |
|-------------------------|--------------------|--------|
| Q (m ³ /seg) | Caudal de Proyecto | 941,53 |
| hc(m) | Tirante Crítico | 4,194 |
| b (m) | Ancho | 35 |
| n | Rugosidad Hormigón | 0,014 |

Tabla 84

Parámetros Calculados Rápida

| Tramo Rápida | Longitud | Pendiente | Tirante Normal | Velocidad |
|--------------|----------|-----------|----------------|---------------------|
| | (m) | | (m) | (m ³ /s) |
| 1 | 335,53 | 0,022 | 1,92 | 14,78 |
| 2 | 15,25 | 0,24 | 1,64 | 30,89 |
| 3 | 15,26 | 0,78 | 1,2 | 44,25 |
| 4 | 35,47 | 1,2 | 0,77 | 50,44 |
| 5 | 10,6 | 0,84 | 0,74 | 45,26 |
| 6 | 10,57 | 0,36 | 0,74 | 35,00 |
| 7 | 73 | 0,17 | 0,62 | 28,00 |

Para evitar efectos de cavitación por las velocidades superiores a 15m/seg, se colocan 2 aireadores a los lados del canal representados en los planos anexos a la presente tesis. Consecuentemente se dimensionan las paredes del canal, y en vista que el flujo se encuentra en régimen supercrítico se comparan 3 ecuaciones de diferentes autores para resolver el bordo libre, las cuales son:

$$bl = 0,2 * \sqrt[4]{Q} \quad \text{Zhuravlov 1979} \quad (69)$$

$$bl = 0,5 + 0,05v \sqrt[3]{h} \quad \text{Bureau of Reclamation} \quad (70)$$

$$bl = 0,15 * Q^{0,3} \quad \text{Chebaesky V. (1982)} \quad (71)$$

Donde:

bl= Bordo libre, en m.

Q= Caudal de diseño, en m³/s.

h= Tirante normal, en m.

V= Velocidad máxima, tirante normal en m/seg

Finalmente se dimensiona el espesor de la solera mediante la siguiente ecuación:

$$e = 0,035 * a * v\sqrt{h} \quad (72)$$

Donde:

e= Espesor de la losa, en m.

a= Coeficiente, para suelo compactado es 1.

h= Tirante normal

V= Velocidad máxima, tirante normal en m/s.

Tabla 85

Dimensionamiento Canal Rectangular - Rápida

| Parámetro | Descripción | Valor |
|------------------------|--|---------|
| Q10000 (m³/seg) | Caudal al Tr = 10000 años | 1428,53 |
| hc (m) | Tirante normal en el canal Q1000 | 0,77 |
| V (m/seg) | Velocidad máxima canal - tirante normal Q1000 | 50,44 |
| bl (m) | Bordo libre Zhuravlov (1979) | 0,61 |
| | $b_l = 0.1 \sqrt[4]{Q_{(10000)}}$ | |
| bl (m) | Bordo libre Bureau Reclamation | 2,81 |
| | $b_l = 0.5 + 0.05v\sqrt[3]{h}$ | |
| bl (m) | Bordo libre Chebaesvsky V. (1982) | 1,33 |
| | $b_l = 0.15 * Q^{0.3}$ | |
| e (m) | Espesor de la losa a=1 para arcillas y limos compactados | 0,68 |
| | $e = 0.035av\sqrt{h}$ | |
| hcanal (m) | Altura paredes canal | 3,58 |
| | $h_{canal} = h + b_l$ | |

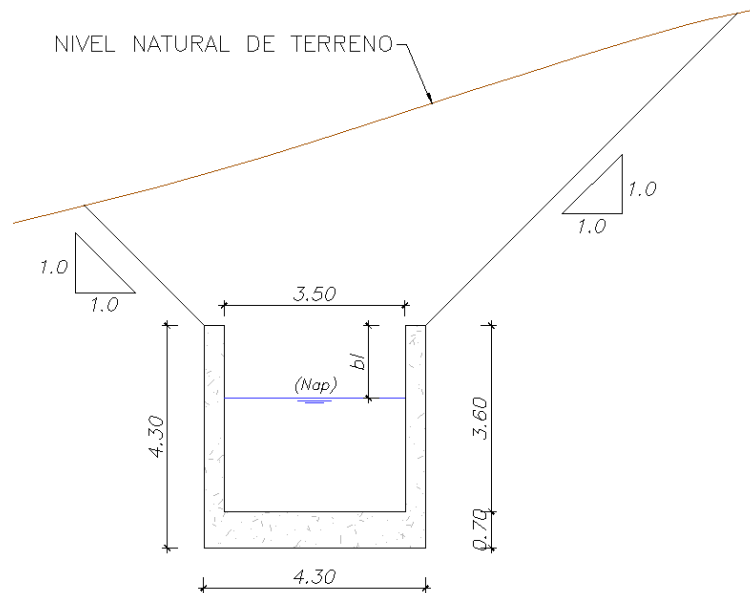


Figura 97 Canal Rectangular – Rápida

Al final de la rápida se incluye un deflector tipo esquí, con un ángulo de desprendimiento igual a 25° con el cual el chorro sale a una velocidad de 43.39m/seg cuya longitud de alcance del flujo de 138.30m no pone en peligro ninguna obra adyacente al punto de caída y tampoco se vierte sobre la margen opuesta del río socavándola.

En vista que se conoce la velocidad y el ángulo de del deflector el alcance del chorro se determina con la siguiente ecuación:

$$L = k_a \frac{v_1^2}{g} \cos\beta (\sin\beta + \sqrt{\sin^2\beta - 2gz_2/v_1^2}) \quad (73)$$

Donde:

k_a = Coeficiente de aireación $Fr^2 > 35$, $k_a = 0,8$ a $0,9$

β = Ángulo de desprendimiento, en grados.

g = Gravedad, en m/seg²

Z_2 = Altura del salto desde el deflector hasta el nivel del colchón de aguas

V = Velocidad del salto, en m/s.

Como parámetro fundamental se determina la profundidad de socavación con la ecuación propuesta por M. Vuirgo igual a:

$$hs = 5.13 * K \frac{q^{0.567} \left(\frac{z1 + z2}{g} \right)^{0.15}}{(d_{90\%} + 0.2)^{0.3}} \quad (74)$$

Donde:

K = Coeficiente de desprendimiento, presas grandes 0,7

q = Caudal unitario, en m²/s.

$d_{90\%}$ = Diámetro partículas en mm corresponden al 90% del suelo de impacto del chorro.

g = Gravedad, en m/seg²

Dando como resultado del análisis los valores presentes en la siguiente tabla y gráfica:

Tabla 86

Parámetros Deflector tipo Esquí

| Parámetro | Descripción | Valor |
|---------------------|---------------------------|--------------------|
| hc (m) | Tramo final (hcanales) | 0,62 |
| V (m/seg) | Velocidad | 43,39 |
| $V = \frac{q}{hc}$ | | |
| β (grados) | Ángulo de desprendimiento | 25° a 35° 25,00 |
| β (radianes) | Angulo de desprendimiento | 25° a 35° 0,44 |
| Fr | Número de Froude | 17,59 |

CONTINÚA

| | | |
|--------------------------------|--|--------|
| ka | Coefficiente de aireación de flujo $Fr^2 > 35$ | 0,80 |
| $Fr = \frac{V}{\sqrt{g * hc}}$ | | |
| Z2 (m) | Altura salto desde esquí hasta pozo | 14,20 |
| Z1 (m) | Altura aguas arriba inicio rápida hasta pozo | 63,70 |
| L (m) | Alcance del chorro | 138,30 |
| hs | Socavación | 9,30 |

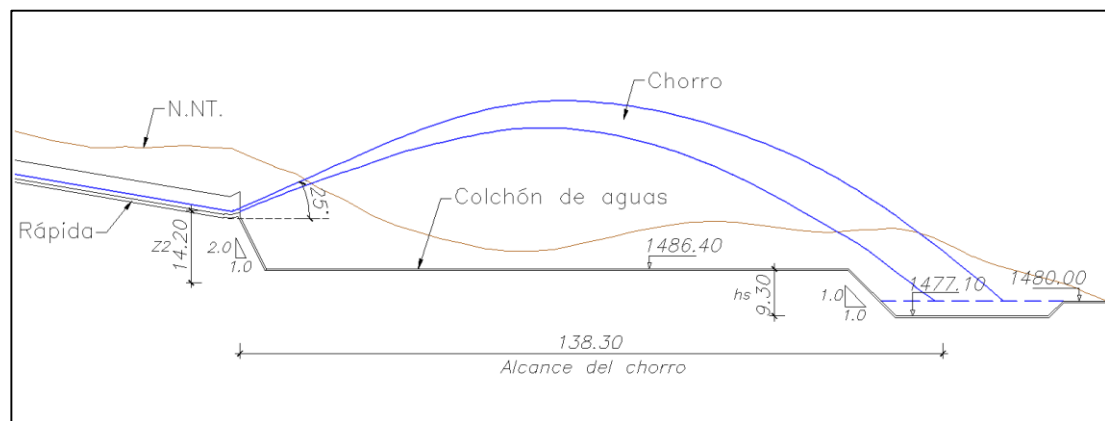


Figura 98 Deflector tipo Esquí

Fuente: (Morales Topón, 2016)

5.3 Túnel de desvío

El túnel diseñado es tipo baúl y tiene la función de desviar las aguas del río durante el proceso constructivo de la presa, conjuntamente con la ayuda de una ataguía.

El túnel trabaja a sección llena para un caudal de diseño con período de retorno de 20 años de 449,21 m³/s. Los niveles de entrada y salida se obtienen a partir del análisis de las curvas Caudal – Cota para secciones transversales determinadas del río en el sitio de emplazamiento.

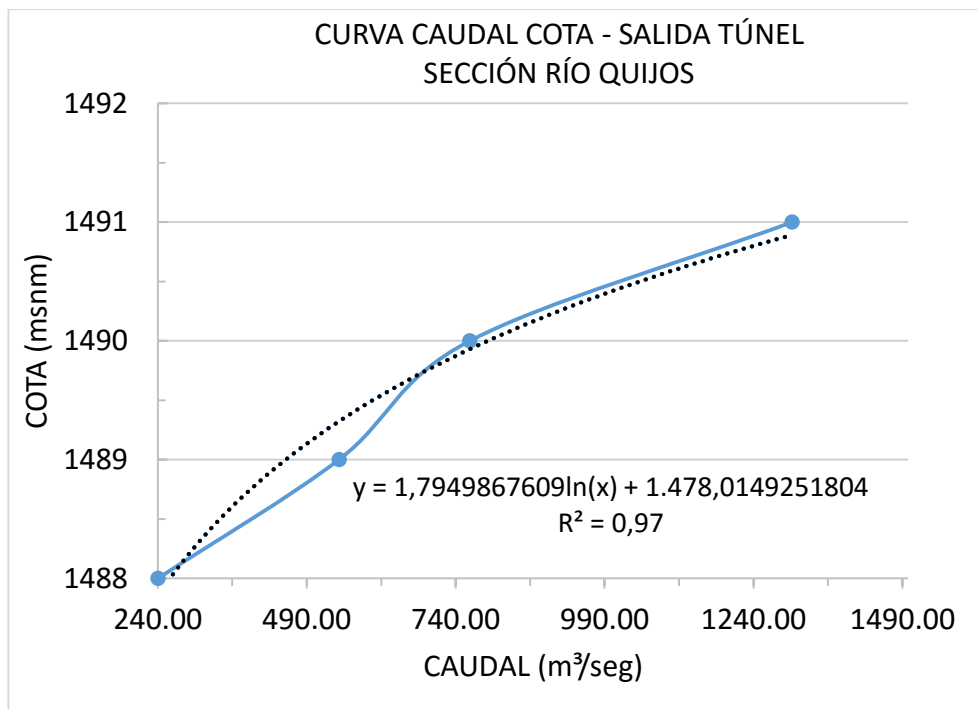


Figura 99 Curva Caudal Cota – Entrada Túnel

Tabla 87

Nivel - Caudal Q20

| Caudal | Cota |
|-----------------------|---------------|
| (m ³ /seg) | (msnm) |
| 240 | 1487,9 |
| 240,38 | 1487,9 |
| 250 | 1487,9 |
| 300 | 1488,3 |
| 350 | 1488,5 |
| 400 | 1488,8 |
| 449,21 | 1489,0 |
| 500 | 1489,2 |
| 544,14 | 1489,3 |
| 600 | 1489,5 |

La siguiente curva Caudal - Cota proporciona el nivel de referencia al cual se debe descargar el túnel de desvío.

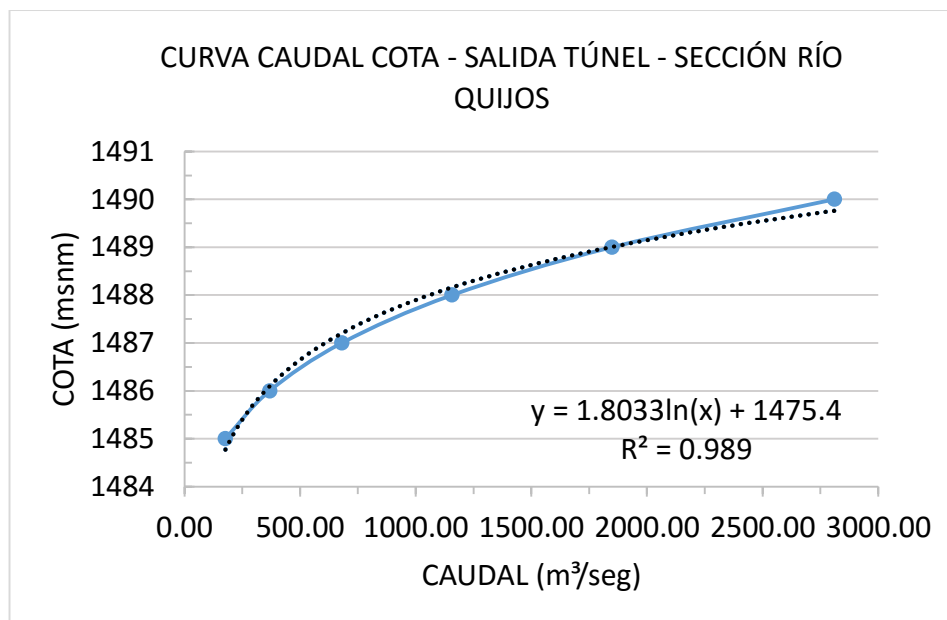


Figura 100 Curva Caudal Cota - Salida Túnel

Tabla 88

Nivel - Caudal Q20

| Caudal | Cota |
|---------------|----------------|
| (m³/seg) | (msnm) |
| 170 | 1484,66 |
| 176,7 | 1484,73 |
| 200 | 1484,95 |
| 300 | 1485,68 |
| 368,29 | 1486,05 |
| 400 | 1486,20 |
| 449,21 | 1486,40 |
| 600 | 1486,93 |
| 680,49 | 1487,16 |
| 700 | 1487,21 |
| 800 | 1487,45 |

A partir de realizar un perfil longitudinal del túnel en base a la topografía existente y los niveles obtenidos de las curvas Caudal - Cota se determina la pendiente del 1% para todo el trayecto de 710 m, con la cota de inicio 1492,70 y la descarga en la cota 1485,40, a 1 m bajo el nivel del agua 1486,40 sin concebir una descarga sumergida.

El dimensionamiento de la sección del túnel se puede modelar a partir de la concepción de un vertedero de cresta ancha, pero para que el túnel trabaje a flujo libre se tendrían alturas de carga de agua muy altas, que en consecuencia genera un túnel sobredimensionado, por ello se calcula la sección del túnel con la ecuación de flujo a través de un orificio sumergido, tomado en cuenta la relación de llenado determinado en base a las curvas de caudal y velocidad para canales tipo baúl.

Tabla 89

Parámetros del Túnel

| Parámetro | Descripción | Valor |
|---------------------|------------------------------------|--------|
| i (m/m) | Pendiente | 0,01 |
| n (hormigón) | Coefficiente de rugosidad | 0,014 |
| Q20 (m³/s) | Caudal 20años | 449,21 |
| m | coeficiente vertedero cresta ancha | 0,34 |
| H (m) | Altura = ancho túnel tipo baúl | 7 |

Para el cálculo inicial de la sección llena tipo baúl se tienen las ecuaciones:

$$Q_H = 2.2164 \left(\frac{\sqrt{i}}{n} \right) \left(\frac{H}{2} \right)^2 \quad (75)$$

$$A_H = 3.544 \left(\frac{H}{2} \right)^2 \quad (76)$$

Donde:

Q_H = Caudal a sección llena, en m^3/seg

i = Pendiente

A_H = Área de la sección, en m^2

H = Altura y ancho del túnel, en m.

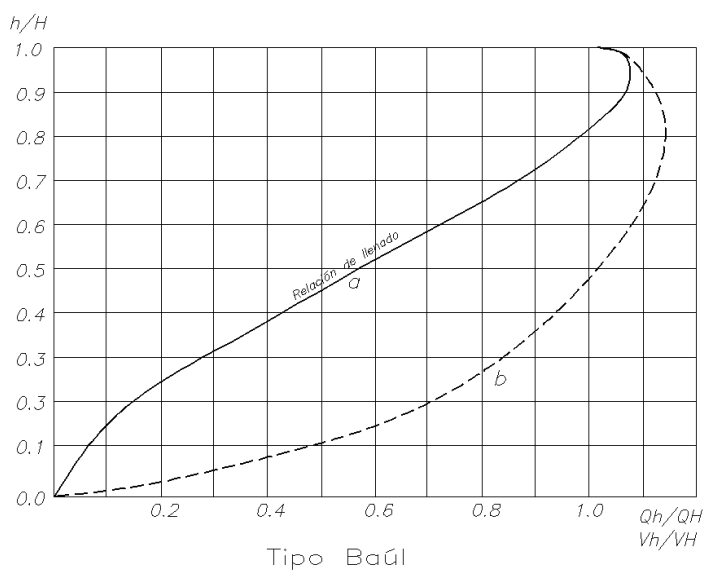


Figura 101 Curvas de Caudal y Velocidad de Canales Tipo Baúl

Tabla 90

Relación de llenado del Túnel

| H | Q_H | A_H | Q_h/Q_H | h/H | h |
|------|---------------|-----------|-----------|-------|---|
| (m) | (m^3/seg) | (m^2) | | | |
| 2 | 15,83 | 3,54 | 28,37 | | |
| 3 | 47,31 | 7,97 | 9,49 | | |
| 4 | 102,87 | 14,18 | 4,37 | | |
| 4,51 | 142,24 | 18,02 | 3,16 | | |
| 5 | 187,91 | 22,15 | 2,39 | | |

CONTINÚA

| | | | | | |
|----|---------|-------|------|------|------|
| 6 | 307,43 | 31,90 | 1,46 | | |
| 7 | 466,13 | 43,41 | 0,96 | 0,78 | 5,46 |
| 8 | 668,47 | 56,70 | 0,67 | 0,57 | 4,56 |
| 9 | 918,74 | 71,77 | 0,49 | 0,46 | 4,14 |
| 10 | 1221,07 | 88,60 | 0,37 | 0,37 | 3,7 |

Finalmente se utiliza la ecuación aproximada para túnel sumergido siguiente:

$$Q_H = Cq * A_H * \sqrt{2g} * (T - H)^{3/2} \quad (78)$$

Donde:

Q_H = Caudal a sección llena, en m³/seg

Cq = Coeficiente de gasto o caudal, valor 0,82

A_H = Área de la sección, en m²

T = Altura de carga, en m

H = Altura del túnel, en m

g = Gravedad, en m/seg²

Dicha ecuación se aplica para una sección $A_H = 43,41\text{m}^2$ correspondiente a una altura y base de 7m para las diferentes alturas de carga T hasta obtener el caudal de diseño de 449,21 m³/seg, como se indica:

Tabla 91

Relación de llenado del Túnel

| T | Q |
|-----------------|-----------------------|
| m | (m ³ /seg) |
| 10 | 335,814633 |
| CONTINÚA | |

| | |
|----|----------------|
| 11 | 370,9595639 |
| 12 | 403,0515208 |
| 13 | 432,7702147 |
| 14 | 460,575 |

A esta altura de carga se adiciona 1 m de resguardo y se obtiene el nivel de la corona de la ataguía de 1507,70 msnm.

Resultando gráficamente un túnel que trabaja a sección llena así:

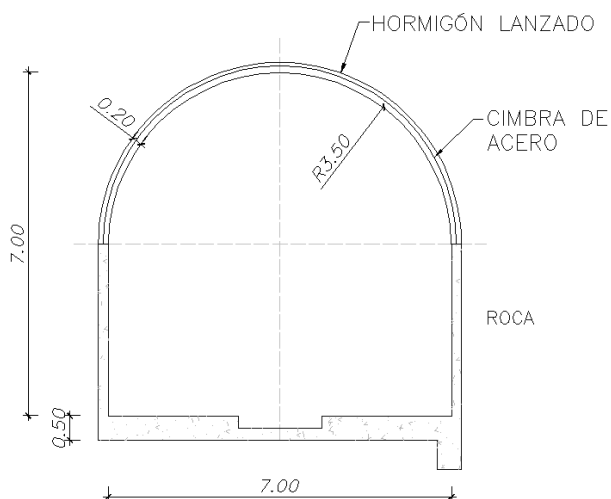


Figura 102 Túnel Tipo Baúl

Todos los elementos diseñados en este y los otros capítulos se encuentran ubicados en los Anexos en las láminas:

- UFA – ESPE - 2016 – 001
- UFA – ESPE - 2016 – 002
- UFA – ESPE - 2016 – 003
- UFA – ESPE - 2016 – 004
- UFA – ESPE - 2016 – 005

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

- Por estar constituida la zona del proyecto y el sitio de la presa por material rocoso andesita se selecciona como mejor opción una presa de escollera (enrocado).
- La presa de enrocado tiene una altura de 130m, 294m de longitud de la corona, con un aliviadero de margen de 35m de ancho para un caudal de 941.53 m³/s.
- Para no afectar a la población de El Chaco con la construcción de la presa, la corona se establece en el nivel 1580 msnm.
- Los niveles del embalse para la presa se establecen en 1572 NAMO, 1577.30 NAP, 1579 NAME y 1530 NAM.
- Se prevé 15m de excavación del material superficial meteorizado en las márgenes izquierda y derecha del sitio de emplazamiento para que los espaldones se apoyen en aglomerados y roca volcánica moderadamente alterada.
- Las obras hidráulicas se ubican en la margen derecha por las mejores condiciones geológicas y topográficas presentes.
- Como mejor alternativa se selecciona un aliviadero tipo Creager.
- Para la rápida del aliviadero se han considerado incluir escalones de aireación para evitar el efecto de cavitación debido a las altas velocidades que se presentan.

- El salto de esquí de los vertederos se ha diseñado de manera que el agua impacte sobre un colchón de aguas preformado para asegurar la descarga del flujo al río.
- Los aspectos relacionados con el uso hidroenergético del proyecto no están contemplados dentro de la presa en estudio.
- El sistema de desvío de río para el período de construcción de la presa es mediante un túnel tipo baúl en la margen derecha del río, que trabajará a sección llena. Se utiliza ataguía para aguas arriba y contraataguía para aguas abajo.
- El volumen muerto se establece mediante un balance de carga sólida del cauce.

6.2 Recomendaciones

- Para la cimentación de la presa se recomienda retirar aproximadamente 30m de material aluvial, cuyo volumen no es significativo y permite que la fundación se asiente sobre roca sana.
- En las zonas puntuales que de acuerdo al análisis de estabilidad se tiene cierto riesgo de deslizamiento se recomienda el uso de geotextil y anclajes sobre el talud aguas arriba y para el talud aguas abajo una mezcla de mortero de 2 m de espesor en su borde exterior que mejore la cohesión del material granular.
- Para definir los revestimientos de los túneles se requiere ampliar las investigaciones geotécnicas en la zona.
- Para el talud presente bajo el salto de esquí se recomienda revestirlo de hormigón lanzado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bureau of Reclamation, d. I. (1970). *Proyecto de Presas Pequeñas*. Madrid - España: Ed.Dossat.
- Cocasinclair EP. (2011). *Informe del Diseño Básico del Proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair*. Quito: Sinohydro Co.
- Cocasinclair EP. (2014). *Estudios hidrológicos*. Quito.
- Electroconsult - Tractionel - Rodio - Astec - Inelin - Ingeconsult . (1992). *Estudio de Factibilidad*. Quito.
- ENTRIX. (2008). *Proyecto Coca Codo Sinclair Estudio Impacto Ambiental Preliminar*. Quito.
- ENTRIX, I. (2014). *Estudio de Impacto Ambiental para la fase de explotación de material aluvial*. Quito.
- Gregory Morriss, J. F. (2010). *Reservoir Sedimentation Handbook*. New York: McGraw-Hill.
- INECEL. (1978). *Informe final de Inventario del Proyecto Hidroeléctrico Coca*. Quito: Instituto Ecuatoriano de Electrificación INECEL.
- INECEL. (1992). *Estudios de Factibilidad del Proyecto Hidroeléctrico Coca Codo Sinclair*. Quito: Instituto Ecuatoriano de Electrificación INECEL.
- INECEL, I. E. (1978). *Informe General de Inventario*. Quito: Hidroservice .
- Ing. Washington Sandoval E, P. (2015). *Presas de Tierra y Enrocamiento*. Quito, Pichincha, Ecuador.
- Mijares, A. J. (1992). *Fundamentos de Hidrología de Superficie*. México: Limusa, S.A de C.V.
- Monsalve Sáenz, G. (1995). *Hidrología en la Ingeniería*. Santa Fé de Bogotá - Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Nuñez, R. J. (1975). *Presas de Tierra y Enrocamiento*. Naucalpan - México: Victoria Litografía S.A.
- omarpomacano. (25 de Enero de 2010). *Scribd*. Obtenido de Scribd: <http://es.scribd.com/doc/25782133/hidrologia-caudales-2-2#scribd>

- OMM, O. M. (2011). *Guía de prácticas hidrológicas*. Ginebra 2, Suiza: Organización Meteorológica Mundial (OMM).
- P. Novak, A. M. (2007). *Hidraulic Structures*. London and New York: Taylor & Francis.
- Razkazov, L. O. (2008). *Estructuras Hidráulicas*. Moscú: Asociación de Centros de Educación de La Construcción.
- Robin Fell, P. M. (2005). *Geotechnical Engineering of Dams*. Londres: Taylor & Francis Group.
- Rodríguez, H. G. (2010). Enfoques de Diseño de Presas de Enrocado con Membraba Impermeable. *CIVIL* , 17.
- Sandoval , W. (2015). Presas de Tierra y Enrocamiento. Sangolquí, Pichincha, Ecuador.
- Sandoval, W. (2014). Determinación de caudales en cuencas con poca información. *Unemi*, 100-110.
- SENAGUA. (20 de 12 de 2015). *Secretaría del Agua*. Obtenido de Secretaría del Agua: <http://www.agua.gob.ec/>
- SIGTIERRAS. (30 de 08 de 2015). *SIGTIERRAS.com*. Obtenido de <http://www.sigtierras.gob.ec>
- Udelar-FI-IMFIA. (2010). Sistema hidrológico. *Curso de Hidrología Aplicada*, 16.

ANEXOS