

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO HIDRÁULICO DE LA TOMA DE LA REPRESA PISIT EN LA
PROVINCIA DE SANTA CRUZ - CAJAMARCA**

INFORME DE COMPETENCIA PROFESIONAL

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JAIME MAGNO GUTIERREZ RAMIREZ

Lima- Perú

2014

ÍNDICE

	Pág.
RESUMEN.....	3
LISTA DE CUADROS	4
LISTA DE FIGURAS	5
LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS	7
INTRODUCCIÓN.....	10
CAPITULO I: GENERALIDADES.....	11
1.1 ANTECEDENTES	11
1.2 JUSTIFICACIÓN	12
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:.....	12
1.4 OBJETIVOS:	13
1.4.1 Objetivo Principal:	13
1.4.2 Objetivos Específicos:	13
CAPITULO II: FUNDAMENTO TEORICO.....	14
2.1 CONFIGURACIÓN GENERAL DE UNA REPRESA.....	14
2.1.1. Clasificación de las Presas	15
2.1.2. Presa de Tierra	15
2.1.3. Presa de Enrocado	16
2.1.4. Presa de Hormigón	16
2.1.5. Presa de Hormigón Compactado por Rodillo (HCR o CCR).....	16
2.1.6. Presa de Enrocado con Pantalla de Concreto (CFRD).....	16
2.2 OBRAS DE TOMA	21
2.2.1. Tipos de Obras de Toma.....	23
2.2.2. Obras de Toma de Poca Carga.....	23
2.2.3. Obras de Toma en Lámina Libre.....	24
2.2.4. Obras de Toma con Conductos en Presión y Túneles	25
2.2.5. Obras de Toma Combinando Conductos en Presión y Lámina Libre	26
2.2.6. Obras de Toma en Cortinas de Concreto o Presas de Gravedad.....	27
2.3 TORRE DE TOMA	28
2.3.1. Torre de Toma rectangular.....	30
2.3.2. Torre de Toma Circular	32
2.3.3. Torre de Toma Irregular	32
2.4 REJILLAS	34
2.5 COMPUERTAS.....	36
2.5.1. Tipos de Compuertas:.....	36

2.6	FENÓMENOS DE AIREACIÓN EN DESAGÜES DE FONDO.....	39
2.6.1.	Tipos de Aireación	42
2.7	CONDUCTO DE DESCARGA DE FONDO	48
2.7.1.	Conductos de descarga en Lámina Libre	48
2.8	LANZADOR CIRCULAR O SALTO DE ESQUÍ	53
2.8.1.	Parámetros para el Diseño del Salto de Esquí	54
2.8.2.	Alcance y Altura Máxima del Chorro	57
2.8.3.	Tipos de Saltos de Esquí	62
CAPITULO III: DISEÑO HIDRÁULICO DE LA OBRA DE TOMA.....		65
3.1.	GENERALIDADES.....	65
3.1.1.	Factores que Intervienen en la Elección del Tipo de Toma	65
3.1.2.	Tipo de Obra de Toma seleccionada para la Represa Pisit.....	66
3.2.	CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA OBRA DE TOMA	67
3.2.1.	Cálculo de la Geometría de la Obra de Toma	69
3.2.2.	Aireación de la Compuerta de Descarga.....	75
3.3.	CONFIGURACIÓN FINAL DE LA OBRA DE TOMA	77
CAPITULO IV: DISEÑO HIDRÁULICO DEL CONDUCTO DE DESCARGA DE FONDO		79
4.1.	GENERALIDADES.....	79
4.2.	CÁLCULOS HIDRÁULICOS DEL CONDUCTO DE DESCARGA.....	79
4.2.1.	Pendiente del Conducto de descarga de fondo.....	79
4.2.2.	Cálculo de los Tirantes en el Conducto de descarga de fondo	80
4.2.3.	Aireación del Conducto de Descarga en Lámina Libre	83
4.3.	CONFIGURACIÓN FINAL DEL CONDUCTO DE DESCARGA.....	84
CAPITULO V: DISEÑO HIDRÁULICO DEL LANZADOR CIRCULAR O SALTO DE ESQUÍ.		85
5.1	GENERALIDADES.....	85
5.2	CÁLCULOS HIDRÁULICOS DEL LANZADOR CIRCULAR	85
5.2.1.	Cálculo del Radio Mínimo del Trampolín.....	85
5.2.2.	Cálculo de la Geometría del Flujo.	87
5.2.3.	CONFIGURACIÓN FINAL DEL SALTO DE ESQUÍ	88
CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		90
BIBLIOGRAFÍA:.....		92
ANEXOS		95

RESUMEN

El estudio de la Represa Pisit nace de la necesidad de incrementar las hectáreas de riego y regular los caudales que se pierdan en las épocas de lluvia, y de acuerdo con el primer objetivo se ha diseñado la obra de toma. Este proyecto se ubica en la provincia de Santa Cruz del departamento de Cajamarca, en la cuenca del río Pisit.

La Represa Pisit proyectada es del tipo CFRD de 31m de altura con una obra de toma regulado por 4 compuertas hidráulicas, un conducto o canal de descarga y un salto de Esquí para la restitución de los caudales al río Pisit.

La condición de diseño de la obra de toma fue para un caudal de oferta de 1m^3 , en donde se consideró dos conductos de ingreso por razones de seguridad. Los conductos de ingreso se encuentran en la cámara seca de la torre de toma y cuentan con dos compuertas, la primera permanece totalmente abierta que es la de emergencia y la otra que se encuentra aguas abajo es la compuerta de control.

El conducto de descarga tiene una longitud total de 190m y tiene dos (2) tramos. El primero tiene una longitud 69.5m con una pendiente de $S=2\%$ y el segundo tramo tiene una longitud de 104.5m con una pendiente de 44%. La transición entre los dos tramos es del tipo parabólica con una longitud de 12.0m. Además el primer tramo tiene un ancho y altura de 3m, y el segundo tramo tiene un ancho y altura de 2m siendo ambos del tipo herradura. La aireación de las compuertas y el conducto de descarga están compuesta por 4 tuberías de un diámetro de 0.20m.

El salto de Esquí o Lanzador circular es la estructura hidráulica final que descarga los flujos del embalse hacia el río Pisit y tiene una longitud de 13.1m. El radio del trampolín es de 10m con un ángulo de lanzado de 22° y una distancia máxima de alcance de 15.3m.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N°2.1	Clasificación de Presas, Bureau of Reclamation (1970)	15
Cuadro N°3.1	Datos del Resumen de la Represa Pisit	71
Cuadro N°3.2	Relación de materiales de la Rejilla	72
Cuadro N°3.3	Cálculo de la pérdida por rejilla	72
Cuadro N°3.4	Cálculo del Nivel de aguas en la Cámara Húmeda	73
Cuadro N°3.5	Cálculo del Tirante aguas abajo de la Compuerta	74
Cuadro N°3.6	Cálculo de parámetros hidráulicos en el Conducto	75
Cuadro N°3.7	Determinación de la ventilación de la estructura de descarga.	76
Cuadro N°4.1	Cálculo de la Pendiente del Conducto de Descarga	79
Cuadro N°4.2	Cálculo del Tirante en el Conducto de Descarga	80
Cuadro N°4.3	Cálculo del Tirante Normal y Tirante Crítico	81
Cuadro N°4.4	Perfil S3 en el Conducto de Descarga-Tramo I	81
Cuadro N°4.5	Perfil S2 en el Conducto de Descarga-Tramo II	83
Cuadro N°5.1	Resumen de los Parámetros Geométricos.	88

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 2.01	Sección Típica de una Presa CFRD, adaptado de Cooke James Barry.....	18
Figura N° 2.02	Sección Típica del dique de la Represa Pisit-Plano PD-011	20
Figura N° 2.03	Obra de Toma debajo del Dique, Presa del Lago Applegate en el distrito de Portland.....	21
Figura N° 2.04	Obra de Toma a través del estribo de la Presa del Lago Lost Creek en el distrito de Portland.....	22
Figura N° 2.05	Toma con rejillas, compuerta de sector de control y con conducto en superficie libre.....	24
Figura N° 2.06	Disposición de los multiniveles en la torre de toma en la Presa Berg River, Sudafrica.....	25
Figura N° 2.07	Obra de toma con tiro vertical en túnel a presión.	26
Figura N° 2.80	Obra de toma con tiro vertical, túnel a presión, galería vertical para compuertas deslizantes y conducto abierto.	26
Figura N° 2.09	Obra de toma con torre y túnel.....	27
Figura N° 2.10	Obra de Toma en Presa de Gravedad.	28
Figura N° 2.11	Disposición típica de torre de toma	29
Figura N° 2.12	Torre de Toma de sección rectangular, Presa Pomme de Terre en el Distrito de Kansas.	31
Figura N° 2.13	Torre de Toma de sección Circular, Presa Perris en el Estado de California.	32
Figura N° 2.14	Torre de Toma de sección irregular, Presa Lost Creek en el Distrito de Portland.	33
Figura N° 2.15	Rejilla con separadores de tubo y perno.	35
Figura N° 2.16	Esquema de una compuerta deslizante de fierro fundido.....	37
Figura N° 2.17	Compuerta tipo Vagón.	38
Figura N° 2.18	Compuerta radial con capleta superior de la Presa de Pumares, Orense 1971.....	38
Figura N° 2.19	Aireación natural.	40
Figura N° 2.20	Aireación artificial.....	41
Figura N° 2.21	Caudales de aire habituales en desagües de fondo.....	42
Figura N° 2.22	Tipos de flujo de la mezcla entre agua y aire.	43

Figura N° 2.23	Clasificación de Tipos de Flujo en desagües de fondo con aireación.....	44
Figura N° 2.24	Demanda de aire en flujos con resalto y sin resalto hidráulico. .	46
Figura N° 2.25	Demanda de aire en flujos libre y pulverizado.	47
Figura N° 2.26	Esquema de flujo en compuertas dentro de un conducto de descarga.....	49
Figura N° 2.27	Coeficiente de Contracción en flujos a través de tubos sumergidos.	50
Figura N° 2.28	Flujo bajo una compuerta vertical.....	51
Figura N° 2.29	Coeficiente de gasto de una compuerta plana vertical según Cofre y Buchheister.	51
Figura N° 2.30	Red de flujo para una compuerta plana.	52
Figura N° 2.31	Parámetros usados en el diseño de Lanzadores Circulares.	54
Figura N° 2.32	Perfiles de lanzamiento y Ángulo Efectivo	56
Figura N° 2.33	Tipos de lanzamiento en trampolines.....	58
Figura N° 2.34	Definición de los elementos del chorro en un Salto de Esquí	59
Figura N° 2.35	Efecto de la resistencia del aire, Ábaco de Kawakami.	60
Figura N° 2.36	Medidas recomendadas para deflectores, lisos (a) y estriado (b).	62
Figura N° 2.37	Acción del agua en los trampolines lisos y dentados.....	63
Figura N° 2.38	Características del flujo en un trampolín dentado.....	64
Figura N° 3.01	Configuración de la Represa Pisit.	68
Figura N° 3.02	Plano en elevación de la Torre de Toma.....	69
Figura N° 3.03	Plano en planta de la Torre de Toma.	70
Figura N° 3.04	Esquema de la Obra de Toma.	74
Figura N° 3.05	Perfil longitudinal de la Obra de Toma.	78
Figura N° 4.01	Sección Transversal del Canal de Descarga – Tramo I.....	80
Figura N° 4.02	Curva Parabólica de Cambio de Pendiente entre el Tramo I y II.	82
Figura N° 4.03	Sección Transversal del Canal de Descarga - Tramo II.	82
Figura N° 5.01	Vista en Elevación del Lanzador Circular.....	86
Figura N° 5.02	Configuración Final del Lanzador Circular.....	89

LISTA DE SÍMBOLOS Y DE SIGLAS

LISTA DE SIMBOLOS

- A = Área de la abertura, en m².
- An = Área neta de paso entre rejillas, en m².
- Ab = Área bruta de la estructura de rejillas, en m².
- a = Abertura de la compuerta (m).
- b = Ancho de la compuerta (m).
- Cc = Coeficiente de contracción.
- Cd = Coeficiente de descarga para orificio sumergido o tubo corto.
- CV = Coeficiente de velocidad.
- dt = Tirante de ingreso al salto en esquí (Pies).
- d1 = Carga en el perfil del vertedero (m).
- Fc = Número de Froude de la vena o chorro contraído aguas abajo de la compuerta.
- Ft = Número de Froude de flujo ingresante al salto en esquí.
- g = Es la aceleración de la gravedad, 9.81 m/s².
- H = es la diferencia de niveles del agua antes y después de la compuerta, en m.
- He = Pérdidas de energía desde la entrada a la sección de la compuerta.
- Hj = Carga de velocidad.
- Hr = Pérdida por Rejillas.
- Hv = Carga de velocidad (m).
- h = Carga hidráulica entre el nivel aguas arriba del vertedero y el nivel más bajo del esquí (m).
- ha = Altura de presión del aire.
- he = Altura de velocidad en el labio del esquí (m).
- h_{min} = Altura mínima del labio(m).
- h1 = Profundidad del flujo (m).
- K = Coeficiente de Pérdida en rejilla.
- L = Longitud en la que el flujo descargado bajo la compuerta de altura "a", hasta alcanzar un valor "Cca".
- L₀ = Alcance teórico del chorro (m).
- Lt = Longitud de trayectoria o alcance del chorro (m).

PT	=	Unidad de carga específica en la solera del esquí (Kg/m ²).
Q	=	es el caudal que descarga la compuerta, en m ³ /s.
Q1	=	Aireación directa en la compuerta.
Q2	=	Aireación en la solera.
Q3	=	Aireación procedente de la salida del túnel.
Q4	=	Aire arrastrado por encima de la corriente.
Q5	=	Aire arrastrado por la corriente
Qa	=	Caudal de aire o demanda de aire.
Qw	=	Caudal de agua.
r	=	Radio de curvatura (m).
r _{min}	=	Radio mínimo (m).
s	=	Pendiente de la rápida (m/m).
V0	=	Velocidad a la salida del esquí (m/s).
V1	=	Velocidad del flujo (m/s).
Vj	=	Velocidad en la salida del salto en esquí (m/s).
Vt	=	Velocidad de flujo entrante al salto en esquí (Pies/seg).
X	=	Alcance del chorro (m).
XM	=	Componente horizontal máxima del chorro (m).
x	=	Componente horizontal (m).
Y	=	Distancia entre el labio y la superficie libre de la descarga (m).
Y1	=	Distancia entre el labio y la superficie libre de la descarga (m).
y1	=	Nivel de flujo hacia aguas arriba (m).
y2	=	Es el tirante de la vena contracta que descarga la compuerta, antes del salto hidráulico, (m).
y3	=	Nivel de flujo hacia aguas abajo (m).
Zj	=	Altura relativa de impacto a la salida del salto en esquí (m).
ZM	=	Componente vertical máxima del chorro (m).
Z3	=	Es el desnivel que existe desde la cresta del esquí hasta el nivel aguas abajo del impacto del chorro (m).
z	=	Componente vertical (m).
α	=	Ángulo de salida de la trayectoria (°).
αj	=	Ángulo de salida (°).
β	=	Razón de aireación.
ρ	=	Densidad del agua (Kg/m ³).
γ	=	Peso específico del agua (Kg/m ³).

- θ = Ángulo de salida (°).
 Φ = Ángulo de salida del esquí con la horizontal (Radianes).

LISTA DE SIGLAS

- CCR - Concreto Compactado por Rodillo.
CIGP = Comisión Internacional de Grandes Presas.
CNEGP = Comité Nacional Español de Grandes Presas.
CFRD = Concrete Faced Rockfill Dams.
FONCODES = Fondo de Cooperación para el Desarrollo Social.
HCR = Hormigón Compactado por Rodillo.
IPTIG = Instituto Peruano de Tecnología, Innovación y Gestión.
ICOLD = International Commitee of Large Dams.
SAGARPA = Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación.
USBR = United State Bureau of Reclamation.
USACE = United State Army Corps of Engineers
NAMO = Nivel de aguas máximas ordinarias.
NAME = Nivel de aguas máximas extraordinarias.
NAMI = Nivel de agua mínimo

INTRODUCCIÓN

La obra de Toma, se denomina así a la estructura o al conjunto de estructuras que se construyen con el objeto de extraer el agua de forma controlada de un reservorio y que se puedan utilizar con el fin para el cual fue proyectado su aprovechamiento. La función de la obra de toma depende de los objetivos del almacenamiento y así se tienen tomas para generación de energía eléctrica, para riego, dotación de agua potable, desvío de la corriente durante la construcción y como desagües para el vaciado rápido del vaso. De acuerdo con el CNEGP (Comité Nacional Español De Grandes Presas), esta última función está asociada a todas las anteriores, pues se considera a los desagües de fondo como el sistema de seguridad fundamental de las presas porque son imprescindibles para realizar desembalses controlados. En el presente estudio se ha proyectado una presa de almacenamiento y la función de la obra de toma es para dotar de agua para la irrigación de las parcelas de los caseríos de la Provincia de Santa cruz.

Para el diseño de la obra de toma se han tomado en cuenta las experiencias y consideraciones del USACE (U.S. Army Corps of Engineers) y el USBR (U. S. Bureau of Reclamation). En el caso del Conducto de descarga se han tomado en cuenta las recomendaciones del ICOLD (International Commite of Large Dams) y el CNEGP (Comité Nacional Español de Grandes Presas). Asimismo los parámetros de diseño del Salto de Esquí han sido tomados del USACE.

Además según el SAGARPA (Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación) de México, las obras de toma se utilizan en presas para controlar, regular y derivar el gasto hacia la conducción. Su importancia radica en que es el punto de inicio del abastecimiento, por lo que debe ser diseñada cuidadosamente para evitar un déficit en el suministro o en encarecer innecesariamente los costos del sistema por un sobredimensionamiento.

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

De acuerdo con el estudio de factibilidad del Proyecto de Construcción de la Represa Pisit (Elaborado por J&R Projets Contratistas y Consultores S.A.C), de las 142,000 ha que posee la provincia de Santa Cruz, sólo 4,452 ha, es decir, solo el 3%, son suelos aptos para el desarrollo de actividades agrícolas y pecuarias con limitaciones de clima, 15% tienen aptitud forestal y pastos de calidad media. Según la Sub Dirección Regional de Chota, de las 141,993 ha que tiene Santa Cruz, 5,532 son tierras agrícolas y 36,926 son tierras usadas en la ganadería, las tierras de cultivos y las tierras usadas para la ganadería, no son fértiles por su uso excesivo, sistemas riego inadecuados e ineficientes, falta de técnicas de conservación y mejoramiento de suelos.

En virtud de dicha situación, la Municipalidad Provincial de Santa Cruz en su programa anual de inversión pública concibió el "Proyecto de Construcción de La Represa Pisit Santa Cruz, Provincia de Santa Cruz – Región Cajamarca". Esto se debió básicamente a los pedidos continuos de contar con un reservorio, de los distintos caseríos y del comité de riego de Santa Cruz, a diversas instituciones como: La Municipalidad Provincial de Santa Cruz, Agrorural e IPTIG (Instituto Peruano de Tecnología, Innovación y Gestión).

En 1992 se reconstruyó el Canal Pisit-Chorro Blanco, por parte del Fondo de Cooperación para el Desarrollo Social (Foncodes), Esta obra hidráulica se encuentra desde el Caserío de Peña Blanca hasta Maraypampa. Desde el inicio de su operación, esta obra ha sido destruida por los agricultores en ambos márgenes del canal, debido al enfrentamiento entre la Comisión de Regantes y los agricultores; que no reconocen la Autoridad de la organización en la distribución del agua, realizando estos últimos malas prácticas de riego y generando grandes pérdidas de volúmenes de agua al regar por gravedad en sus parcelas. A partir del año de 2006 se han realizado obras de mejoramiento del canal y sus obras hidráulicas auxiliares para evitar las excesivas pérdidas en todo el recorrido del canal, pero esto no ha solucionado los problemas de fondo.

La disputa entre usuarios de agua de riego y la poblacional por el uso de la misma fuente de agua está relacionada en la cantidad y calidad del recurso hídrico, que no se encuentra regulado y que en épocas de avenida se pierden grandes volúmenes en el río Pisit. El recurso hídrico disponible para el proyecto Construcción de la Represa proviene de la microcuenca Pisit, cuyas aguas serán almacenadas durante los periodos de lluvia (Diciembre-Abril), para mantener un caudal constante durante todo el año. La Represa Pisit a nivel de Factibilidad es del tipo CFRD (Concrete Faced Rockfill Dams), que es una presa con un dique de enrocado con cara de concreto. En este proyecto se han identificado cuatro (4) obras hidráulicas importantes: El Aliviadero, La obra de Toma o Captación de Agua, El conducto de Descarga y El Canal Pisit-Chorro Blanco. Bajo este contexto, el presente informe, pretende evaluar el “Diseño Hidráulico de la Toma de la Represa Pisit”.

1.2 JUSTIFICACIÓN

De las diferentes obras hidráulicas diseñadas para el proyecto de la Represa Pisit, el presente Informe de Competencia Profesional describirá el diseño hidráulico de la obra de Toma, porque se desea complementar la parte teórica y práctica del diseño de las obras captación o de Toma, en donde se han identificado los siguientes elementos principales: La Torre de Toma, Conducto de descarga y el Lanzador Circular (Salto de Esquí).

La presa proyectada tiene como función mantener un caudal constante para la irrigación aguas abajo. El abastecimiento de agua será a los dos canales principales: Pisit-Chorro Blanco y Potrero, los cuales dotan de agua a los 23 caseríos de la provincia de Santa Cruz. Con el objetivo de satisfacer los caudales necesarios para la irrigación de los diferentes caseríos, se ha dispuesto de una obra de toma en la Represa Pisit. Atendiendo a la normativa internacional, en la obra de captación se han proyectado dos compuertas verticales hidráulicas, una de seguridad y, aguas abajo de esta, otra de operación.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:

Las Presas o represas son construcciones que tiene la finalidad de embalsar y/o desviar el curso natural del agua de un río y consiste en un muro o dique fabricado

con piedra, hormigón o materiales secos. Las Represas son estructuras hidráulicas que atraviesan el cauce de un río con la finalidad de represar agua para su posterior aprovechamiento. Las Represas tienen múltiples funciones como servir para abastecimiento de una población, desarrollo de proyectos de riego, o para la producción de energía hidroeléctrica. Para todos estos usos las represas deben tener diferentes obras hidráulicas que deben satisfacer los requerimientos u objetivos para los cuales fueron diseñados.

El desarrollo de esta investigación dará a conocer los diseños de las obras hidráulicas de la Toma de agua de la Represa Pisit. La finalidad de estas obras, es preservar el adecuado funcionamiento de la represa. Por todo lo citado, es de importancia que para el correcto funcionamiento del desagüe y evitar daños durante su operación, se dispondrá de un sistema de aireación aguas abajo del dispositivo de cierre. El diseño así planteado, garantizara la eficiencia de la obra de toma evitando la aparición de presiones negativas, así como daños por los fenómenos de cavitación y vibraciones.

1.4 OBJETIVOS:

1.4.1 Objetivo Principal:

- Mostrar el Diseño Hidráulico de la Toma de la Represa Pisit.

1.4.2 Objetivos Específicos:

- Diseño Hidráulico de la Torre de Toma.
- Diseño Hidráulico del Conducto de descarga de Fondo.
- Diseño Hidráulico del Lanzador Circular.

CAPITULO II: FUNDAMENTO TEORICO.

2.1 CONFIGURACIÓN GENERAL DE UNA REPRESA

Una represa, no es más que una estructura artificial cuyo objetivo es contener el agua en un cauce natural, con el fin de satisfacer diferentes propósitos, como son abastecer en periodos de escasez, generar energía o amortiguar avenidas máximas.

Las represas retienen agua para utilizarla, por lo tanto requieren obras hidráulicas de desagüe o descarga voluntaria para controlar su utilización. A estos desagües se les denomina tomas las mismas que permiten la extracción del agua embalsada, asimismo las tomas están íntimamente ligadas con el objetivo del embalse, porque permite que este tenga la utilidad prevista; pero además la represa ha de ser capaz de evacuar el agua sobrante de las avenidas. Los órganos destinados a evacuar los caudales sobrantes se llaman aliviaderos.

La necesidad de contar con estos órganos de descarga condiciona la estructura de la represa, que es en todo momento una Estructura Hidráulica resistente y con órganos hidráulicos de descarga; y que además solo resulta segura si podemos controlar un posible exceso de almacenamiento, que podría originar desbordamiento y quizás grandes daños.

El diseño de una obra civil se inicia con la selección de una sollicitación que define las dimensiones de la obra. En el caso particular de una obra hidráulica, para dimensionarla, se requiere conocer el caudal máximo de diseño o la avenida de diseño.

Para el dimensionamiento, no sólo se debe estimar el caudal de diseño sino que se debe predecir su probabilidad de ocurrencia, es decir, cuántas veces se espera que sea excedido el caudal de diseño en determinado tiempo. Esto se realiza para trabajar con unos rangos de seguridad de acuerdo al tipo de obra proyectado, así también es importante considerar investigaciones experimentales y teóricas realizada por distintas agencias gubernamentales y privadas acerca de las obras hidráulicas a lo largo del tiempo hasta el presente, para obtener una infraestructura hidráulica técnica y económicamente factible.

2.1.1. Clasificación de las Presas

El Bureau of Reclamation (1970) ha clasificado a las presas: Según su Función, Diseño Hidráulico y Materiales utilizados para su construcción. En el cuadro 2.1 se resume los diferentes tipos de Presas y en los siguientes Ítems se describirá los tipos más comunes de estas.

Cuadro N°2.1 Clasificación de Presas, Bureau of Reclamation (1970)

Clasificación de las Presas				
Según Bureau Reclamation (1970)				
Ítem	Según	Clasificación	Tipo	
1	Función	Presas de Embalse		
		Presas de Derivación		
		Presas de Retención		
2	Diseño Hidráulico	Presas Vertedero		
		Presas no vertedero		
3	Materiales Empleados	Presas de Suelo		Presas Homogéneas
				Presas Heterogéneas o de Zonas.
				Presas de Pantalla
		Presas de Escollera		
		Presas de Hormigón		Presas de Gravedad
			Presas de Arco	
			Presas de Pantallas	
	Presas de Contrafuerte o Aligeradas			

Fuente: Elaboración Propia

2.1.2. Presa de Tierra

Son el tipo más común de presas, debido a que están formados exclusivamente por materiales en su estado natural con un proceso mínimo de tratamiento. Estas presas suelen tener componentes permeables por lo necesitan de un elemento para cumplir la función de impermeabilidad. Además los requisitos de las fundaciones son menos rigurosas, pero una de sus desventajas es que pueden

sufrir daños graves o ser destruidas por desbordamiento, si no se proyecta un vertedero con la capacidad suficiente.

2.1.3. Presa de Enrocado

En este tipo de presas se construyen con rocas de todos los tamaños para proporcionar el soporte al empuje del agua embalsada, de tal manera de asegurar la estabilidad de la presa. Debido a su alta permeabilidad se colocan pantallas en el paramento de aguas arriba. Un factor de gran importancia para las presas de enrocado es que al no existir subpresiones y al existir condiciones para que el enrocado se mantenga seco, los movimientos sísmicos no pueden producir presiones de poro o presiones intersticiales. Las pantallas son impermeables y pueden ser una capa de: Suelo Impermeable (arcilla, limo o arena con alto contenido de arcillas), Losa de Hormigón y Hormigón Asfáltico.

2.1.4. Presa de Hormigón

Las presas de hormigón tienen paramentos con taludes diferentes, en general muy fuertes aguas abajo y casi verticales aguas arriba. También podemos destacar que estas presas tienen perfiles relativamente esbeltos según el tipo, además podemos señalar que dentro este tipo presas se encuentran las más altas en el mundo. Este tipo de presas se subclasifica en: Presas de Gravedad, de Arco, de Pantalla y de Contrafuerte o Aligerados.

2.1.5. Presa de Hormigón Compactado por Rodillo (HCR o CCR)

Las presas de este tipo se diferencian al de una de concreto u hormigón convencional, por el tipo de proceso constructivo y la consistencia del concreto. El concreto del dique es de consistencia seca, slump cero o nulo, que se coloca de manera continua y se compacta con rodillo vibratorio. Además el mortero tiene que ser lo suficientemente húmedo para permitir una adecuada distribución durante el mezclado y compactación. De este tipo de Presas se tiene en el Perú la Presa de Antacoto, culminada en el año 1999 como parte del Proyecto Marca III y También se ha terminado en el año 2003 la Presa Rio Rejo con el sistema hardfill en Yanacocha.

2.1.6. Presa de Enrocado con Pantalla de Concreto (CFRD)

De acuerdo a la Comisión Internacional de Grandes Presas, ICOLD por sus siglas en inglés, las presas de enrocado se definen como las presas conformadas por

un terraplenado cuya estabilidad depende principalmente de la roca. Las presas de enrocado deben contener una zona impermeable, que usualmente es obtenida mediante una membrana impermeable en el talud aguas arriba. El enrocado compactado proporciona el soporte estructural, y la presa obtiene su impermeabilidad mediante una membrana de concreto armado que se construye a lo largo de toda la cara frontal del talud aguas arriba, la cual se construye sobre una zona de transición de material granular, que a su vez descansa sobre el enrocado. Y de acuerdo a lo mencionado anteriormente se puede deducir que los tres componentes principales son: La membrana Impermeable, Zona de Transición entre el enrocado y la membrana y la Zona de enrocado. En el Perú las presas de enrocado con pantalla impermeabilizante de concreto sobre el talud de aguas arriba, tenemos a la Presa Antamina 1 de 135 m de altura, la Presa Antamina 2 de 209 m de altura, ambos en Ancash y por último la Presa de Torata de 130 m de altura en Moquegua para la mina Cuajone, de similares características a las anteriores, siendo estas presas construidas para propósitos mineros y concluidas en los años 2002 y 2001 respectivamente.

Hoy en día tenemos a la más importante presa del tipo CFRD de grandes dimensiones que está siendo construida con fines de irrigación y aprovechamiento hidroeléctrico en Olmos, la presa Limón de 43 m de altura en su primera etapa y que alcanzará en su segunda etapa una altura máxima de 85 m, y capacidades de almacenamiento de volumen útil de 40 y 160 MMC. Además tenemos la presa Pillones en Arequipa con una altura 25 m y construida el año 2006 con el propósito de irrigar el valle Quilca con un volumen útil de aprovechamiento de 78 MMC.

A. Partes de una Presa CFRD

La presa de enrocado tiene los tres siguientes componentes principales:

1. **Membrana Impermeable de concreto armado** en toda la cara del talud aguas arriba, con la función fundamental de impermeabilizar la presa y evitar las filtraciones de agua. Tiene la ventaja de que cuando baja el nivel del agua puede realizarse el control de su funcionamiento y eventuales reparaciones.
2. **Cama de Transición entre el cuerpo del enrocado y la membrana impermeable**, para actuar como cama uniforme de soporte y para efectuar

la transmisión de la carga al enrocado. Esta zona también incluye un filtro colector de las filtraciones a través de la membrana impermeable.

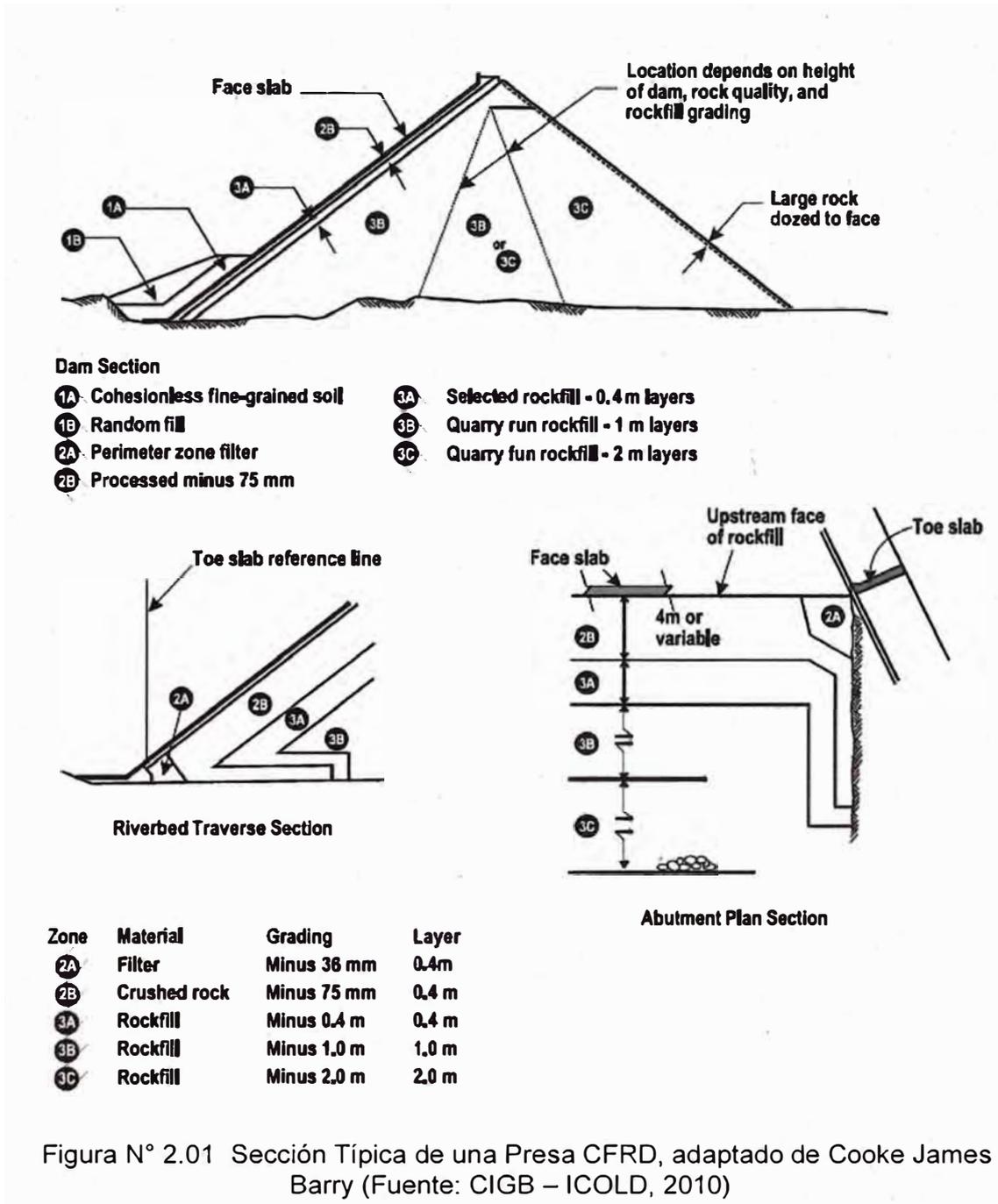


Figura N° 2.01 Sección Típica de una Presa CFRD, adaptado de Cooke James Barry (Fuente: CIGB – ICOLD, 2010)

3. **El Enrocado Compactado**, que constituye la mayor parte de la presa y proporciona el soporte para el empuje del agua embalsada. La roca compactada disminuye los asentamientos, incrementa el ángulo de fricción interna del cuerpo de la presa y también su resistencia al esfuerzo cortante.

En las Presas de CFRD es común usar la nomenclatura internacional, la zonificación y recomendaciones de construcción propuesto ICOLD (International Commite of Large Dams) en el 2010 y que se muestran en la figura 2.1.

Para el estudio de construcción de la Represa Pisit, en el núcleo del dique se colocará un material de tipo A1, que es un suelo del tipo grava limosa conformado por material fino y material de préstamo, colocados en capa cada 30 cm, sobre el cual se colocarán capas menores con material tipo 3 A como las gravas bien graduadas o roca con un tamaño máximo de 3" en capas de 30cm y el material tipo 3 B calificado como gravas bien graduadas o roca con un tamaño máximo de 3", su colocación se efectuará en capas de no más de 60cm empleando. Sobre estas capas se colocará el material 3C, el cual constituye el sector final del espaldón comprendido entre el eje de la sección transversal de la presa y la protección del talud de aguas abajo; por otro lado el material 3B se constituye en el sector del talud aguas arriba de la presa con material bien graduado de tamaño 3pulgadas con un porcentaje mínimo de material fino, sobre ello se constituye el material de transición tipo 3 A, asimismo sobre este material se rellenará el segundo material de transición 2B que será el material de apoyo de la losa de concreto dispuesta en el talud de aguas arriba, se trata de gravas bien graduadas con un tamaño máximo de 1 ½".

La colocación de concreto reforzado será sobre el material 2B aguas arriba hasta la corona del dique será calidad 280 kg/cm² y con fierro de ½ y 3/8 pulgadas espaciado cada 0.20 y 0.25 m con recubrimiento mínimo de 6 cm. Por otro lado se colocará el enrocado en el lado aguas abajo del talud formado por fragmentos de roca sana con tamaño menor a 0.40m que se podrá obtener de canteras 1 y 2 y se coloca en capas de 0.50m. Además, la base del talud aguas arriba se construirá el plinto de ancho de 5 m y un parapeto de concreto armado en la corona del dique para seguridad. Todas estas zonas descritas anteriormente de la Presa CFRD Pisit se muestran en la figura 2.2.

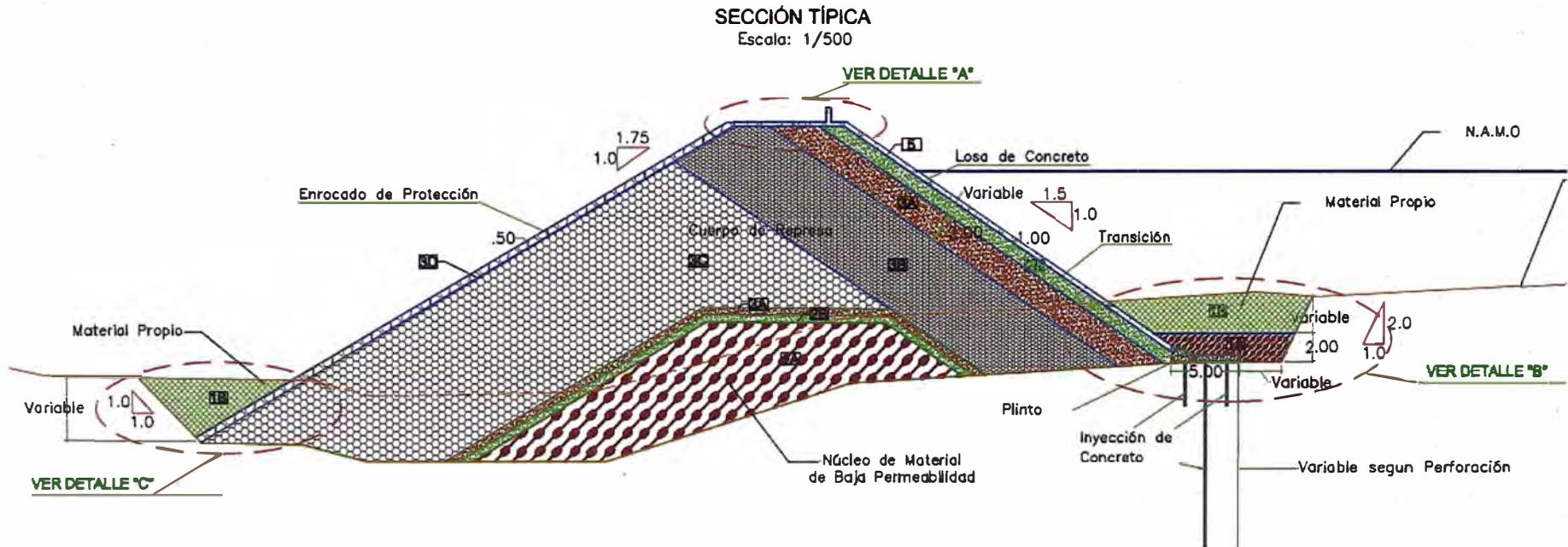


Figura N° 2.02 Sección Típica del dique de la Represa Pisit-Plano PD-011 (Fuente: J y R Projets Contratistas y Consultores, 2012)

2.2 OBRAS DE TOMA

Se denomina Obra de Toma al conjunto de estructuras que se construyen con el objeto de extraer el agua en forma controlada y por utilizarlo con el fin, para el cual ha sido proyectado su aprovechamiento.

Las obras de Toma están formadas por un conjunto de estructuras principales y auxiliares que permiten condiciones satisfactorias de flujo, eficiente control y regulación de los flujos de descarga en cualquier circunstancia.

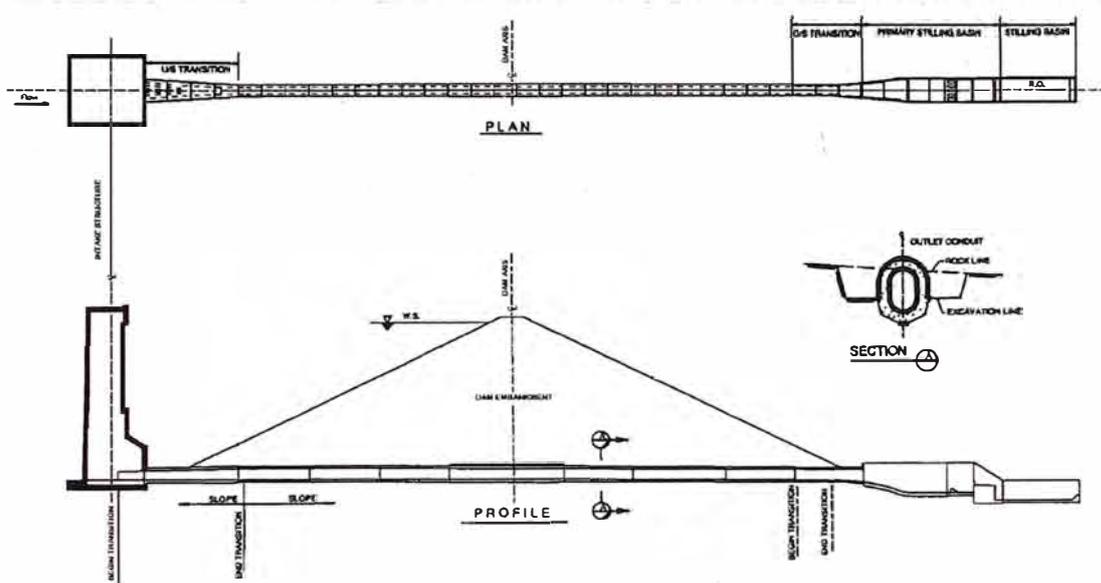


Figura N° 2.03 Obra de Toma debajo del Dique, Presa del Lago Applegate en el distrito de Portland (Fuente: U.S. Army Corps of Engineers, 2003).

En la figura N° 2.3 se puede observar la sección típica de una obra de toma y se encuentra en el Lago Applegate del distrito de Portland, en donde la estructura de conducción está por debajo del dique de la presa. Además también podemos notar que la conducción está colocado en corte y sobre roca. La obra de toma no solo puede colocarse en el cauce del río sino también en uno de los estribos de la presa, como se puede ver en la Figura N°2.4. Esta figura pertenece a la Presa del Lago Lost Creek y fue construido con la finalidad de generar energía.

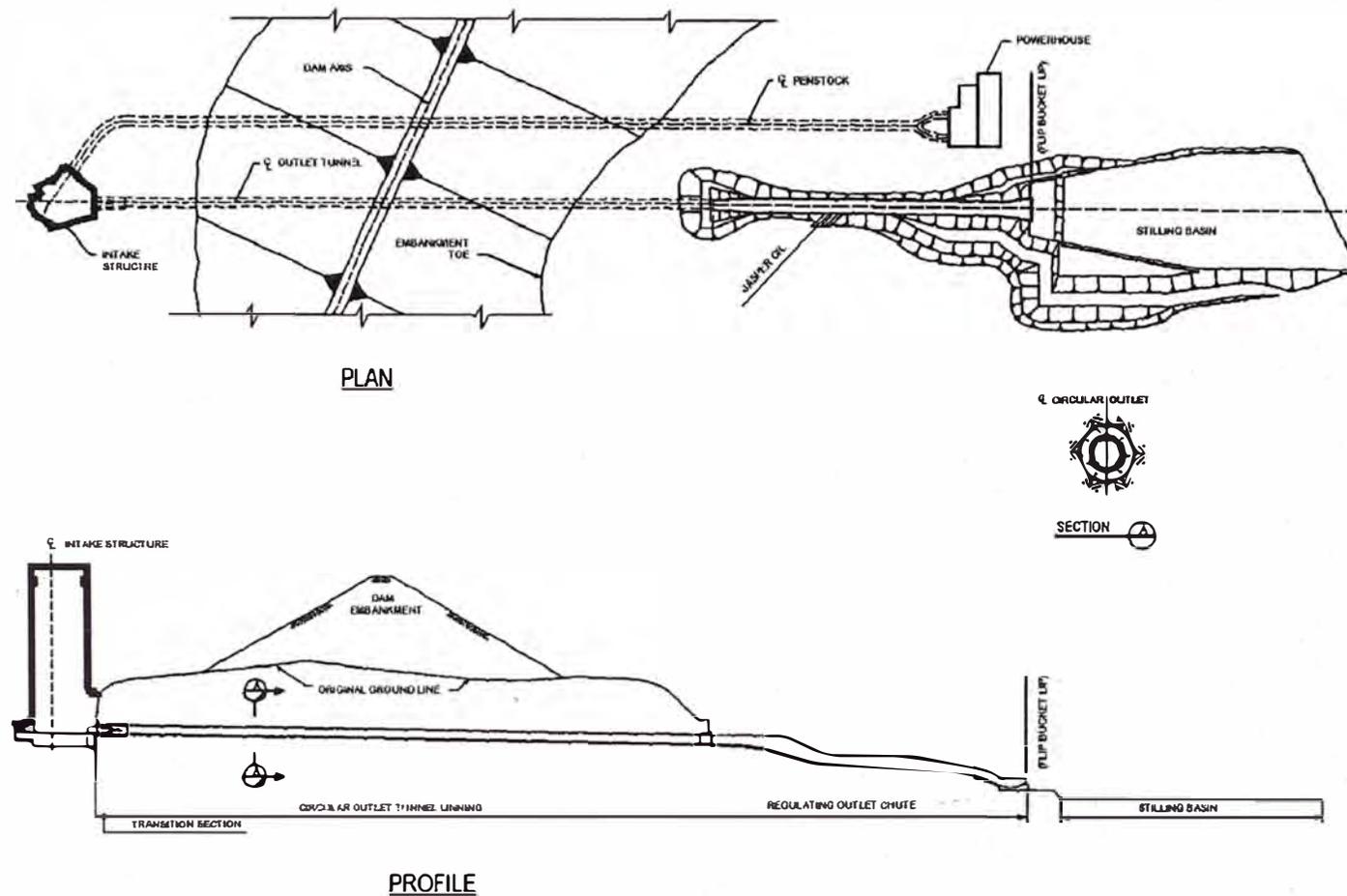


Figura N° 2.04 Obra de Toma a través del estribo de la Presa del Lago Lost Creek en el distrito de Portland (Fuente: U.S. Army Corps of Engineers, 2003).

Las obras de toma funcionan también como reguladoras, para dar salida a aguas temporalmente almacenadas en el espacio destinado al control de avenidas, o para desalojar con anticipación a la llegada de avenidas. Las obras de Toma también pueden funcionar como desagües de fondo para realizar desembalses controlados en caso de producirse problemas de seguridad en el sistema, daños en el dique de la presa ocasionados por movimientos sísmicos u otras causas, según el CNEGP.

Además las obras de toma en presas pueden servir para vaciar el vaso cuando se hace necesario inspeccionarlo, hacer reparaciones indispensables, o para mantener el paramento mojado de la presa u otras estructuras normalmente inundadas.

2.2.1. Tipos de Obras de Toma

De acuerdo con Francisco Torres Herrera (1987) los tipos de obras de toma se clasifican de acuerdo con el tipo de cortina o dique y estos pueden ser: Obras de toma a través de cortina de concreto y a través de cortina de tierra y enrocamiento.

Según el Bureau of Reclamation (1970) las obras de toma se pueden clasificar de acuerdo con su finalidad, sus características físicas y estructurales, o su comportamiento hidráulico. Por ejemplo un desagüe que vierta directamente al río se puede llamar desagüe de río; uno que descarga en un canal se denomina de canal y el que conduce el agua a través de conductos en carga se puede denominar desagüe de conducción forzada. Las obras de toma se pueden también clasificar por su comportamiento hidráulico, según estén provisto de compuertas o no, y en caso de conducción forzada, según que lo sean en toda o en parte de su longitud o que consistan exclusivamente en una conducción con superficie libre. A continuación describiremos la clasificación de acuerdo al comportamiento hidráulico.

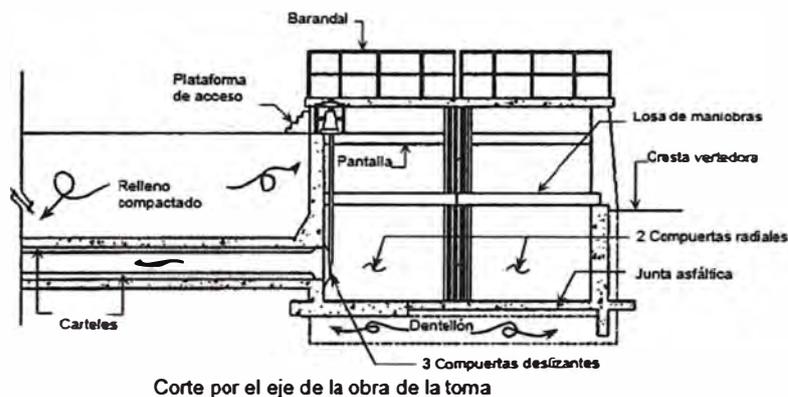
2.2.2. Obras de Toma de Poca Carga

Las obras de Toma de poca carga son utilizadas en proyectos de derivación sobre ríos y quebradas. La toma de este tipo de obra se realizan en presas pequeñas y los desagües habitualmente consisten en un canal a cielo abierto o una estructura enterrada en un estribo de la presa. La captación por derivación se conduce por túneles y conductos con superficie libre. Además los conductos pueden estar

parcialmente llenos o en su totalidad. Las compuertas para este tipo de obras son de control y de estanqueidad, y para cada una de estas funciones el tipo de compuertas pueden ser deslizantes o radiales (ver Figura N°2.5).



Corte por el eje de la obra de la toma



Corte por el eje de la obra de la toma

Figura N° 2.05 Toma con rejillas, compuerta de sector de control y con conducto en superficie libre (Fuente: Torres Herrera Francisco, 1987).

El caudal en estas obras puede controlarse con compuertas situadas en la embocadura o en un punto intermedio del conducto. Aguas debajo de los dispositivos de control se colocaran dispositivos de amortiguación de energía, si las velocidades de salida lo hacen necesario.

2.2.3. Obras de Toma en Lámina Libre

Las obras de Toma en lámina libre se utilizan en presas de tierra de mayor altura, y siempre son colocadas en conducto enterrado por debajo o rodeando la presa. También es posible realizar la conducción con túneles a través de uno de los estribos. De acuerdo a las condiciones de la conducción, el agua en conducto o en túnel, el agua fluirá en superficie libre (ver Figura N°2.6).

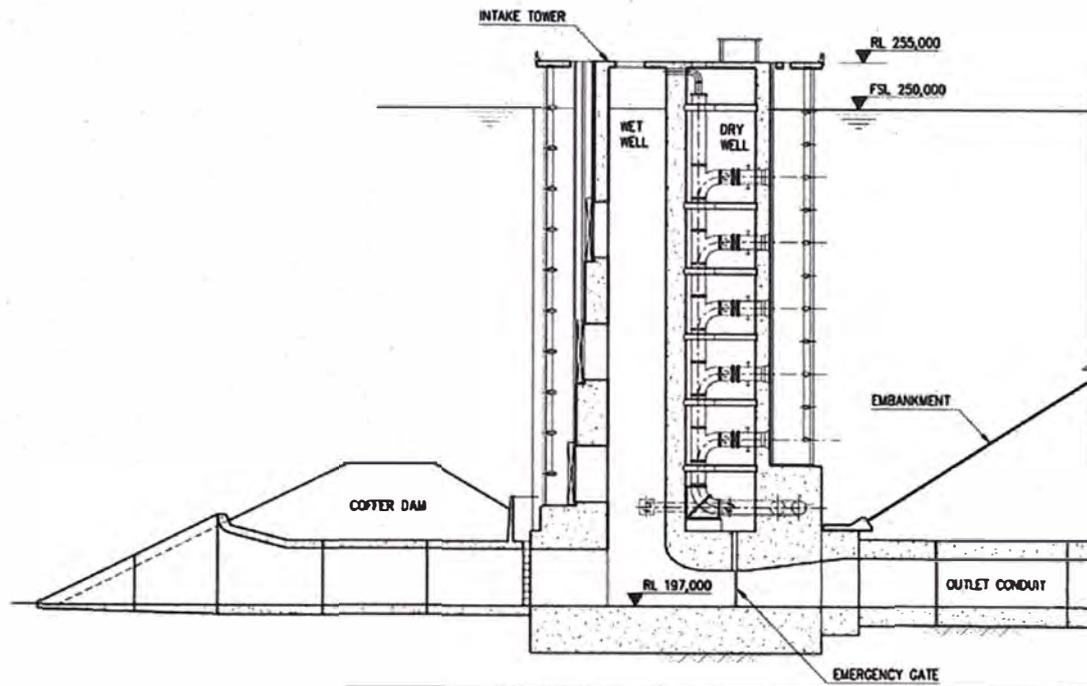


Figura N° 2.06 Disposición de los multiniveles en la torre de toma en la Presa Berg River, Sudáfrica (Fuente: Inwent, Capacity Building International Germany, 2009).

Las tomas pueden disponerse para sacar agua del fondo del embalse o de un nivel más alto. En la salida de la conducción aguas abajo se pueden utilizar dispositivos disipadores de energía como: posas de amortiguación y saltos de esquí.

2.2.4. Obras de Toma con Conductos en Presión y Túneles

En este tipo de obras de toma son utilizadas en presas de tierra de mediana y gran altura, y los flujos de agua son conducidos por conductos o túneles en carga. Las tomas al igual que en las de lámina libre, pueden disponerse a diferentes niveles o ser tomas multiniveles. Para el sistema de control y el régimen de circulación se pueden disponer para el acceso a las compuertas de presión mediante: por un pasadizo dentro del conducto o túnel con entrada por el extremo aguas abajo (ver Figura N°2.7), por un pozo que baje desde la coronación de la presa, por medio de un camino aparte o galería de acceso en el túnel.

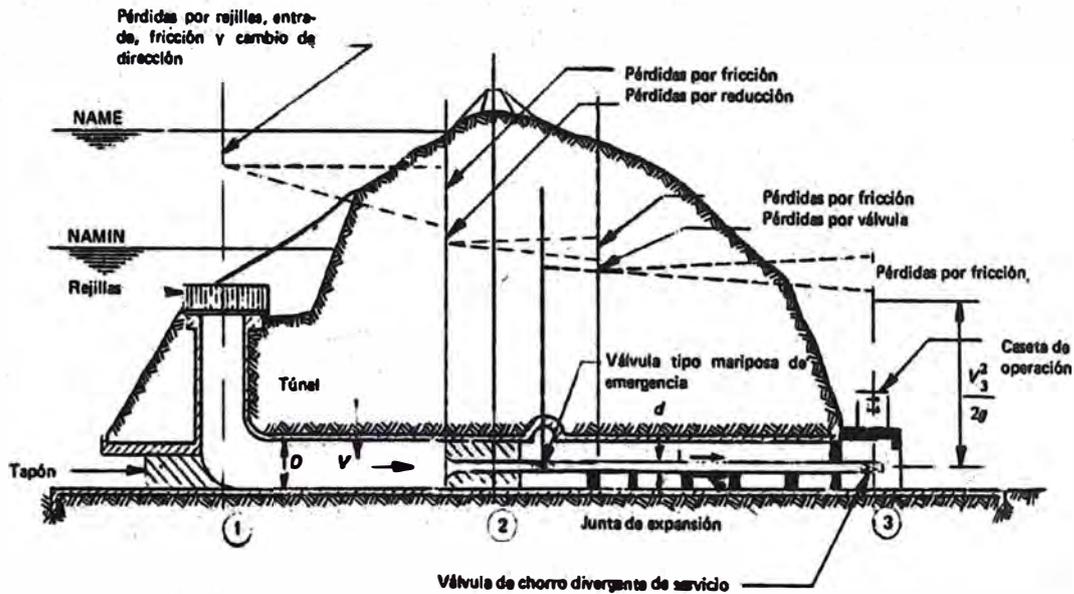


Figura N° 2.07 Obra de toma con tiro vertical en túnel a presión (Fuente: Torres Herrera Francisco, 1987).

2.2.5. Obras de Toma Combinando Conductos en Presión y Lámina Libre

Este tipo obras tiene las mismas características que una toma a presión, pero la diferencia es su régimen del flujo, primero a presión y luego en lámina libre a través del conducto.

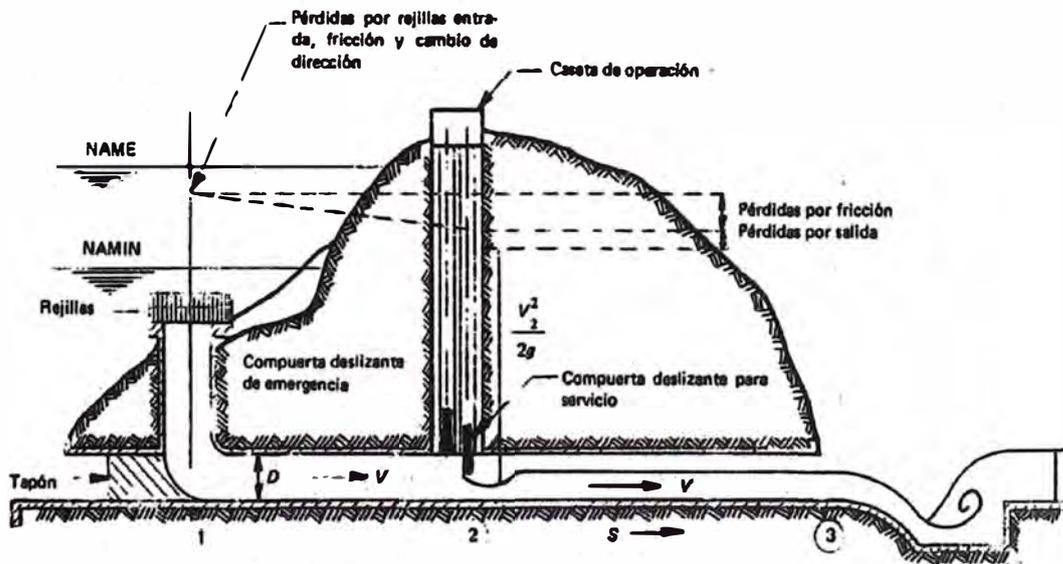


Figura N°2.08 Obra de toma con tiro vertical, túnel a presión, galería vertical para compuertas deslizantes y conducto abierto (Fuente: Torres Herrera Francisco, 1987).

Para el sistema de control y el régimen de circulación se pueden disponer para el acceso a las compuertas mediante: un puente de enlace con la torre de toma situado aguas arriba de la presa (ver Figura N°2.8), por un pasadizo dentro del conducto o túnel con entrada por el extremo aguas abajo, o por un pozo que baje desde la coronación de la presa (ver Figura N°2.9), o por medio de un camino aparte o galería de acceso en túnel.

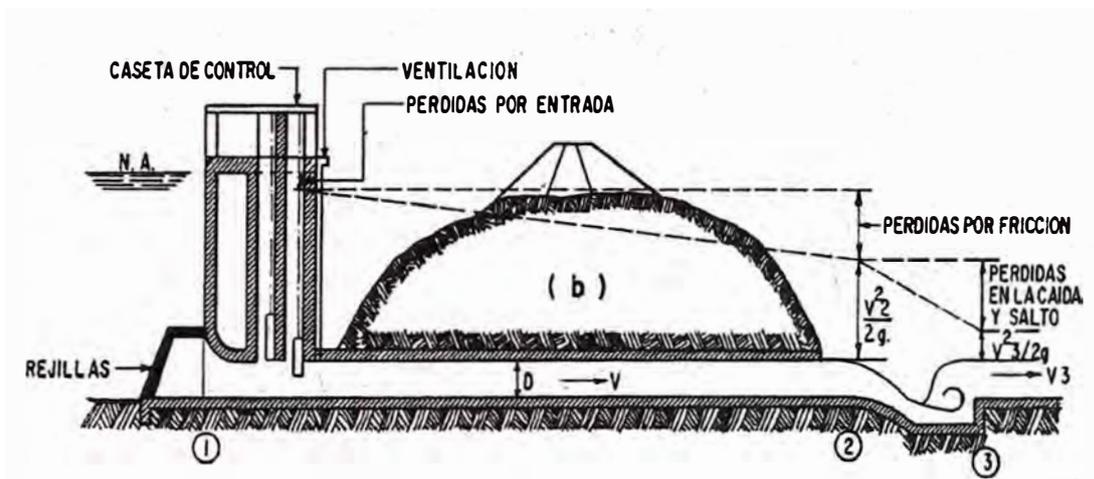


Figura N°2.09 Obra de toma con torre y túnel (Fuente: Torres Herrera Francisco, 1987).

2.2.6. Obras de Toma en Cortinas de Concreto o Presas de Gravedad

Las obras de Toma en las presas de hormigón o concreto atraviesan la presa por medio de un conducto prefabricado, o a través de una tubería embebida en la masa del concreto. Los dispositivos de toma y salida se pueden incorporar a los paramentos de aguas arriba y aguas abajo respectivamente (ver Figura N°2.10).

Generalmente el desagüe se dispone en la sección del aliviadero de superficie, utilizando una poza de amortiguación común para disipar la energía de ambos caudales. En el caso que el conducto de desagüe se sitúa en una sección diferente al vertedero de demasías, o cuando se deriva a un canal, es necesario proyectar un dissipador de energía por separado.

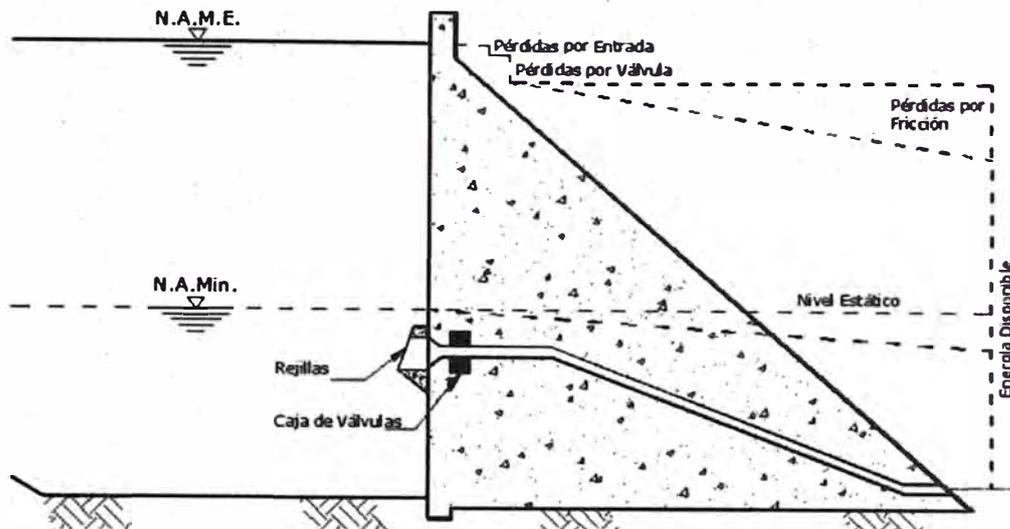


Figura N° 2.10 Obra de Toma en Presa de Gravedad (Fuente: Torres Herrera Francisco, 1987).

2.3 TORRE DE TOMA

La torre de toma de las presas son estructuras esbeltas de concreto armado, con compuertas de control y emergencia. Las compuertas son operadas mediante vástagos cuyos mecanismos se controlan, desde una plataforma superior en una caseta de control, de forma electromecánica por elevadores de compuertas (ver Figura N°2.11).

En diseños de algunas torres de toma estas pueden ser divididas en dos zonas, y se denominan como: la cámara húmeda y la seca. La cámara seca sirve para dar operación y mantenimiento de las compuertas de control. En la salida de la cámara húmeda se encuentran las compuertas de emergencia. En la toma inferior o de fondo se coloca en la estructura de ingreso las rejillas.

Los tipos de estructuras de torre son: Independientes e Inclinadas. Las torres independientes son las más comunes estructuras de toma vertical. Este tipo de torre permite aumentar la flexibilidad al buscar el lugar o sitio de ubicación de las obras de toma. Los conductos y descargas, el equipamiento de operación, y los accesos se pueden disponer más fácilmente a una estructura vertical. Un puente de servicios proporciona acceso a la parte superior de la estructura (ver Figura N°2.13).

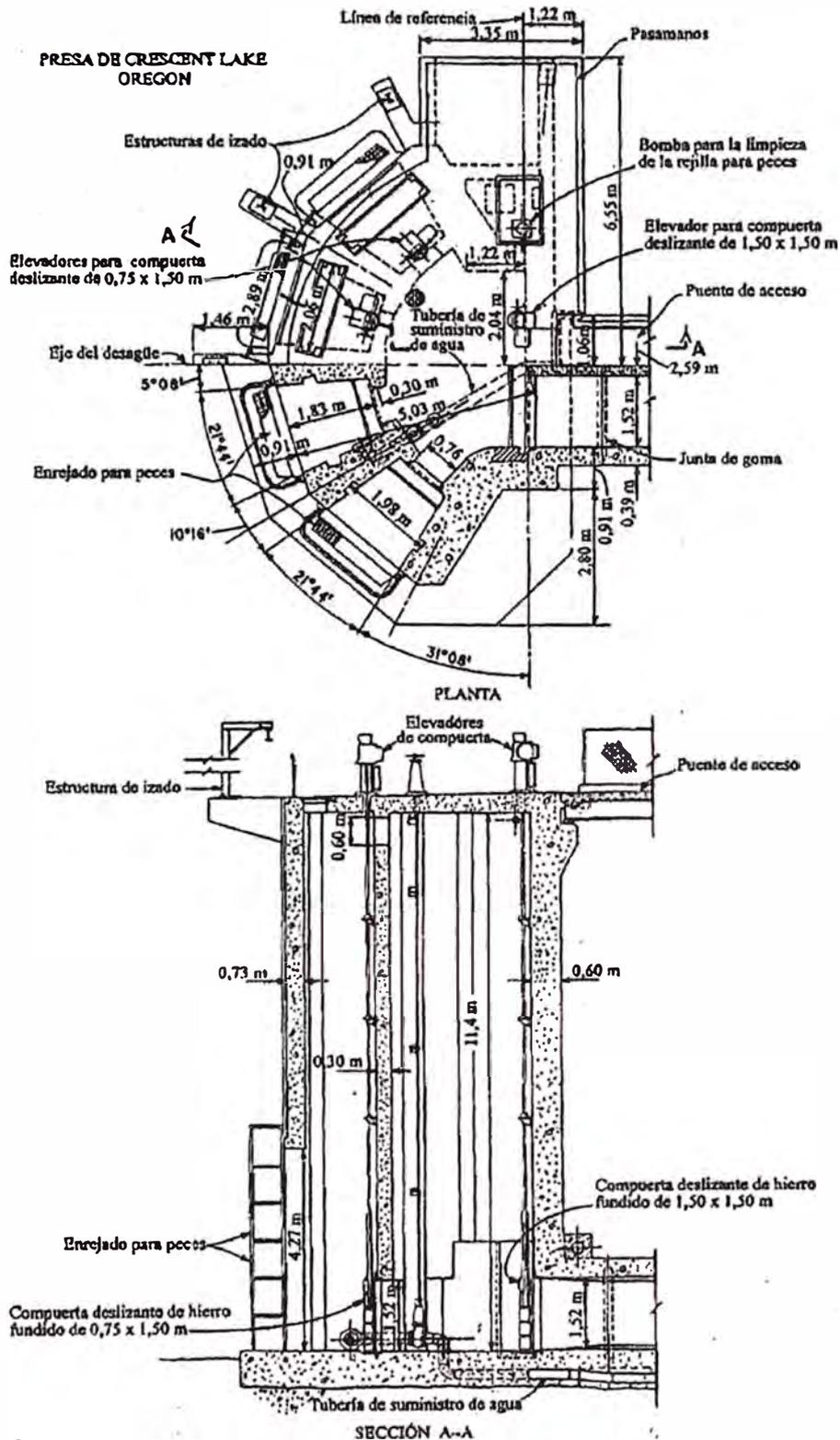


Figura N° 2.11 Disposición típica de torre de toma (Fuente: Bureau of Reclamation, 1970).

Las torres Inclinas son usadas en diques muy elevados que se encuentran en zonas con riesgo sísmico, en donde una estructura vertical no es factible. Una estructura inclinada tiene la ventaja de una mayor estabilidad por encima de una estructura vertical. Además las torres inclinadas se utilizan también cuando las presas están ubicadas en zonas montañosas de fuertes pendientes, o en cañones escarpados de roca sólida, estables y de buena calidad. En lugares de alto riesgo sísmico y laderas escarpadas, se colocaran anclajes sobre el estribo que se elija colocar la torre, y para prevenir el despegue del anclaje se debe investigar la geología del estribo. La ventaja de este tipo de estructuras es que se encuentran prácticamente libres de los efectos de sismos por carácter de esbeltez.

Según el Manual de Ingeniería del Cuerpo de Ingenieros de los estados Unidos EM 1110-2-2400, la forma de sección de las torres de toma pueden ser: Rectangulares, Circulares e Irregulares.

2.3.1. Torre de Toma rectangular

Las torres rectangulares son las más funcionales para embalses de poca carga y descargas largas (ver Figura N°2.12). En la forma rectangular se pueden diseñar y disponer de manera más eficiente las entradas y salidas, las compuertas y la operación de los equipos de elevación, entre otras características.

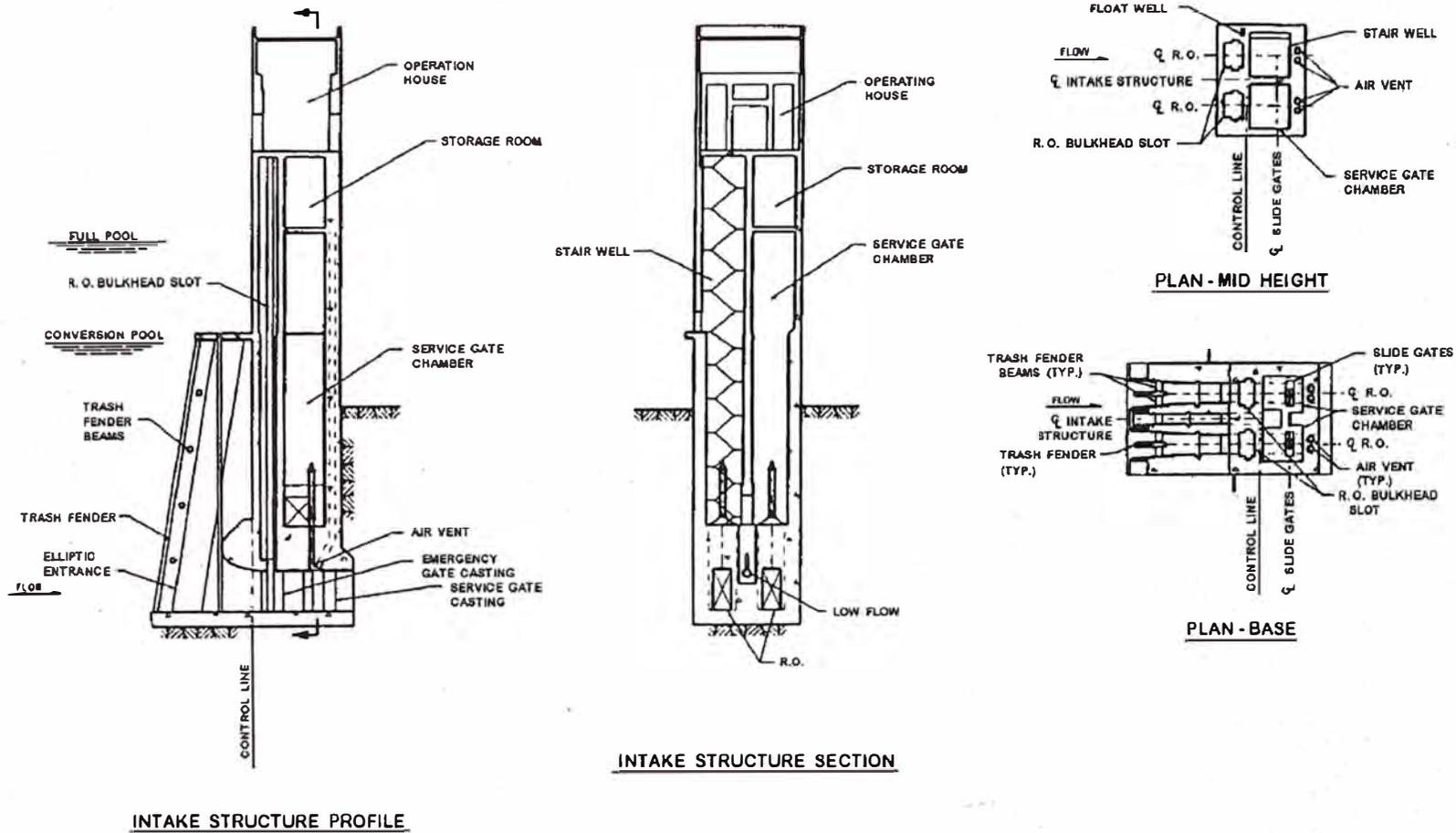


Figura N° 2.12 Torre de Toma de sección rectangular, Presa Pomme de Terre en el Distrito de Kansas (Fuente: U.S. Army Corps of Engineers, 2003).

Las torres rectangulares son usualmente más fáciles de construir y son adaptables a diferentes morfologías.

2.3.2. Torre de Toma Circular

Las torres circulares son estructuralmente más eficientes y proporcionan ahorros especialmente en proyectos de altas cargas de agua (ver Figura N°2.13). Los requerimientos para los accesos y la hidráulica de torre se adaptan fácilmente a la forma circular. La parte inferior de la estructura puede ser rectangular en donde se pueden disponer la toma de agua, las rejillas y las compuertas.

2.3.3. Torre de Toma Irregular

Una sección irregular de Torre de Toma, puede ser el resultado de inusuales y complejas formas. Las estructuras con cámara o pozo seco y húmedo, tomas en niveles elevados, múltiples pozos secos, entradas para peces y otras características especiales dan como resultados en diferentes y numerosas inusuales configuraciones (ver Figura N°2.10 y N°2.14). La cámara húmeda es una estructura de toma, usada para extraer agua de diferentes niveles del reservorio y de la mezcla obtener diferentes versiones de temperaturas controladas.

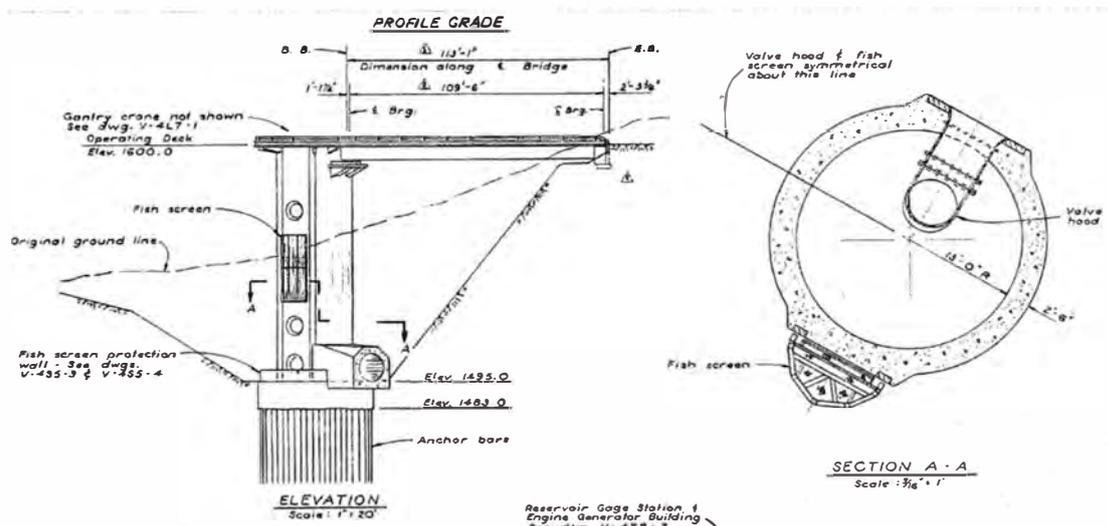


Figura N° 2.13 Torre de Toma de sección Circular, Presa Perris en el Estado de California (Fuente: Department of Water Resources, Division of Engineering, State of California, 2005).

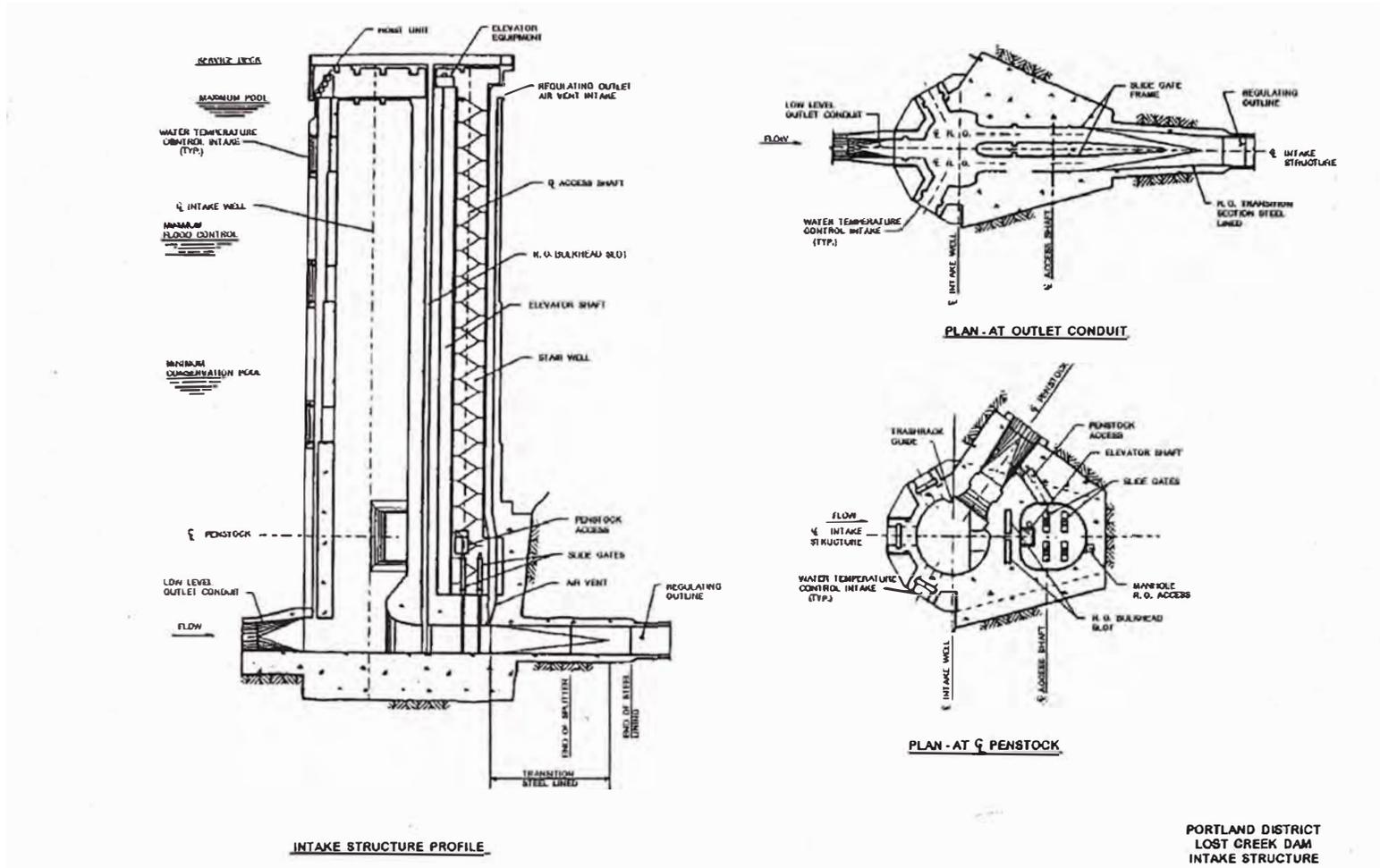


Figura N° 2.14 Torre de Toma de sección irregular, Presa Lost Creek en el Distrito de Portland (Fuente: U.S. Army Corps of Engineers, 2003).

Las cámaras húmedas pueden también ser usadas para retener sedimentos en multipuertos, en donde los puertos son cerrados con stoplogs cuando el nivel de sedimentos se eleva en el depósito. Las cámaras húmedas pueden cambiar de tamaño y pasar de una solo unidad a varios pozos.

Las cámaras secas están referido a la zona de accesos de los pozos, este proporciona acceso para las compuertas cuando están localizadas cerca de la estructura de admisión (ver Figura N°2.11). Las características comunes incorporadas dentro de la cámara seca son: el elevador, escaleras, ventilación, y una cámara abierta para la extracción y reparación de equipos con el objetivo de realizar reparaciones o mantenimiento. Todas estas características deben ser distribuidas de forma más eficiente, de tal manera de reducir el tamaño de la cámara seca. El área de la cámara abierta del pozo seco debe ser del tamaño adecuado y que permita la extracción

De las formas de torres mencionadas, la sección recomendada es circular, ya que presenta mejor comportamiento estructural ante sismos y presiones hidrostáticas, pero también pueden ser de secciones regulares.

2.4 REJILLAS

Las rejillas son usados para evitar que los sólidos flotantes atraviesen la estructura de entrada y que ingresen a los sistemas de conducción, pudiendo afectar los mecanismos que estén instalados aguas abajo, sean válvulas de emergencia, de servicio, turbinas hidráulicas o bombas (ver Figura N°2.15).

En algunos proyectos de poca carga hidráulica, puede ser innecesario instalar rejillas en obras de toma que trabajen con descarga a canales abiertos o túneles trabajando como tales. Los elementos que constituyen una rejilla son principalmente soleras de hierro apoyadas en vigas de concreto o viguetas de acero estructural.

La necesidad de rejillas de limpia de una obra de toma, depende de las dimensiones del conducto, del tipo de los dispositivos de control, de la naturaleza de suciedad que llega al embalse, de la utilización que se va dar al agua, de la

necesidad de eliminar los restos de pequeño tamaño, del caudal evacuado y otros factores. Todos ellos determinan el tipo de rejillas y la dimensión de sus aberturas.

Las rejillas en tomas someras generalmente se limpian a mano, con rastrillo; pero la limpieza en las rejillas de tomas profundas se hace con mecanismos automáticos que se desplazan sobre vías de rieles operados desde la superficie.

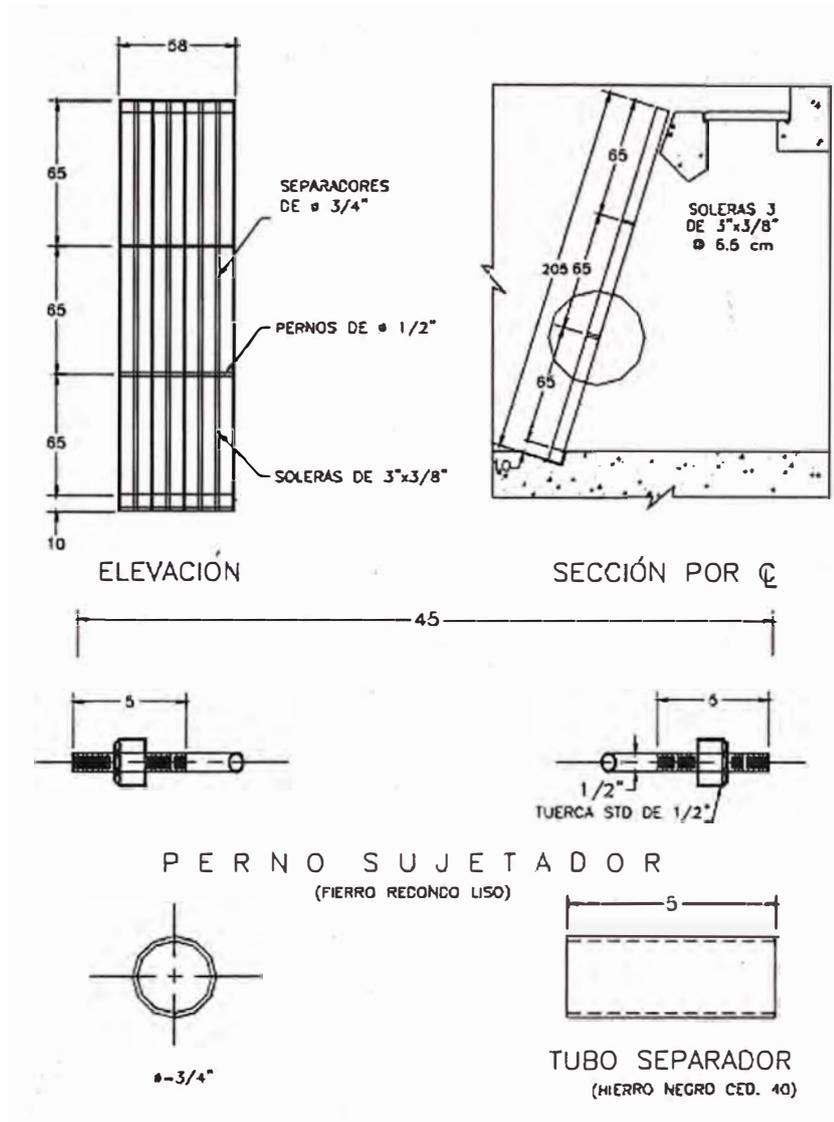


Figura N° 2.15 Rejilla con separadores de tubo y perno (Fuente: Comisión Nacional del Agua de México, 2007).

De acuerdo con el Manual Mexicano de Agua potable, Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua, las velocidades del agua a través del área neta entre rejillas varían de 1.0 m/s (en tomas someras) hasta 5.0 m/s en rejillas instaladas en tomas profundas. Algunos parámetros importantes que

deben ser tomados en cuenta a la hora de diseñar las estructuras de entrada de las obras de toma son: las velocidades del agua a través del vano de las compuertas, las pérdidas de carga por entrada y la localización de la obra de toma en relación con los niveles del embalse.

2.5 COMPUERTAS

Una compuerta consiste en una placa móvil, plana o curva, que al levantarse permite graduar la altura del orificio que se va descubriendo, y a la vez que controla la descarga producida.

Las compuertas se utilizan para regulación de gastos, con peculiaridades en su operación y en sus partes; por su diseño se clasifican en diferentes tipos, a continuación se mencionan algunas de ellas:

2.5.1. Tipos de Compuertas:

A. Compuertas deslizantes

En estas compuertas el elemento de cierre u obturación se mueve sobre superficies deslizantes que sirven a la vez como apoyo y sello. Generalmente se usan en estructuras de canales y en obras de toma (ver Figura N°2.16).

La hoja de la compuerta o elemento de obturación se acciona mediante un mecanismo elevador, a través de un vástago o flecha con la cual se impulsa la compuerta.

Una variante de este tipo son las llamadas "aguja", la cual consiste en una mampara para cierre temporal o de emergencia en cualquier tipo de estructura.

B. Compuertas Vagón

En este tipo de compuertas el mecanismo de cierre u obturación se mueve sobre un sistema de rodillos hasta el momento preciso de la condición estanca, ya sea que la hoja quede asentada sobre el marco de apoyo, o que, siguiendo apoyada sobre las ruedas, selle perimetralmente (ver Figura N°2.17).

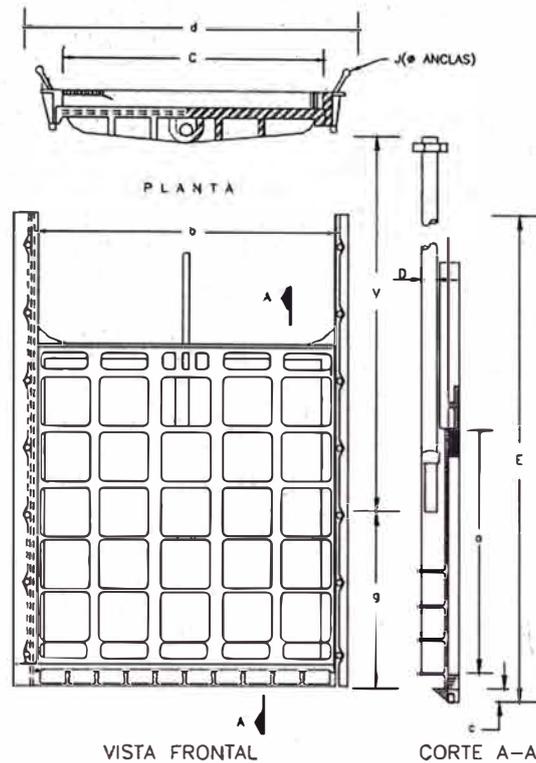


Figura N° 2.16 Esquema de una compuerta deslizante de fierro fundido
(Fuente: Comisión Nacional del Agua de México, 2007).

Su aplicación más común es la protección de centrales hidráulicas que además sirven como órgano de regulación para el acoplamiento de la turbina a la red. Las maniobras de accionamiento se realizan mediante cilindros hidráulicos de doble efecto, normalmente con vástago de acero inoxidable o recubrimiento cerámico.

En el caso de compuertas de protección de centrales hidráulicas, también se utilizan cilindros de simple efecto con amortiguación final cuando la compuerta cierra por gravedad.

Generalmente son diseñadas de manera que se pueda izar fuera de la superficie del agua, hasta una caseta de operación o una cámara de mantenimiento, donde se les puede dar mantenimiento o realizar reparaciones.

Este tipo de compuerta se utiliza en obras de toma profundas, para casos de emergencia y de servicio, también son utilizadas para cierre y mantenimiento en conductos de agua a presión.

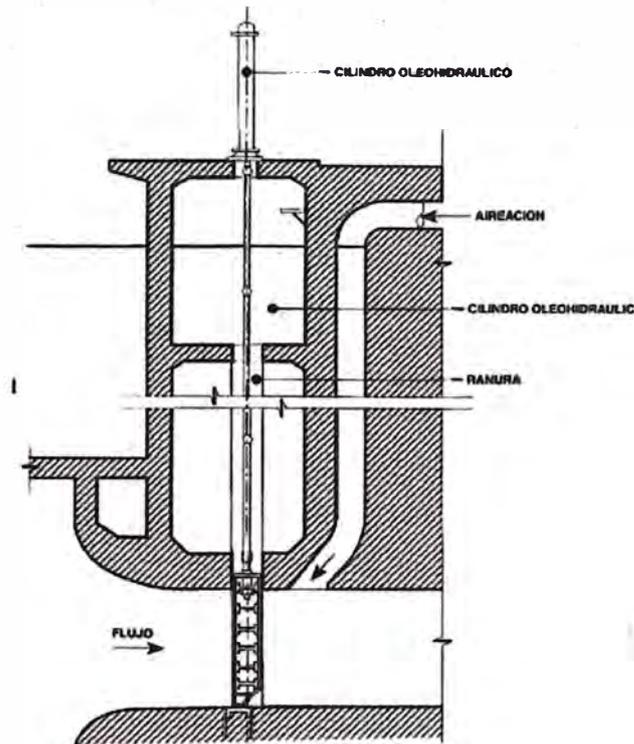


Figura N° 2.17 Compuerta tipo Vagón (Fuente: Comité Nacional Español de Grandes Presas-CNEGP, 1997).

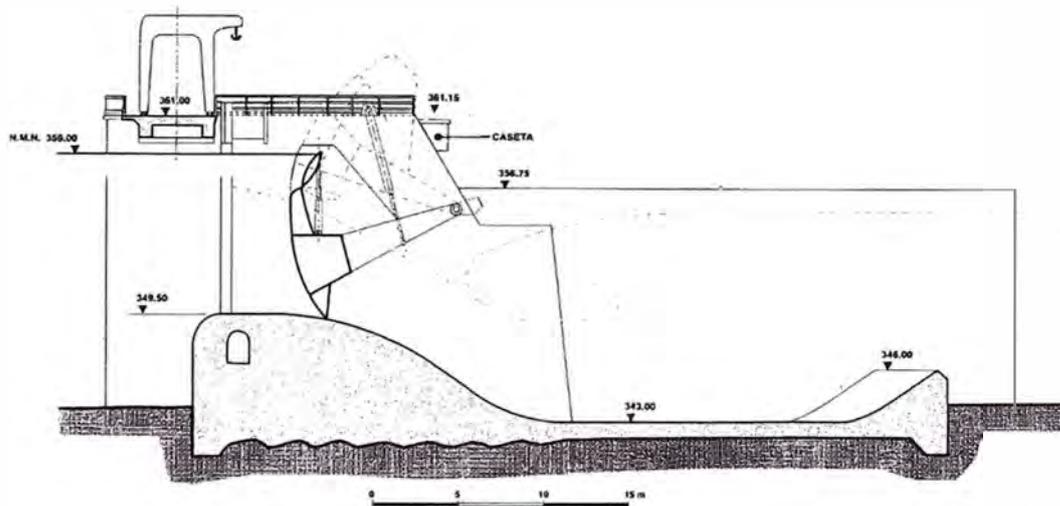


Figura N° 2.18 Compuerta radial con capleta superior de la Presa de Pumares, Orense 1971 (Fuente: Comité Nacional Español de Grandes Presas-CNEGP, 1997).

C. Compuertas radiales

Su nombre es debido a que tienen la forma de una porción de cilindro y giran alrededor de un eje horizontal. Generalmente el agua actúa en el lado convexo,

aun cuando en ocasiones la presión hidrostática ha sido aplicada en el lado cóncavo (ver Figura N° 2.18).

Este tipo de compuertas se usa principalmente en vertedores de presas para control, en canales de irrigación y en obras de toma.

2.6 FENÓMENOS DE AIREACIÓN EN DESAGÜES DE FONDO

Los fenómenos de aireación natural se dan debido a la agitación natural superficial y a los vórtices tanto perpendiculares como paralelos al eje del movimiento del flujo (ver Figura N° 2.19). La agitación superficial se da en los aliviaderos y trampolines en donde se necesita disipar la energía cinética de los flujos, por otro lado los vórtices perpendiculares al flujo se dan en chorros que caen sobre una fosa de amortiguación o una poza de amortiguación previamente construida para este fin, cabe señalar que este tipo de aireación lo encontramos en resaltos hidráulicos. Los vórtices paralelos se dan en aliviaderos tipo Morning Glory o en obras de toma en donde los flujos son bombeados.

En los conductos de obras de toma con compuertas que no descargan directamente a la atmósfera, se produce un caudal de agua moviéndose a gran velocidad, lo cual causa depresiones tras las compuertas quiere decir que se producen presiones negativas. Esta caída de presión que depende del caudal de agua, la apertura de compuerta y la geometría de la instalación, puede provocar interferencias en la operación de las compuertas, debido a las apariciones de vibración y cavitación (ver Figura N° 2.20).

Según el Comité Nacional Español de Grandes Presas-CNEGP, en los primeros diseños de compuertas sometidas a grandes presiones no hubo precauciones frente a cavitación o vibraciones. En la presa de Roosevelt, en USA, sometida a 67 m de carga de agua en el embalse, pronto aparecieron problemas como erosiones en el hormigón, pérdida de remaches y daños en el metal. Se repararon, pero al cabo de poco tiempo volvieron a aparecer los problemas. En la presa de Pathfinder, durante la operación se escucharon golpes y ruidos que aumentaban con el caudal de agua. Tras cerrar el conducto se encontraron grandes pérdidas de masa de material y trozos de hormigón. El recubrimiento de acero se había

dañado como si fuera papel. Posteriormente, se instaló un conducto de aire en el techo inmediatamente aguas abajo de las compuertas y se reparó el túnel. La solución resultó ser bastante efectiva.

NATURAL

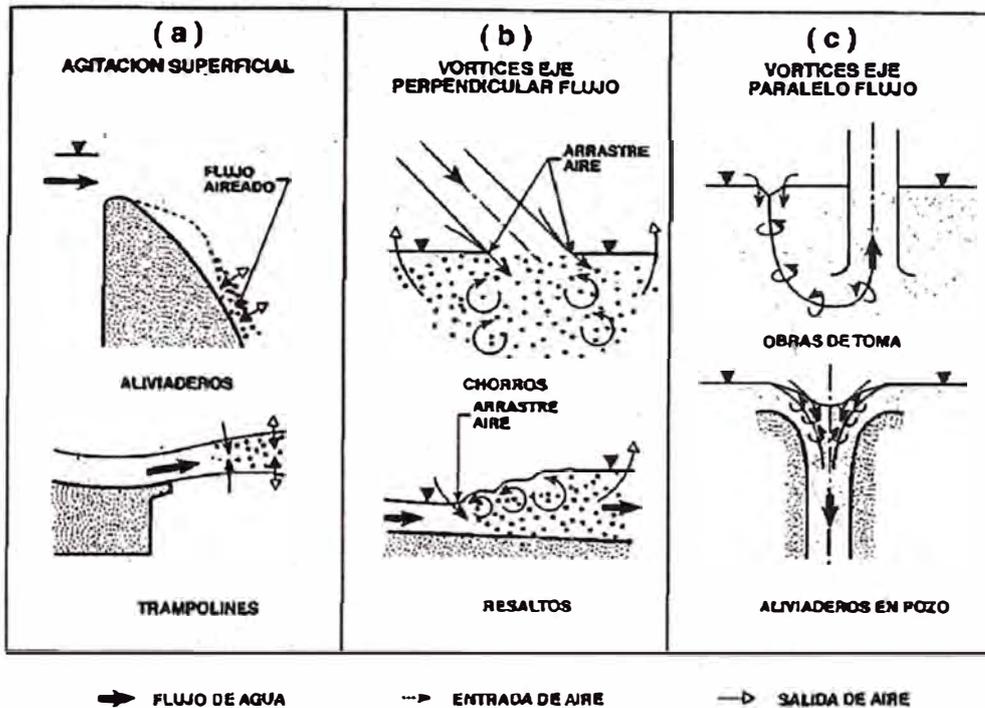


Figura N° 2.19 Aireación natural (Fuente: Comité Nacional Español de Grandes Presas-CNEGP, 1997).

De acuerdo con estas experiencias, se ha provisto a las compuertas sometidas a gran presión de sistemas de aireación diseñados para introducir aire en grandes cantidades en los desagües muy cerca de la cara del lado aguas abajo, para mantener la presión cerca de la atmosférica y evitar los daños a la estructura.

De acuerdo con la publicación de Gutiérrez Serret (1995) sobre aireación en estructuras hidráulicas de presas, expone en su apartado de desagües profundos, sin entrar en muchos detalles, las diferencias de los flujos dependiendo de si suceden en lámina libre o en carga, y de cómo la aireación es necesaria durante las operaciones de los mecanismos de cierre.

Las características físicas principales de la aireación en el caso particular de los desagües de fondo son:

- Grandes velocidades de la corriente de agua con pequeñas pendientes en la conducción.
- Depende en gran medida de las condiciones aguas arriba de las compuertas y de la existencia de aireadores en la solera y caras laterales del conducto.
- Existen diferentes tipos de flujos que influyen decisivamente en la demanda de aire (ver Figura N° 2.22).

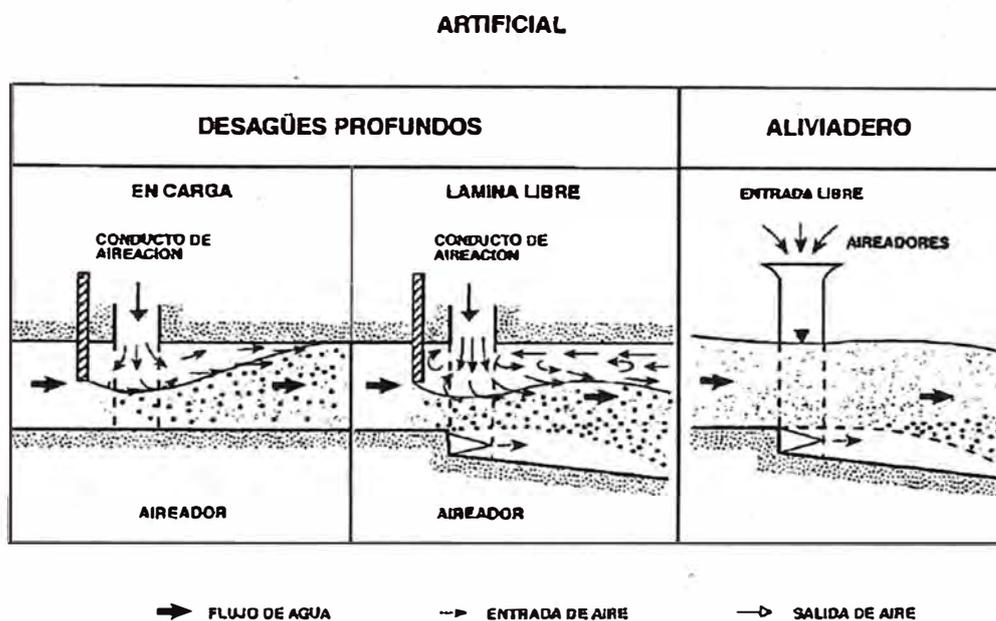


Figura N° 2.20 Aireación artificial (Fuente: Comité Nacional Español de Grandes Presas-CNEGP, 1997).

Según la Guía Técnica de Grandes Presas N°5: Aliviaderos y Desagües de la CNEGP, existen cinco tipos de caudales de aire en el sistema, dependiendo del caso: Q1: Aireación directa en la compuerta; Q2: Aireación en la solera; Q3: Aireación procedente de la salida del túnel; Q4: Aire arrastrado por encima de la corriente; Q5: Aire arrastrado por la corriente (ver Figura N° 2.21).

La demanda de aire Q1 que debe suministrar el dispositivo de aducción para la aireación directa, viene determinada por el arrastre de aire que provoca el flujo básicamente a través del contorno superior Q4 y descontando el caudal proveniente de la salida del desagüe Q3. En la práctica es frecuente dimensionar

sin ese caudal Q_3 para que el dispositivo pueda por sí solo suministrar el caudal de aire.

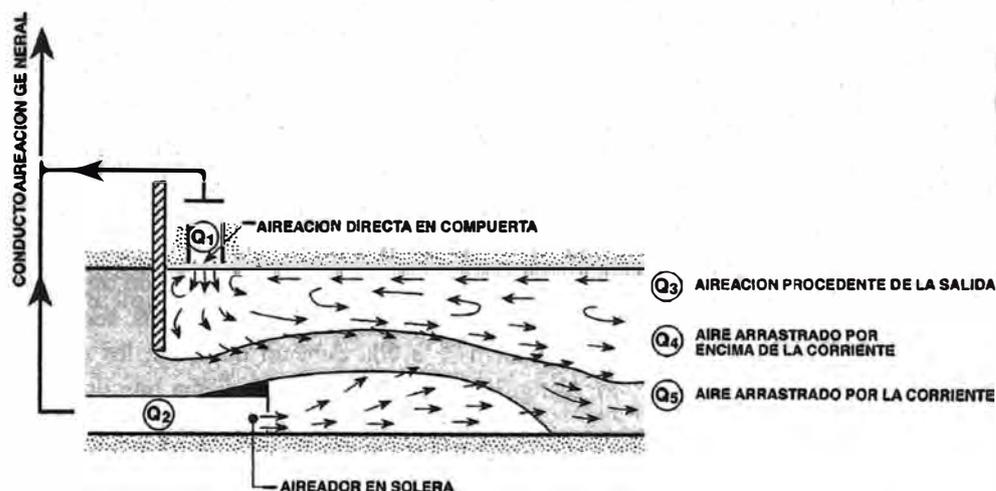


Figura N° 2.21 Caudales de aire habituales en desagües de fondo (Fuente: Comité Nacional Español de Grandes Presas-CNEGP, 1997).

2.6.1. Tipos de Aireación

Por los problemas generados aguas abajo en las compuertas y estructuras de control, hubo un gran interés en determinar la demanda de aire necesaria y esto llevó a varios autores a elaborar prototipos para recolectar datos, emitir valores y obtener resultados. De todo ello trataron de elaborar algunas fórmulas empíricas.

Según la CNEGP, los trabajos más destacados que trataron de determinar el caudal de aire demandado en los desagües de fondo fueron los de Kalinske y Robertson, Campbell y Guyton, U.S. Army Corps of Engineers (USACE), Levin y Sharma. Muchas de ellas se centraban en predecir la relación entre el caudal de aire y el caudal de agua y que se muestra a continuación:

$$\beta = \frac{Q_a}{Q_w} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde:

β = Razón de aireación.

Q_a = Caudal de aire o demanda de aire.

Q_w = Caudal de agua.

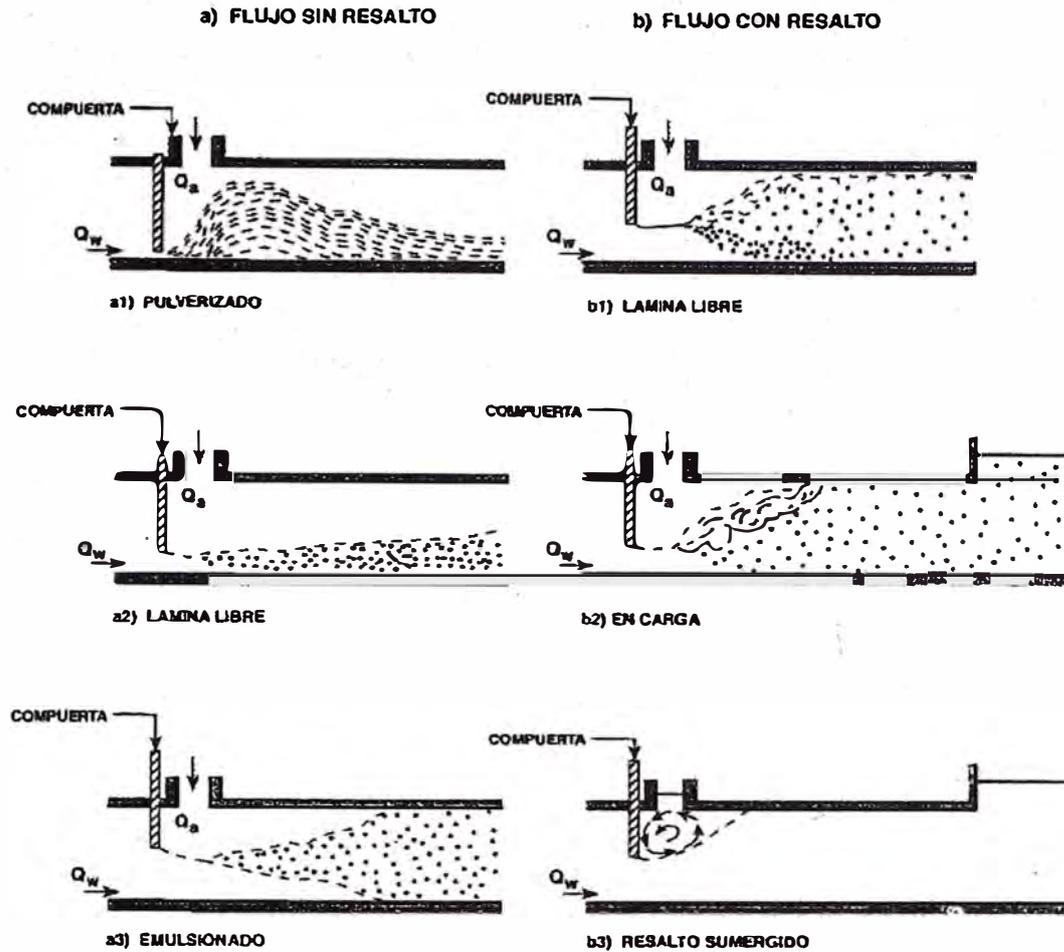


Figura N° 2.22 Tipos de flujo de la mezcla entre agua y aire (Fuente: Comité Nacional Español de Grandes Presas-CNEGP, 1997).

Esta relación β , de caudal de aire y agua, depende de varios parámetros como la geometría del conducto y de la compuerta y de la velocidad de la contracción de la lámina de agua. Las formulaciones existentes sugieren diferentes correspondencias según el autor entre el número de Froude y el caudal de aire.

Por todo lo antes mencionado se concluye que es fundamental garantizar la aireación en las zonas de alta velocidad, para evitar la cavitación, y para fomentar la disipación de energía.

De acuerdo con la Guía Técnica de Grandes Presas N°5: Aliviaderos y Desagües de la CNEGP, los estudios de Sharma sobre la aireación en desagües de fondo han perdurado en el tiempo como un punto de referencia importante. Este autor defiende que se pueden dar seis (6) tipos de flujos diferentes de la mezcla entre agua y aire (ver Figura N° 2.22 y 2.23).

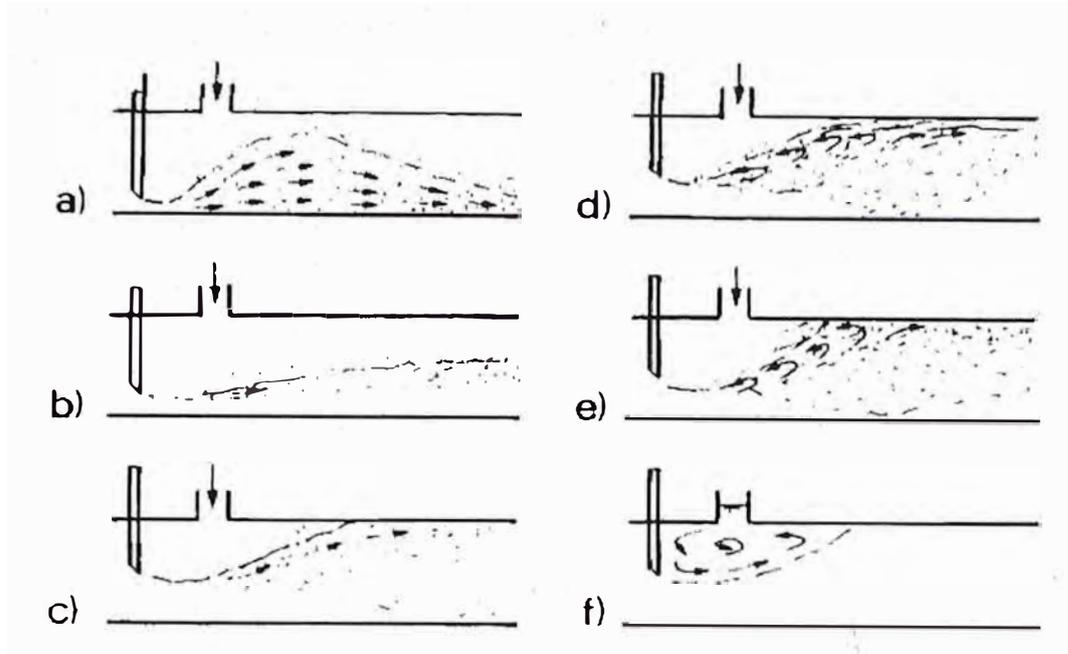


Figura N° 2.23 Clasificación de Tipos de Flujo en desagües de fondo con aireación. (Fuente: Sharma, 1976).

Además en esta guía se proponen diferentes fórmulas para calcular el caudal máximo de aire, dependiendo de las condiciones del flujo aguas abajo de la compuerta. Todas ellas dependen del número de Froude y se muestran a continuación:

A. Aireación para Flujos con Resalto

El caudal o demanda de aire en el caso de que exista resalto hidráulico aguas abajo (ver Figura N° 2.24), según las investigaciones realizadas por Kalinsey y Robertson (U. S. Bureau of Reclamation-USBR), se puede calcular por la siguiente fórmula:

$$\beta = 0.0066(F_c - 1)^{1.4} \text{ (Ec. 2.2)}$$

Donde:

F_c = Número de Froude de la vena o chorro contraído aguas abajo de la compuerta.

B. Aireación para Flujos Pulverizados

Este tipo de flujo se produce con pequeñas aperturas de compuerta, inferiores al 10%. El chorro al pasar bajo la compuerta se descompone, formando una nube

de minúsculas gotas que ocluyen gran parte del desagüe y arrastran cantidades importantes de aire.

La Demanda de aire en flujos pulverizados fue investigado por Ghetti (ver Figura N° 2.25), y se calcula con la formula siguiente:

$$\beta = 0.2 * F_c \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Donde:

Fc= Número de Froude de la vena o chorro contraído.

C. Aireación para Flujos en Lámina Libre

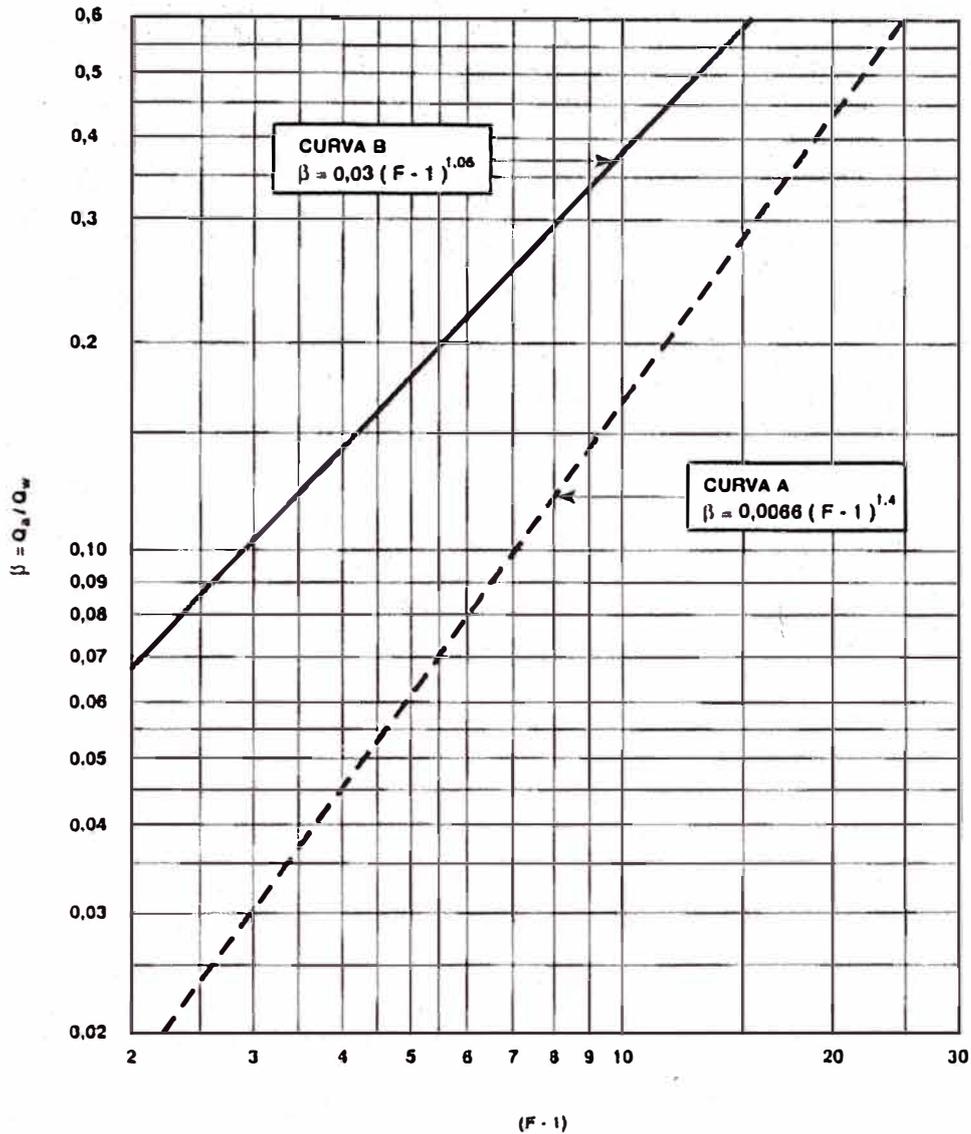
La relación β , de caudal de aire y caudal de agua, fue investigado por el U.S. Army Corps of Engineers para descargas libres sin formación de resalto hidráulico se muestra en la figura N° 2.25, pero el más utilizado y que se encuentra en vigencia es la fórmula de Sharma:

$$\beta = 0.09 * F_c \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Donde:

Fc= Número de Froude de la vena o chorro contraído.

Según la CNEGP la variación de la demanda de aire está en función del grado de apertura de la compuerta, de acuerdo con los ensayos del USACE (1970), presenta un primer máximo para aperturas del 5 al 10% (flujo pulverizado), alcanzando otro máximo hasta el 80% de apertura. Por lo general este grado de apertura del 80% es el que produce el máximo absoluto, por lo que se suele adoptar para el dimensionamiento del conducto de aireación. También recomiendan realizar el cálculo de aire para aperturas del 5%, incluso en los casos de descargas en galerías con ensanchamiento brusco aguas abajo de las compuertas, asimismo analizar la situación de apertura total.



Q_a = CAUDAL DE AIRE O DEMANDA DE AIRE

Q_w = CAUDAL DE AGUA

F = NUMERO DE FROUDE DE LA VENA O CHORRO CONTRAIDO

CURVA A DEMANDA DE AIRE EN EL CASO DE FORMACION DE RESALTO AGUA ABAJO DE LA COMPUERTA O VALVULA , SEGUN KALINSKE Y ROBERTSON (USBR)

CURVA B DEMANDA DE AIRE ACONSEJADA POR EL U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS , PARA DESCARGA LIBRE SIN FORMACION DE RESALTO

Figura N° 2.24 Demanda de aire en flujos con resalto y sin resalto hidráulico
(Fuente: Comité Nacional Español de Grandes Presas-CNEGP, 1997).

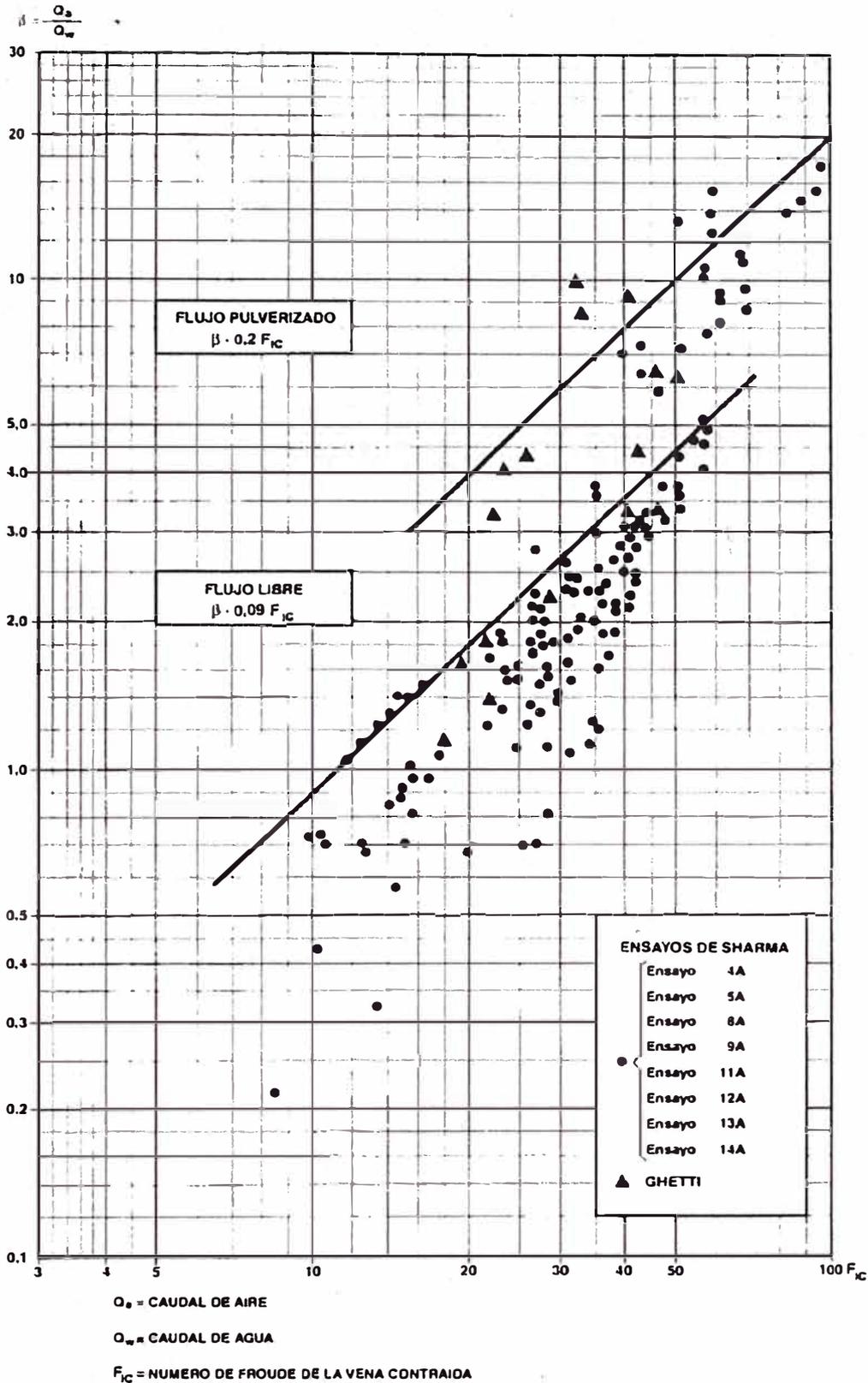


Figura N° 2.25 Demanda de aire en flujos libre y pulverizado (Fuente: Comité Nacional Español de Grandes Presas-CNEGP, 1997).

2.7 CONDUCTO DE DESCARGA DE FONDO

El estudio hidráulico de los conductos de descarga incluye habitualmente los regímenes en lámina libre y/o conducción forzada (en presión). En el régimen en lamian libre en un conducto de descarga o desagüe, ya sea en cauce abierto o en conducto parcialmente lleno, se basa en el principio de régimen permanente, no uniforme, que se rige por la ley de conservación de la energía. A continuación desarrollaremos ambos regímenes de los conductos de descarga:

2.7.1. Conductos de descarga en Lámina Libre

En los casos en los que aguas abajo del punto de control, el tirante de agua sea grande por el nivel de agua en el canal o por las condiciones que imperan en el lecho de la corriente, las aberturas de control pueden quedar parcial o completamente sumergidas. En estas condiciones, la descarga por el control será la correspondiente a la de un orificio sumergido o a la de un tubo corto, calculada con la ecuación:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \text{ (Ec. 2.5)}$$

Donde:

Q= es el caudal que descarga la compuerta, en m³/s.

C_d= es el coeficiente de descarga para orificio sumergido o tubo corto.

A= es el área de la abertura, en m².

g= es la aceleración de la gravedad, 9.81 m/s².

H= es la diferencia de niveles del agua antes y después de la compuerta, en m.

Los coeficientes de contracción para las diferentes condiciones del orificio en presión y de la geometría del tubo se pueden observar en la Figura N° 2.27.

A. Ecuación de descarga en compuertas

El flujo bajo una compuerta vertical se puede definir como un problema de un orificio cuadrado siempre que la altura de la abertura "a" bajo la compuerta sea pequeña comparada con el nivel de energía aguas arriba "H" y el nivel hacia aguas abajo "y₃" no tenga influencia sobre el flujo (ver Figura N° 2.26).

$$Q = C_c ab [2g(H - H_e - C_c - h_a)]^{1/2} \text{ (Ec. 2.6)}$$

Donde:

Q = Caudal descargado.

C_c = Coeficiente de contracción.

a = abertura de la compuerta.

b = ancho de la compuerta.

$H - H_e$ = Carga sobre la compuerta con H_e las pérdidas de energía desde la entrada a la sección de la compuerta.

h_a =: altura de presión del aire. Si la descarga es a presión atmosférica, $h_a = 0$

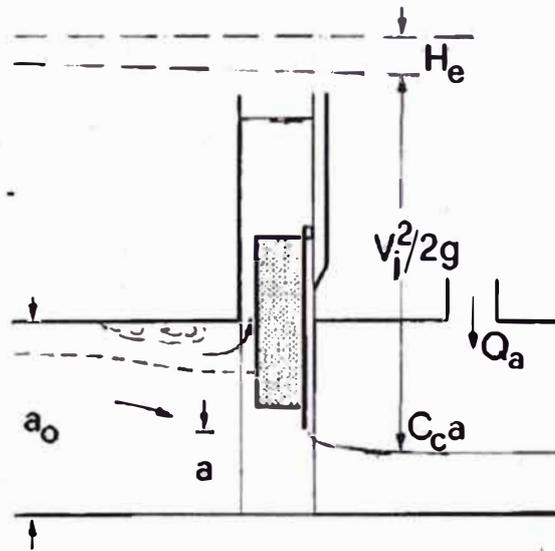


Figura N° 2.26 Esquema de flujo en compuertas dentro de un conducto de descarga (Fuente: Vischer y Hager, 1998).

De la ecuación anterior se puede escribir (ver Figura N° 2.28).

$$Q = baC_d\sqrt{2g(H - y_2)} \text{ (Ec. 2.7)}$$

Donde:

b =es el ancho de la compuerta, en m

a = es la abertura de la compuerta, en m

C_d = es el coeficiente de descarga de la compuerta, adimensional

H = es el nivel del agua en la cara de aguas arriba de la compuerta, en m

y_2 = es el tirante de la vena contracta que descarga la compuerta, antes del salto hidráulico, en m.

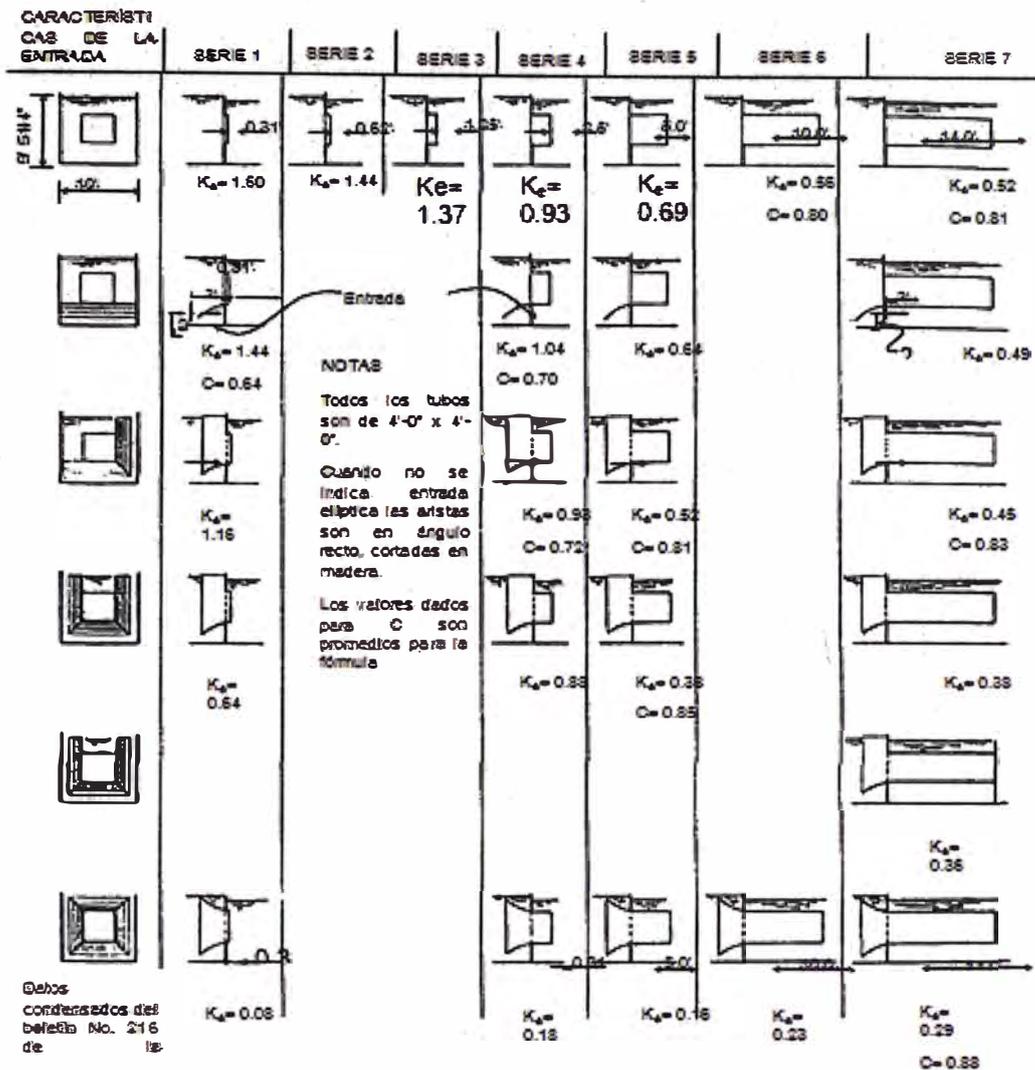


Figura 2.27 Coeficiente de Contracción en flujos a través de tubos sumergidos (Fuente: Bureau of Reclamation U.S., 1970).

Debido a la incertidumbre en la determinación de "y₂" y la profundidad del agua en la vena contracta, se han realizado pruebas de calibración en laboratorio; como "y₂" depende de la altura "a" de la abertura, se puede escribir:

$$y_2 = C_c a \text{ (Ec. 2.8)}$$

Donde:

C_c = es un coeficiente de proporcionalidad entre la abertura de la compuerta y el tirante contracto, adimensional.

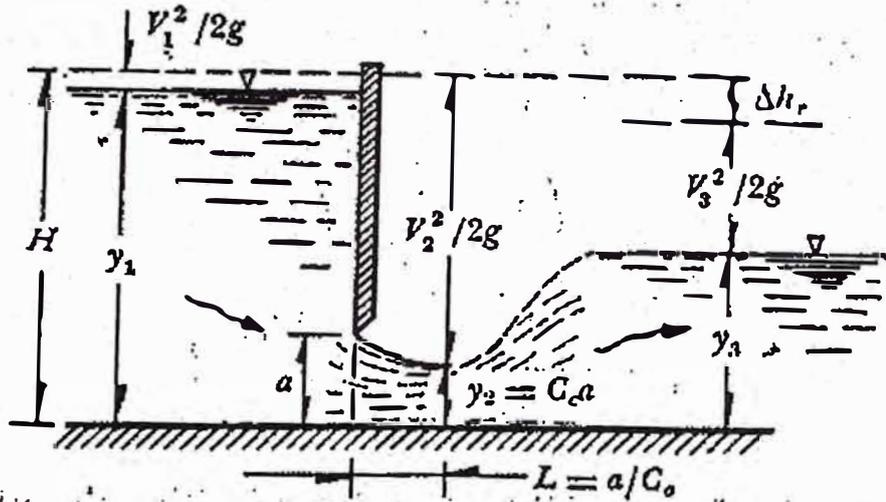


Figura N° 2.28 Flujo bajo una compuerta vertical (Fuente: Gilberto Sotelo Avila, 1997).

Se encontró que los valores de "Cc" dependían de "y1/a" cómo se muestran en la gráfica de la figura N° 2.29. La fórmula de descarga planteada con la figura N° 2.28 se puede escribir de la siguiente manera:

$$Q = baC_c\sqrt{2g(H - C_c a)} \text{ (Ec. 2.9)}$$

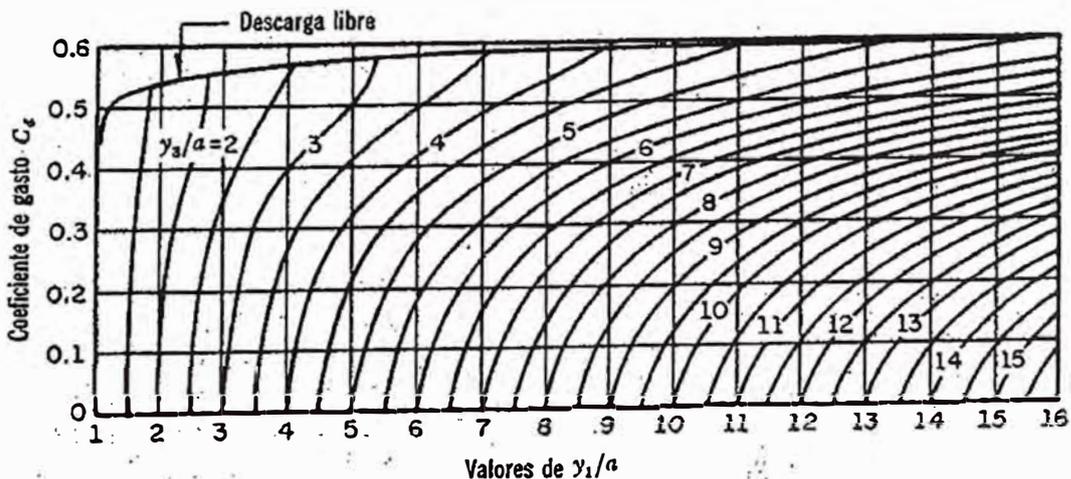


Figura N° 2.29 Coeficiente de gasto de una compuerta plana vertical según Cofre y Buchheister (Fuente: Gilberto Sotelo Avila, 1997).

El gasto de una compuerta y sus características hidráulicas de descarga se pueden conocer a partir del estudio de una red de flujo (ver Figura 2.30), la cual permite conocer la contracción que experimenta el flujo descargado bajo la

compuerta de altura "a", hasta alcanzar un valor "Cca" en una distancia "L" en la que las líneas de corriente se vuelven horizontales y tienen por ello una distribución hidrostática de presiones.

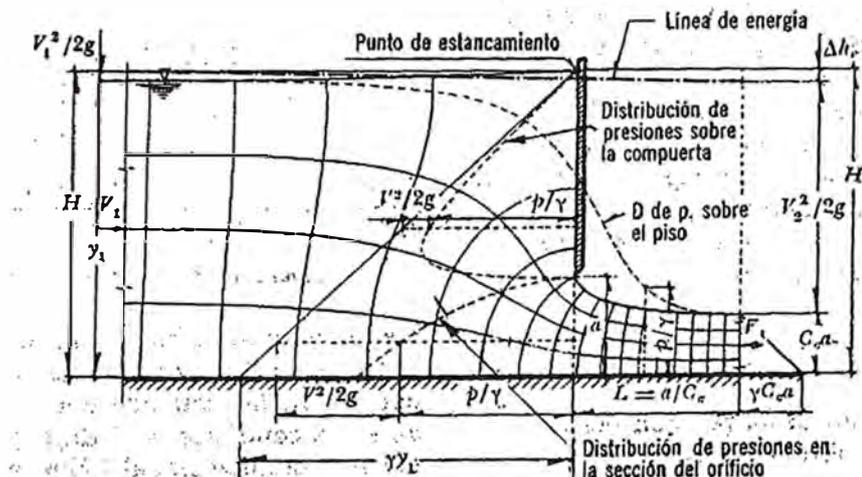


Figura N° 2.30 Red de flujo para una compuerta plana (Fuente: Gilberto Sotelo Avila, 1997).

Debido al fenómeno de contracción y a la fricción con el piso, se produce una pérdida de carga " Δh_r " que influye en el cálculo del gasto. Asimismo la carga de velocidad " $(V_1)^2/2g$ " con que llega el agua en el canal, aguas arriba de la compuerta, tiene mayor importancia a medida que la relación " y_1/a " disminuye.

En el borde inferior de la compuerta las líneas de corriente tienden a unirse y es ahí donde la velocidad adquiere su máximo valor. Debido a la curvatura de las líneas de corriente una gran presión actúa sobre la línea de intersección del plano de la compuerta, razón por la cual se tiene una velocidad pequeña.

Según el trabajo experimental de Brooke Benjamín con compuertas planas verticales; al descontar el efecto de viscosidad que induce el crecimiento de la capa límite en el sentido del flujo después de la compuerta, sus resultados son ajustados por Gilberto Sotelo Avila a la Ec. 2.10.

$$C_c = 0.611 \left[1 - 0.0895 \left[\frac{a}{y_1} \right] + 0.0893 \left[\frac{a}{y_1} \right]^2 + 0.0074 \left[\frac{a}{y_1} \right]^3 \right] \quad \text{Ec. 2.10}$$

De la misma manera Sotelo ha modificado la ecuación del coeficiente de velocidad "Cv" de Knapp, desarrollada en base a las experiencias de Gentilini y se puede apreciar en la Ec. 2.11.

$$C_v = 0.960 + 0.0979 \left[\frac{a}{y_1} \right] \text{ Ec. 2.11}$$

Para fines prácticos, se recomienda un valor $C_c = 0.61$ para cualquier relación "y1/a", inclusive para descarga sumergida. El régimen en un canal abierto aguas abajo de la toma puede ser subcrítico o supercrítico, según las condiciones de circulación a través de la estructura de control.

2.8 LANZADOR CIRCULAR O SALTO DE ESQUÍ

Uno de los aspectos que se merece especial atención en el diseño de obras hidráulicas es la disipación de la energía cinética que adquieren los flujos en su descenso, esta situación se presenta en vertederos de demasías, estructuras de caída, desfogues de fondo, bocatomas, salidas de alcantarillas, etc. La disipación de la energía cinética puede lograrse aplicando diferentes medidas como: La generación de resalto hidráulico y por impacto o incremento de la rugosidad.

La estructura disipadora de energía es una parte importante de la obra de captación que tiene por objeto disipar la energía cinética que el agua adquiere en su caída desde el vaso hasta un sitio adecuado en el fondo del cauce, donde no genere problemas de erosión o socavación. Estas estructuras se diseñarán para que el agua, que sale del canal de descarga, se aleje lo máximo posible, del dique o de alguna estructura complementaria reduciendo así la erosión en el cauce y el pie de la represa.

En este tipo de sistema las descargas se hacen directamente sobre el río y se utilizan trampolines para hacer saltar el flujo hacia un punto aguas abajo, además podemos indicar que la energía es disipada por tres acciones: por el contacto agua-aire (parte de la energía es disipada en el aire), por la turbulencia del agua y por la fricción del flujo con el cauce del río (ver Figura N° 2.31).

2.8.1. Parámetros para el Diseño del Salto de Esquí

Este elemento debe operar para todos los caudales y soportar cargas de presión estáticas y dinámicas. La forma comúnmente es un arco circular de radio de 10m a 20m, ángulo de salida entre 20 y 40 grados. Si el radio es muy pequeño podría producirse excesivas salpicadura, vibraciones o superficies de agua con trayectorias erráticas. De igual forma si el nivel de salida es alto, la velocidad de despegue no será lo suficiente para lograr la dispersión del chorro y a su vez el alcance sería muy corto (Vischer y Hager, 1998).

Los parámetros geométricos requeridos para el diseño de un deflector dispersor de energía son el radio de curvatura (r), la altura mínima del labio (h_{\min}) y el ángulo de salida de la trayectoria (α) y se muestran en la figura N° 2.31.

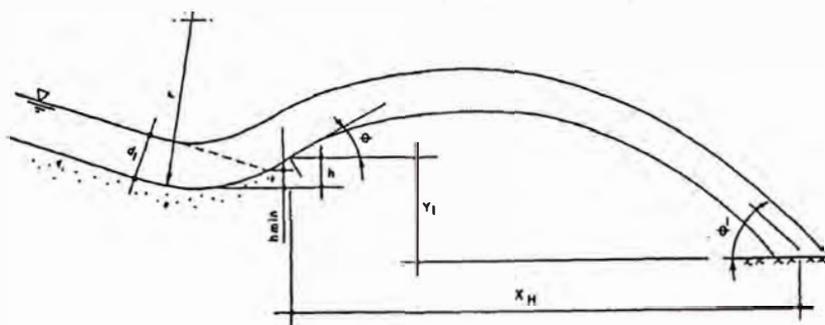


Figura N° 2.31 Parámetros usados en el diseño de Lanzadores Circulares (Fuente: U.S. Army Corps of Engineers, 1990).

A. Radio mínimo

Es el mínimo radio de curvatura que puede tener el esquí, para que posteriormente el flujo despegue hacia arriba y así evitar que existan trayectorias erráticas y excesivas salpicaduras del agua.

$$r_{\min} = \frac{\rho V_1^2 h_1}{P_T - \gamma d_1} \quad (\text{m}) \quad (\text{Ec. 2.12})$$

Donde:

ρ = Densidad del agua (Kg/m³).

V_1 = Velocidad del flujo (m/s).

h_1 = Profundidad del flujo (m).

P_T = Unidad de carga específica en la solera del esquí (Kg/m²).

γ = Peso específico del agua (Kg/m³).

Como guía de diseño general el radio debe ser al menos igual a cuatro veces la profundidad del flujo máximo.

B. Altura mínima

Para tener un correcto flujo, la altura del esquí debe ser al menos lo suficientemente alta como para interceptar la pendiente hacia adelante proyectada de la superficie del agua en el punto de curvatura del vertedero y la curva del esquí como se observa en la figura N° 2.31, de esta manera se garantiza dirigir el chorro lejos de la estructura.

$$h_{\text{mín}} = r - r \cos(\phi - \tan^{-1} s) \quad (\text{m}) \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Donde:

s = Pendiente de la rápida (m/m).

Φ = ángulo de salida del esquí con la horizontal (°).

C. Ángulo de Trayectoria

Es el ángulo a la salida del esquí formado con respecto a la horizontal. Este ángulo es un factor importante para determinar el alcance de la trayectoria de chorro y las características generales hidráulicas en el área de impacto (ver Figura N° 2.32). Su ecuación se presenta a continuación.

$$\alpha = \tan^{-1} \left\{ \frac{[d_1 (2r - d_1)]^{0.5}}{r - d_1} \right\} \quad (^\circ) \quad (\text{Ec. 2.14})$$

Donde:

d_1 = Carga en el perfil del vertedero (m).

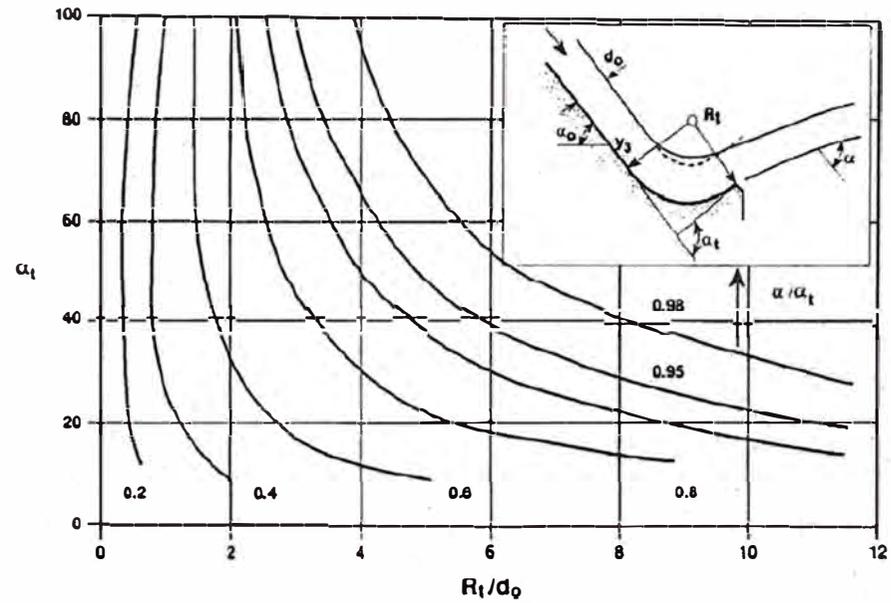
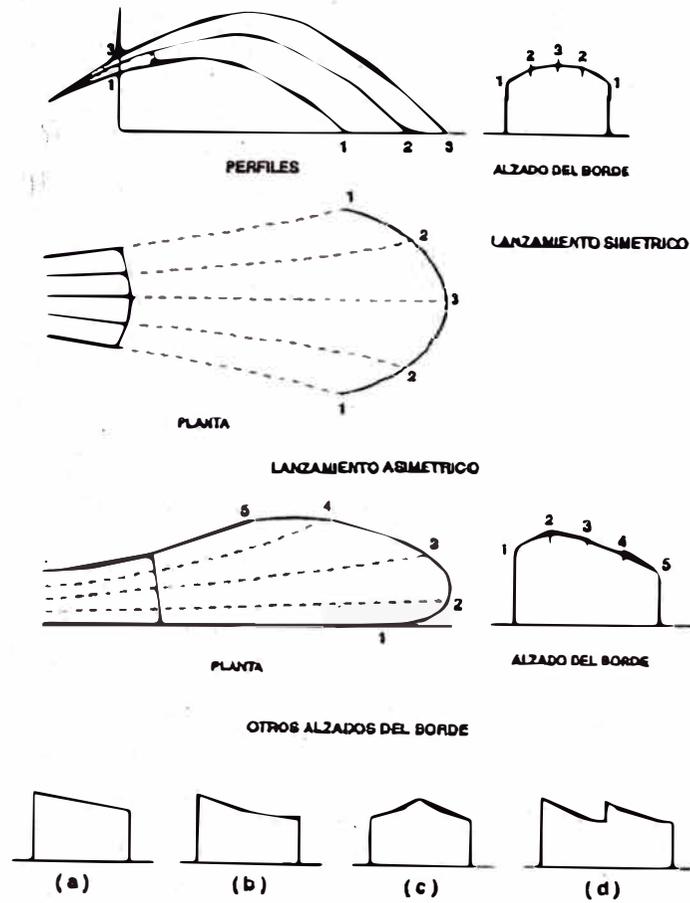


Figura N° 2.32 Perfiles de lanzamiento y Ángulo Efectivo (Fuente: Comité Nacional Español de Grandes Presas-CNEGP, 1997).

D. Ángulo de Impacto o Incidencia

Este es el ángulo con el que el chorro impacta en el colchón de aguas, se forma entre la trayectoria del chorro y la horizontal del nivel del colchón de aguas en la zona de impacto. Su ecuación está representada por:

$$\alpha' = \tan^{-1} \left\{ \sec \alpha \left(\sin^2 \alpha + \frac{z_3}{h_e} \right)^{0.5} \right\} \quad (^\circ) \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Donde:

h_e = Altura de velocidad en el labio del esquí (m).

Z_3 = Es el desnivel que existe desde la cresta del esquí hasta el nivel aguas abajo del impacto del chorro (m).

Este ángulo es uno de los parámetros que se utiliza para determinar la profundidad y configuración de las fosas de socavación.

2.8.2. Alcance y Altura Máxima del Chorro

La formación del chorro altamente desintegrado es deseable para la disipación de energía, el flujo de aproximación más o menos compacto se desvía en el aire por efecto del salto en esquí que sale como un chorro libre dirigido hacia arriba en donde se consigue una buena aireación y cae aguas abajo de la estructura de descarga.

Probablemente la consideración más importante en el diseño de saltos en esquí, es el determinar qué tan lejos puede ser lanzado el chorro aguas abajo. La geometría de la trayectoria del chorro se puede aproximar a una parábola que tiene como origen el labio del deflector que corresponde a las coordenadas (x, z), teóricamente si se desprecia la fricción o resistencia del aire y la separación del chorro (ver Figura N° 2.33).

A. Desintegración del Chorro en el Aire

Para conseguir la disipación de energía se necesita la formación de un chorro que se desintegre considerablemente en el aire. El flujo de aproximación que llega al vertedero es lanzado hacia el aire por el cucharón y una gran cantidad de agua pulverizada cae en la superficie del agua en la zona de descarga aguas abajo de la estructura.

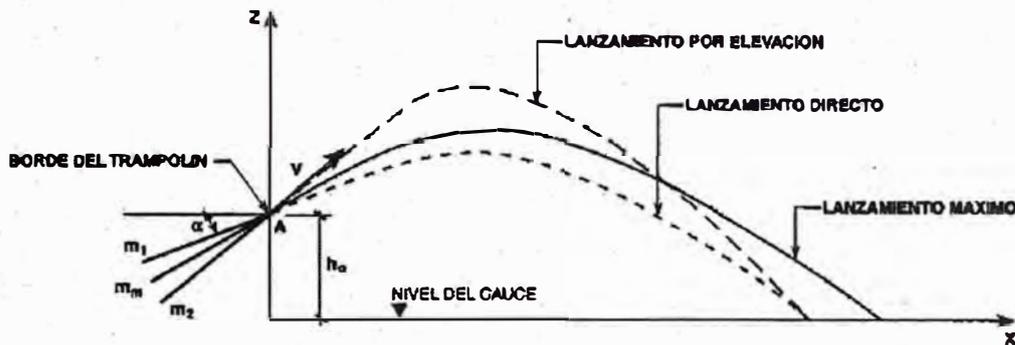


Figura N° 2.33 Tipos de lanzamiento en trampolines (Fuente: Comité Nacional Español de Grandes Presas-CNEGP, 1997).

Este proceso está influenciado por la geometría del cucharón, curvatura, turbulencia en la aproximación, la acción del viento y las propiedades del flujo. La gran cantidad de parámetros que influyen en el proceso de la desintegración del chorro líquido en contacto con el aire hacen que se disponga de limitada información disponible, sin embargo existen varias recomendaciones como:

- Sección transversal del chorro no debe ser circular para evitar la concentración del chorro.
- Transición desde la rápida hacia el cucharón debe ser brusca para no estrechar el chorro en el aire.
- Chorro desigual para incrementar la turbulencia, pero considerando el riesgo de cavitación en el cucharón.
- Ingreso de aire al chorro y creación de mezcla aire-agua en la descarga.

B. Trayectoria del chorro

En la trayectoria de vuelo la desintegración de un chorro de agua está relacionado con: la turbulencia en la aproximación, geometría en el despegue, acción del viento y las propiedades del flujo. Existen pocos resultados generales disponibles y muchos son los parámetros que influyen en la desintegración del chorro en su trayectoria de vuelo (ver Figura N° 2.34).

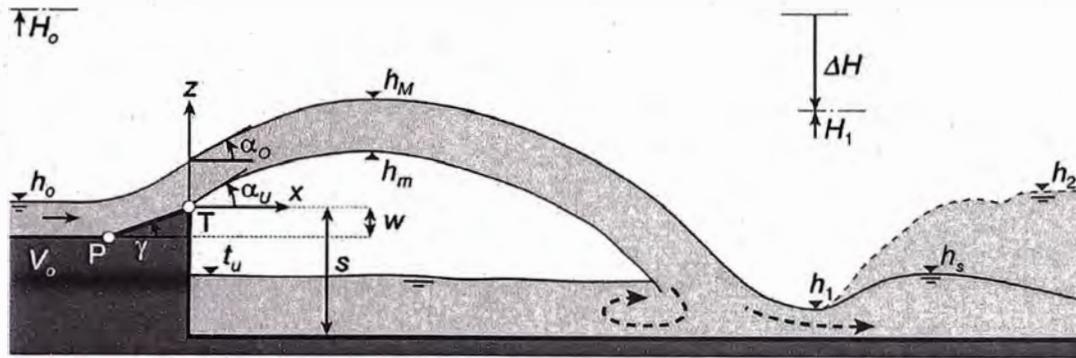


Figura N° 2.34 Definición de los elementos del chorro en un Salto de Esquí (Fuente: Valentín Heller, William H. Hager, F.ASCE y Hans-Erwin Minor; 2005).

La geometría de la trayectoria del chorro se puede aproximar a una parábola, teóricamente si se desprecia la separación del chorro y la fricción o resistencia del aire (Hager, 2005), tenemos:

$$z = \tan\alpha_j x - \left(\frac{gx^2}{2V_j^2 \cos^2\alpha_j}\right) \quad (\text{Ec. 2.16})$$

Donde:

z = Componente vertical (m).

α_j = Ángulo de salida (°).

x = Componente horizontal (m).

g = Aceleración de la gravedad (m/s²).

V_j = Velocidad en la salida del salto en esquí (m/s).

Teóricamente el alcance máximo debería ser cuando ángulo es 45 grados, pero en la realidad el ángulo óptimo de despegue oscila entre 20 grados y 40 grados.

Sí se considera que $H_j = (V_j)^2/2g$ como carga de velocidad a la salida con V_j siendo la velocidad a la salida del cucharón, las coordenadas X_M y Z_M de la ubicación de la altura máxima son:

$$X_M/H_j = 2 \text{ sen } \alpha_j \cos \alpha_j \quad (\text{Ec. 2.17})$$

$$Z_M/H_j = \text{sen } \alpha_j^2 \quad (\text{Ec. 2.18})$$

La longitud de trayectoria o alcance del chorro L_t es:

$$L_t/H_j = 2 \text{ sen } \alpha_j \cos \alpha_j \left[1 + \left(1 + (Z_j/H_j \text{ sen } \alpha_j^2) \right)^{1/2} \right] \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Para valores pequeños de Z_j/H_j y ángulos grandes la ecuación anterior, se simplifica a la expresión siguiente:

$$L_t = 2X_M + (Z_j/\tan \alpha_j) \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Donde:

Z_j = Altura relativa de impacto a la salida del salto en esquí (m).

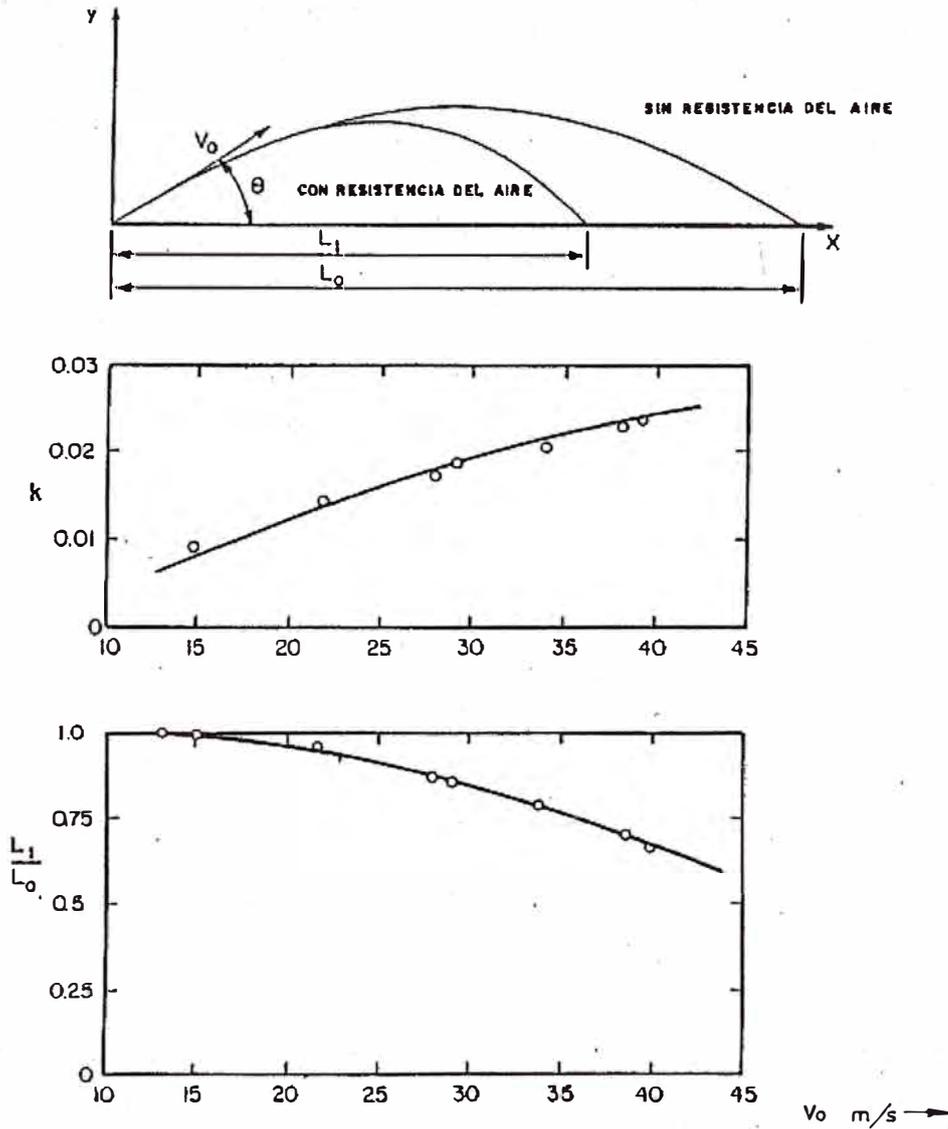


Figura N° 2.35 Efecto de la resistencia del aire, Ábaco de Kawakami (Fuente: Novak P., 2001).

C. Ecuación de Kawakami

$$L_0 = (V_0^2/g)\text{sen}2\theta \quad (\text{Ec. 2.21})$$

Siendo:

L_0 = Alcance teórico del chorro (m).

α = Ángulo de lanzamiento ($^\circ$).

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

V_0 = Velocidad a la salida del esquí (m/s).

Tomando en cuenta la resistencia del aire, Kawakami tras algunas investigaciones de las trayectorias del chorro con trampolines, en base a prototipos desarrollo una expresión para la trayectoria efectiva. En la Figura N°2.35 desarrollado por Kawakami, se ubica en las ordenadas el alcance máximo del chorro considerando la resistencia del aire, y en las abscisas la velocidad del flujo de salida en m/s.

D. Ecuación de Elevatorsky

Mediciones realizadas por Maitre y Obolensky, determinaron que para flujos menores que la mitad de la descarga máxima muestran aproximadamente que el 19% a 20% de la energía total se disipa por la interacción del chorro con aire. Con el objeto de compensar la reducción de velocidad y pérdida de energía del chorro durante su trayectoria por efecto de la interacción del chorro con el aire se sugiere la siguiente ecuación para el alcance máximo:

$$x = 1.9(h)\text{sen}2\theta \quad (\text{Ec. 2.22})$$

Siendo:

α = Ángulo de salida del esquí ($^\circ$)

h = Carga hidráulica entre el nivel aguas arriba del vertedero y el nivel más bajo del esquí (m).

El salto en esquí se diseña para ángulos comprendidos entre 20 y 40 grados respecto de la horizontal. Si el ángulo es mayor que 40 grados durante la operación de pequeños caudales se produce la formación de estancamiento del flujo en el deflector que genera ondas repetitivas de carácter abrasivo.

Para determinar la componente vertical "y" (altura del chorro), si se desprecia la resistencia del aire y la desintegración del chorro se usa la expresión:

$$\frac{y}{h} = \text{sen}^2\theta \quad (\text{Ec. 2.23})$$

E. Ecuación de U.S. Army Corps of Engineers

El alcance del chorro se calcula como:

$$X/H_v = \text{sen}2\theta + 2\text{cos}\theta \sqrt{(\text{sen}^2\theta + (Y/H_v))} \quad (\text{Ec. 2.24})$$

Donde

X= Alcance del chorro (m).

H_v= Carga de velocidad en el (m).

θ= Ángulo de salida (°).

Y= Distancia entre el labio y la superficie libre de la descarga (m).

2.8.3. Tipos de Saltos de Esquí

Según el Bureau of Reclamation, dos tipos de trampolines sumergidos se han desarrollado y experimentado en modelo reducido. Su forma y dimensiones se muestran en la figura N° 2.36 y la manera de ejercer su acción amortiguadora se puede distinguir en la figura N° 2.37.

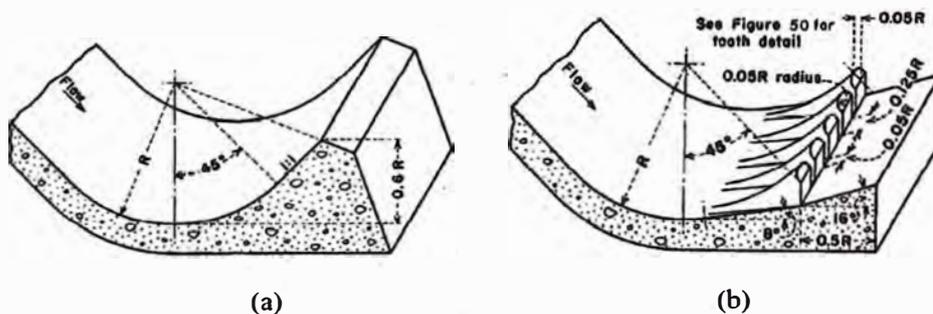


Figura N° 2.36 Medidas recomendadas para deflectores, lisos (a) y estriado (b) (Fuente: U.S. Bureau of Reclamation, 1970).

En la figura N° 2.36 se observa las medidas recomendadas según la Bureau of Reclamation para obtener un diseño eficiente de un salto en esquí tanto para un deflector liso como para un deflector estriado.

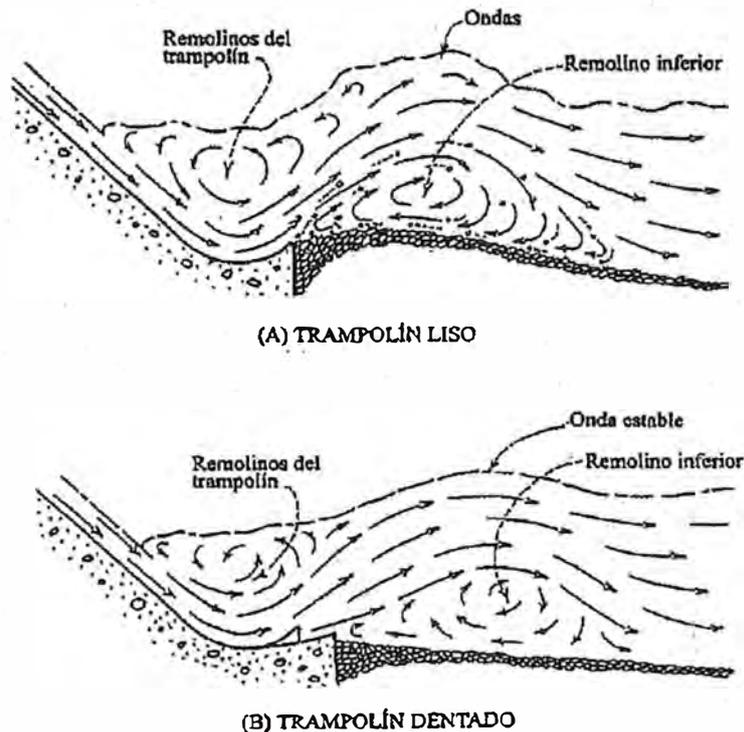


Figura N° 2.37 Acción del agua en los trampolines lisos y dentados (Fuente: U.S. Bureau of Reclamation, 1970).

A. Salto de Esquí Sumergido-Liso

El funcionamiento hidráulico de este tipo de dissipador se manifiesta por la formación del resalto hidráulico en la superficie del esquí. El uso de los dissipadores esquí sumergido puede ser perjudicial debido al desgaste que produce en las superficies de concreto, causado por el material que regresa a lo largo del borde del deflector debido al remolino en el fondo (ver Figura N° 2.37).

B. Salto de Esquí Estriado

Este tipo de dissipador contiene estrías en el deflector obligando a separar el agua, el chorro de alta velocidad sale del borde con un ángulo menor, y solamente parte del chorro de alta velocidad va a dar a la superficie. De esta forma se produce una turbulencia menor en la superficie del vertedero, evitando así su erosión. Este tipo de dissipador es más eficiente que el dissipador esquí liso, ya que la corriente de agua es dividida por las estrías acelerando la dispersión de energía, el dissipador tipo esquí estriado puede ser sumergido o no, dependiendo las profundidades del cauce (ver Figura N° 2.38).

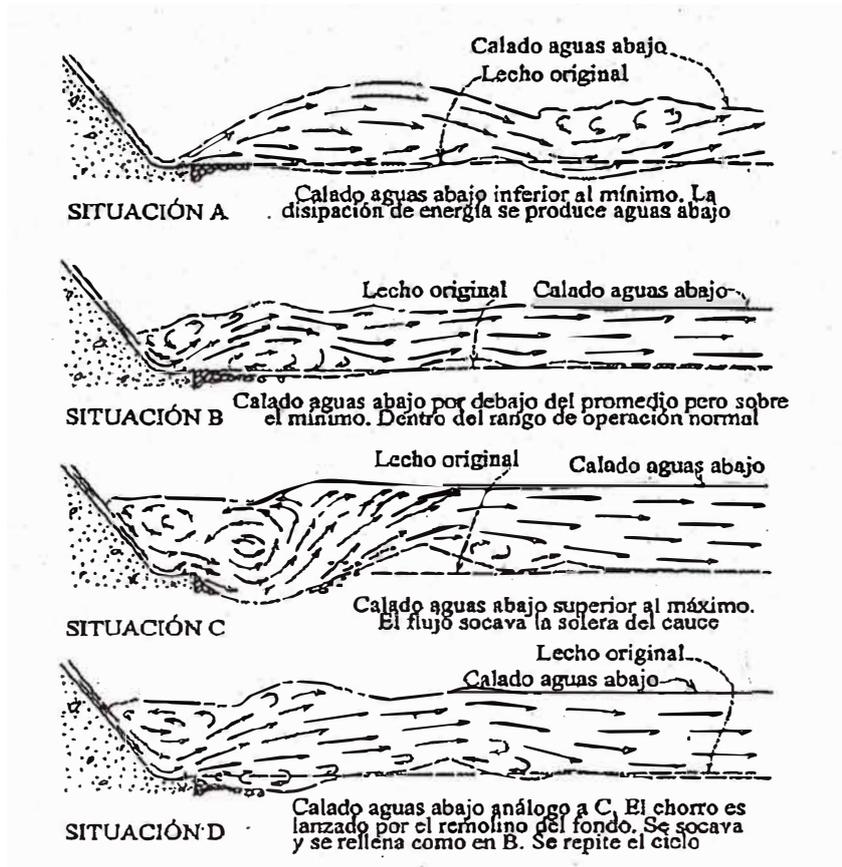


Figura N° 2.38 Características del flujo en un trampolín dentado (Fuente: U.S. Bureau of Reclamation, 1970).

CAPITULO III: DISEÑO HIDRÁULICO DE LA OBRA DE TOMA

3.1. GENERALIDADES

Una obra hidráulica de captación superficial, regula o evacua el agua almacenada de un reservorio. En el caso de la Represa Pisit, ubicado en la provincia de Santa Cruz de Succhabamba en Cajamarca, tiene un volumen de almacenamiento de 10.16 MMC (ver Anexo N°1).

La microcuenca Pisit, de acuerdo con el estudio hidrológico realizado por J&R Projets Contratistas y Consultores S.A.C (ver Anexo N°1), tiene un área tributaria de 37.56 Km² y una altura media de 2971.5 msnm, un perímetro de 28.62 km y su cauce principal se desarrolla en una longitud de 10.79 km, así mismo está limitada por los cerros Culaque, Garay, Chimchimal, Las Cruces y La Picota.

En las presas de almacenamiento, la función de la toma depende de los objetivos del almacenamiento, y que para el estudio de la represa Pisit, se debe desaguar el caudal necesario para dotar de agua a los caseríos aguas abajo del embalse, el mismo que será diseñado con fines de riego de 1575 ha (ver Anexo N°2).

3.1.1. Factores que Intervienen en la Elección del Tipo de Toma

La selección del tipo más adecuado de Obra de toma se hace después de un análisis económico y de las condiciones que imponga el proyecto, considerando además las características hidráulicas, topográficas y geológicas. De esta manera en el caso del proyecto de la Represa Pisit se ha escogido el tipo de obra de toma de acuerdo al Ítem 2.2, como una toma en lámina libre con torre y galería trabajando como canal.

Descritos en el Capítulo II, las diferentes obras de toma, así como las partes que forman parte de la ella, se procede a analizar los factores que influyen en la elección del tipo obra de toma y los cuales desarrollamos a continuación:

A. Topografía

La topografía es uno de los factores más importantes, que influyen en la elección del tipo de obra de toma que debe usarse; ya que las condiciones topográficas

dependerá la descarga de la toma, directamente al río, y utilizando un dique aguas abajo almacenar el agua y derivarla de tal forma de evitar la socavación en las faldas del represa. Para la localización de la obra de toma se contara con la elevación del umbral y con la elevación de la descarga al río, y se procurara ligar ambas elevaciones por medio de una línea lo más corta posible, para que el proyecto sea económico, pero sin perder de vista que no deben haber muy grandes cortes, puesto que el canal de descarga no será colocado en relleno.

B. Geología

Otro factor muy importante que se debe tomar en cuenta, al ubicar la obra de toma, es la geología, ya que las estructuras que integran la toma deberán colocarse en terreno firme que garantice la estabilidad del conjunto y también su impermeabilidad.

C. Tipo de Dique o Cortina

La característica más determinante para elegir un tipo de obra de toma es el tipo de dique o cortina. En las cortinas de materiales graduados como es el caso del presente informe, presa del tipo CFRD, se ha pensado en una obra de toma con torre y conducto excavado en el estribo derecho de la cortina, pues después de desarrollar varias alternativas se ha escogido el tipo de obra que mejor funciona hidráulicamente y sea económicamente factible (Ver figura N° 3.1).

Tomando en consideración que el tipo de cortina es de materiales graduados, los conductos deben ser herméticos y no presentar problemas de fugas a través de juntas y fisuras, pues el dique podría fallar por efecto de tubificación. También pueden presentarse fallas estructurales por las cargas que actúan sobre el conducto o por eventos sísmicos. En este tipo de cortina flexible el conducto de descarga debe trabajar bajo presión del agua, además de soportar el peso del material del dique. Para estos casos casi siempre se acostumbra hacer el conducto en concreto armado.

3.1.2. Tipo de Obra de Toma seleccionada para la Represa Pisit

Para el Proyecto de Construcción de la Represa Pisit, se ha seleccionado la obra de toma con torre y galería en lámina libre o trabajando como canal. Este tipo de

obra de toma constan de cuatro (4) partes principales: Las estructuras de Ingreso o toma, Transición, Conducción y Salida o descarga, y cuyos elementos de las obras de Toma para la represa Pisit son: Las rejillas, La torre de Toma, Compuertas de Control y emergencia, Canal de descarga de fondo y el Lanzador Circular. Estos elementos de la obra de toma antes mencionados, serán descritos en las siguientes líneas:

1. Rejilla con su estructura de sostén, la sirve para impedir el paso de objetos arrastrados por la corriente de agua que puedan dañar los mecanismos de control o el canal de descarga. La rejilla se proyecta de manera que la velocidad del agua se baja, al pasar por ella y de esta manera evitar la incrustación.
2. Torre de control, en donde se maniobran las compuertas de emergencia y operación, y además está formada por dos cámaras, una húmeda y otra seca.
3. El Puente de la Torre de toma sirve para acceder de la corona del dique hacia la torre en los casos de operación y mantenimiento.
4. Transición de entrada a la galería, este se utiliza para pasar de una forma de sección en la torre hacia otra, en el canal de descarga.
5. Galería trabajando como canal, también denominado canal de descarga y sirve para conducir los flujos aguas abajo de la represa.
6. Lanzador circular o Salto de Esquí, sirve para disipar la energía cinética de los flujos que son entregados por el canal de conducción y entregarlo hacia el río Pisit.

3.2. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DE LA OBRA DE TOMA

Ya habiéndose definido el tipo de obra de toma a utilizar, se procederá al diseño de dicha estructura con el fin de determinar las dimensiones de los distintos elementos que la conforman. Primeramente debemos estudiar el funcionamiento hidráulico y después realizaremos el diseño hidráulico, por lo cual necesitamos los datos del proyecto de la represa Pisit. A continuación realizaremos un resumen de las características del embalse (ver Anexo N°1) y sus reglas de operaciones los cuales son determinantes en el cálculo hidráulicos de la obra de toma.

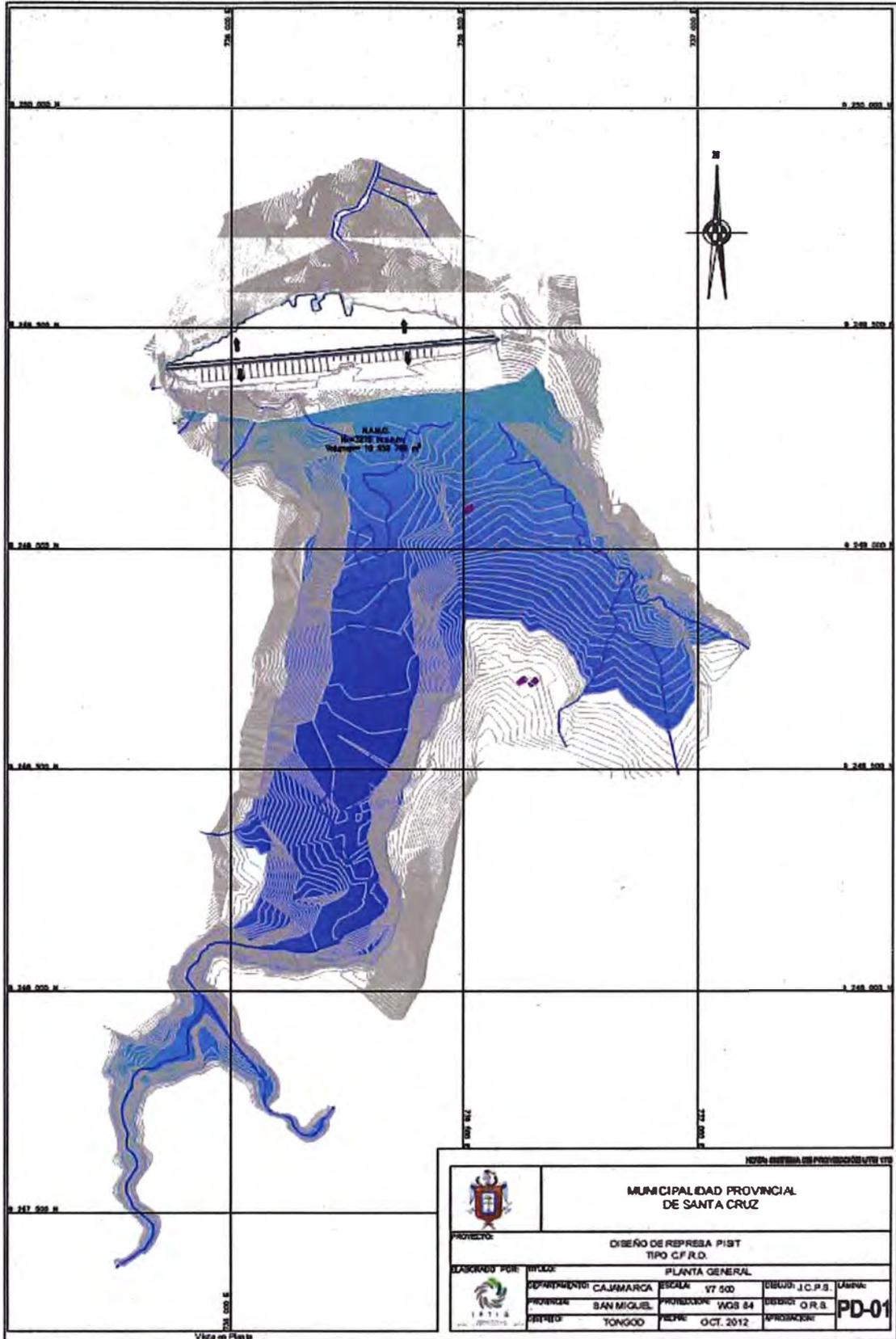


Figura N° 3.01 Configuración de la Represa Pisit (Fuente: J&R Projets Contratistas y Consultores S.A.C).

3.2.1. Cálculo de la Geometría de la Obra de Toma

Para diseñar la geometría de la obra de toma nos basaremos en la teoría de orificios y compuertas, cuyas ecuaciones se describen en el Ítem 2.7 del capítulo II del presente informe. Debemos señalar que la memoria de cálculo de la obra de toma y los planos se encuentra en los anexos N°3 y N°4 respectivamente.

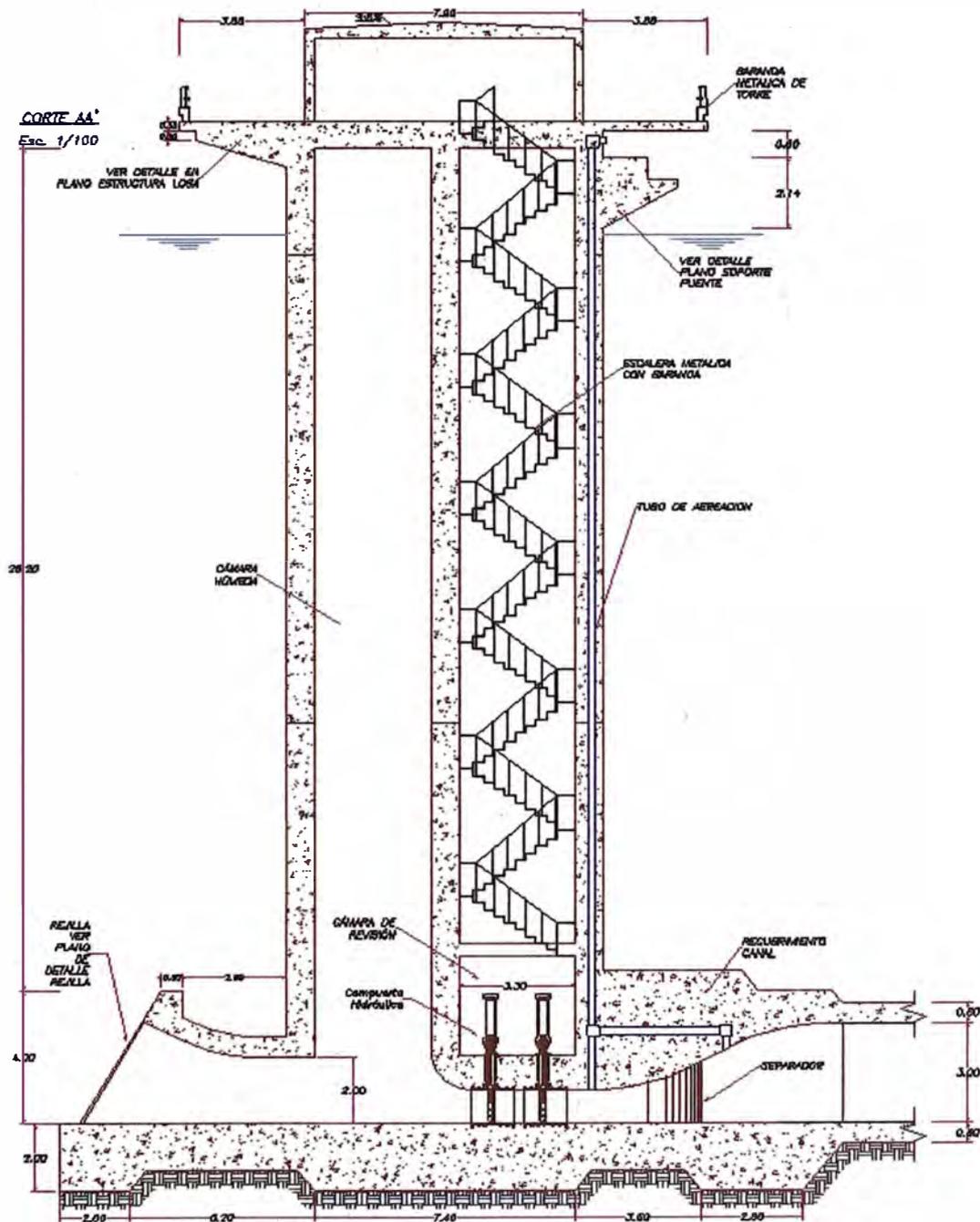


Figura N° 3.02 Plano en elevación de la Torre de Toma (Fuente: J&R Projets Contratistas y Consultores S.A.C).

La altura de la torre está determinada por el nivel de agua máxima extraordinario (NAME) y la cota donde se establece la Torre. Para el caso de la Torre de Toma se ha considerado la altura determinada por la cota de corona del dique de la represa como altura máxima, pues se ha proyectado también un puente de conexión entre el dique y la torre. Este puente se ha dispuesto para dar operación y mantenimiento de la estructura de toma.

En la figura N°3.2 se muestra la torre de toma que tiene una altura de 32m y una base de 9.0mx9.0m, que se puede apreciar en la figura N°3.3.

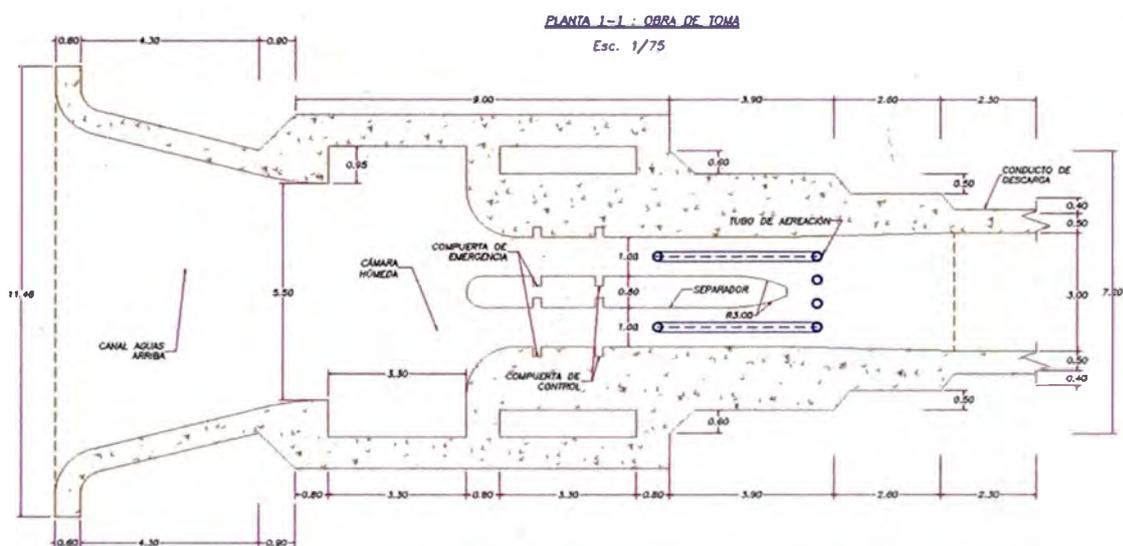


Figura N° 3.03 Plano en planta de la Torre de Toma (Fuente: J&R Projets Contratistas y Consultores S.A.C).

Las dimensiones de la base y el espesor de muro han sido determinados de acuerdo a un análisis estructural sismoresistente de acuerdo a las condiciones de cimentación y las cargas que actúan sobre la torre.

A. Datos Resumen del Proyecto de la Represa Pisit:

Las características del embalse y reglas de operación de la represa Pisit se resumen en el cuadro N°3.2 y se han tomado del Anexo N°1 del Informe de Climatología e Hidrología.

Cuadro N°3.1 Datos del Resumen de la Represa Pisit

Ítem	Descripción	Volumen (MMC) / Elevación (m.s.n.m)
1	Capacidad total de almacenamiento	10.16
2	Volumen de sedimentos	1.50
3	Capacidad útil	8.66
4	Almacenamiento mínimo para la extracción normal	2.37
5	Nivel de agua máximo extraordinario (NAME)	3216.80
6	Nivel de agua máximo ordinario (NAMO)	3215.35
7	Nivel de agua mínima de operación (NAMI)	3201.90
8	Elevación del volumen de sedimentos	3199.35

Fuente: Elaboración Propia.

B. Cálculo de pérdida por Rejillas (hr)

Para el cálculo de la pérdida por rejillas se utilizara la Ec. 2.4. El Bureau of Reclamation recomienda que cuando se desean los valores máximos de pérdidas se asume el 50% del área de la rejilla esta obstruido, lo que dará a una velocidad doble a través de esta. El valor mínimo de esta pérdida de carga se obtiene suponiendo que nada obstruye los orificios de la rejilla. Para el caso de las rejillas de la toma de la obra de toma, se consideró que se perderá el área neta en 25% por los sólidos en suspensión.

$$K = 1.45 - 0.45 \left[\frac{A_n}{A_b} \right] - \left[\frac{A_n}{A_b} \right]^2 \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Donde:

K= Coeficiente de Pérdida en rejilla.

An = Área neta de paso entre rejillas.

Ab = Área bruta de la estructura de rejillas.

Para el cálculo del área neta (An) y área bruta (Ab) utilizaremos la geometría de la rejilla, además se ha realizado una relación de materiales que forman parte de la rejilla (Ver Cuadro N°3.2) y el resumen del cálculo se muestra en el cuadro N°3.3 extraído del anexo N°3.

Cuadro N°3.2 Relación de materiales de la Rejilla

Ítem	Descripción	Dimensiones			
		a (m)	b (m)	Cant.	Área (m2)
1	Rejilla	1.5	1.8	1	2.700
2	Solera de 7/8 pulg	0.022	1.5	17	0.561
3	Tensadores 7/8 pulg	0.022	1.8	2	0.079

Fuente: J y R Projets Contratistas y Consultores, 2012.

Cuadro N°3.3 Cálculo de la pérdida por rejilla

Ítem	Descripción	Simb.	Valor
1	Área neta de paso entre rejillas	An	2.06
2	Coefficiente de pérdida en rejilla	K	0.61
3	Gasto normal de la Toma (m3/seg)	Q	1.00
4	Pérdida por rejilla	hr	0.20

Fuente: J y R Projets Contratistas y Consultores, 2012.

C. Dimensiones de las Compuertas de Operación y Emergencia

Para el cálculo de las dimensiones de las compuertas de emergencia y operación se utilizara la teoría desarrollada en el Ítem 2.7.1 del presente informe de competencia profesional. En la determinación de los coeficientes de contracción y de velocidad para las diferentes cargas de agua se aplicara la Ec. 2.14 y Ec. 2.15.

$$C_d = \frac{C_v C_c}{\sqrt{\frac{1-(C_v C_c a/y_0)^2}{1-(C_c a/y_0)}}} \text{ (Ec. 3.1)}$$

$$C_c = 0.611 \left[1 - 0.0895 \left[\frac{a}{y_1} \right] + 0.0893 \left[\frac{a}{y_1} \right]^2 + 0.0074 \left[\frac{a}{y_1} \right]^3 \right] \text{ Ec. 2.14}$$

$$C_v = 0.960 + 0.0979 \left[\frac{a}{y_1} \right] \text{ Ec. 2.15}$$

Debemos señalar que las aberturas de operación serán para obtener en todo momento un gasto normal, y para el nivel de aguas máximas extraordinarias

(NAME) se calculara el caudal máximo de descarga. Además se utilizaran los niveles de operación del embalse resumido en el cuadro N°3.1.

Cuadro N°3.4 Cálculo del Nivel de aguas en la Cámara Húmeda

Ítem	Gasto (m ³ /s)	Nivel de agua H (m)	a (m)	b (m)	Coef. de Velocidad (Cv1)	Coef. de Contracción (Cc1)	Coef. De descarga (Cd1)	Y1=h (m)	
1	Normal	1.00	11.90	1.50	1.50	0.97	0.53	0.510	11.90
2	Normal	1.00	26.80	1.50	1.50	0.97	0.53	0.510	26.80
3	Maximo	33.29	26.80	1.50	1.50	0.97	0.53	0.510	22.03

Fuente: J y R Projets Contratistas y Consultores, 2012.

Debemos señalar que las aberturas de operación serán para obtener en todo momento un gasto normal, y para el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) se calculara el caudal máximo de descarga. Además se utilizaran los niveles de operación del embalse resumido en el cuadro N°3.1.

En el cuadro N°3.4 del nivel de aguas en la cámara húmeda se han calculado para los dos primeros casos en un gasto normal y para el tercer caso en el máximo gasto. La carga de agua utilizada en el primer Ítem es del nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO), para el segundo y tercer ítem se utiliza la carga de agua de las máximas extraordinarias (NAME).

De la figura N°3.4, en donde se puede apreciar un bosquejo de los niveles de operación del embalse, y cuya geometría de la obra de toma ha sido tomado del plano PL-TR-01 (ver Anexo N°4). Aplicando la Ec. 2.11 en las compuertas de emergencia (1) y operación (2) obtenemos las siguientes expresiones:

$$\text{Gasto en la compuerta de Emergencia } Q = A_1 C_1 \sqrt{2g(H - h)} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

$$\text{Gasto en la compuerta de Operación } Q = A_2 C_2 \sqrt{2g(h - d)} \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Igualando y elevando al cuadrado las Ec. 3.1 y 3.2, para luego despejar la altura h, tendremos la siguiente expresión:

$$h = \frac{c_1^2 A_1^2 H + c_2^2 A_2^2 d}{c_1^2 A_1^2 + c_2^2 A_2^2} \quad (\text{Ec. 3.4})$$

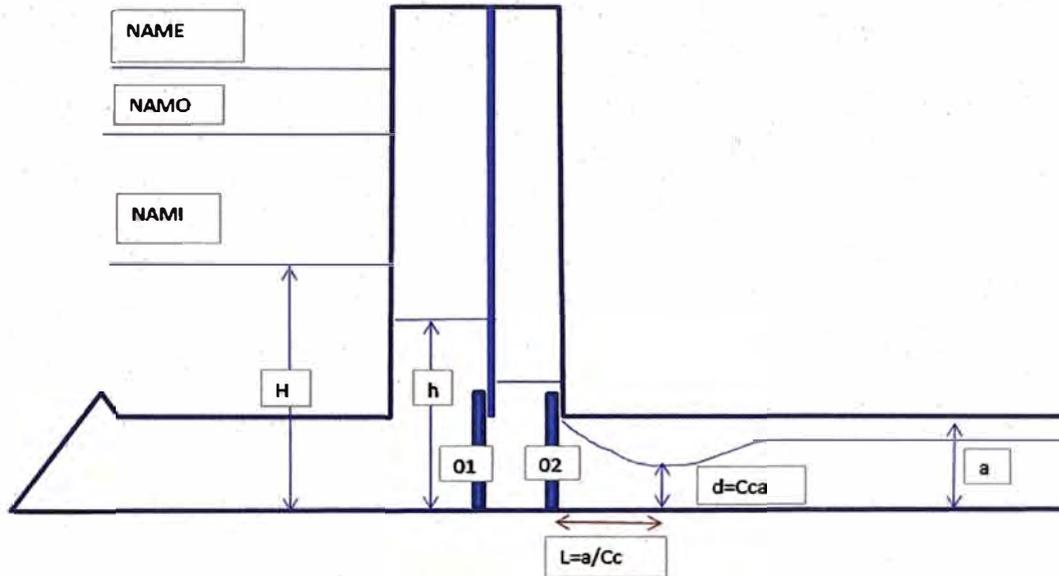


Figura N° 3.04 Esquema de la Obra de Toma (Fuente: J&R Projets Contratistas y Consultores S.A.C).

El procedimiento para dimensionar las compuertas consiste en suponer los valores del área de las compuertas A1 y A2 de acuerdo a la tabla de compuertas ya prefabricadas que existen en el mercado. Las dimensiones que se obtuvieron de las compuertas tipo vagón fueron de 1.00mx1.00m.

Cuadro N°3.5 Cálculo del Tirante aguas abajo de la Compuerta

Ítem	Gasto	(m ³ /s)	Y1=h (m)	a (m)	b (m)	Coef. de Velocidad (Cv2)	Coef. de Contracción (Cc2)	Coef. De descarga (Cd2)	Y2=a*Cc (m)
1	Normal	1.00	11.90	0.080	1.00	0.82	1.000	0.820	0.0801
2	Normal	1.00	26.80	0.053	1.00	0.82	1.000	0.820	0.0531
3	Maximo	33.29	22.03	1.000	2.00	0.82	1.000	0.820	1.00

Fuente: J y R Projets Contratistas y Consultores, 2012.

Así también como en la mayoría de diseño de compuertas que son colocados dentro de una torre de control, por razones constructivas resulta conveniente considerar que A1= A2, y aplicando a la Ec. 3.4 obtenemos:

$$h = \frac{c_1^2 H + c_2^2 d}{c_1^2 + c_2^2} \quad (\text{Ec. 3.5})$$

Para el Cálculo de la descarga máxima se aplicara la Ec. 3.2 y la Ec. 3.5, que son para obtener primero la altura del nivel de aguas dentro de la cámara húmeda y luego el caudal del descarga.

Cuadro N°3.6 Cálculo de parámetros hidráulicos en el Conducto

Ítem	Gasto	Q (m3/s)	Y2=a*Cc (m)	L=2*a(m)	A2 (m2)	P2(m)	Rh2 (m)	V2 (m/s)	E2(m)	Sf2
1	Normal	1.00	0.0801	0.16	0.08	1.16	0.07	12.49	8.03	1.2392
2	Normal	1.00	0.0531	0.11	0.05	1.11	0.05	18.82	18.11	4.5642
3	Maximo	33.29	1.00	2.00	2.00	6.00	0.33	16.65	15.12	0.2698

Fuente: J y R Projets Contratistas y Consultores, 2012.

En el cuadro N°3.6 se resumen los parámetros hidráulicos en el conducto aguas abajo de la compuerta en donde el caudal máximo que se descargara será de 33.29 m3/seg, y el nivel de agua en la cámara húmeda será de 22.03m (Ver cuadro N°3.5).

3.2.2. Aireación de la Compuerta de Descarga

La demanda de aire aguas abajo de las compuertas durante las maniobras depende del grado de apertura o cierre, del tipo de movimiento que se establece y de la perdida de carga a lo largo del conducto de aireación, todas estas consideraciones y cálculos han sido tomados del Anexo N°3 y resumidos en el Cuadro N° 3.7.

Como se recomienda en las consideraciones de diseño en el Ítem 2.6 de fenómenos de aireación, para la demanda de aire máxima la apertura tiene que ser del 80%. El coeficiente de contracción para este grado de apertura es de 0.82, por otro lado el ancho de la compuerta es de 1.00 m y la altura de la abertura del 80% de 1.00m es 0.8m.

Para efectos del cálculo de la demanda de aire se desprecia la perdida de carga hasta la sección contraída. Se considera como carga hidráulica en la sección contraída la altura de agua total sobre la compuerta. Esta altura para la avenida de proyecto es de 26.9 m. De esta forma de la Ec. 2.5 el caudal resultante es:

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \text{ (Ec. 2.5)}$$

$$Q = 0.82 * 0.8 * 2\sqrt{2} * 9.81 * 26.9 \text{ (Ec. 2.5)}$$

$$Q = 30.14 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Este es el caudal que pasa por debajo de la compuerta en un estado de apertura del 80%, situación crítica en lo que a demanda de aire se refiere. A partir del caudal la velocidad se obtiene de forma inmediata relacionando el caudal con la mínima superficie en la contracción. Para el cálculo de la demanda de aire existen numerosas formulas empíricas. En este proyecto se utiliza la fórmula recomendada por el U.S Army Corps of Engineers (USACE, 1964) en descargas libres sin resaltos y se muestra en la Figura N° 2.24.

$$\beta = 0.03(F_c - 1)^{1.06} \text{ (Ec. 3.6), siendo } F = \frac{v}{\sqrt{g*y}}$$

Cuadro N°3.7 Determinación de la ventilación de la estructura de descarga de la Represa Pisit para diferentes niveles de agua.

N°	Abertura de Compuerta (%)	b (m)	Abertura de flujo Contraído (m)	Área de flujo Contraído (m ²)	Carga (m)	Descarga de Agua Qw (m ³ /s)	Velocidad de Agua Vw (m/s)	Fr (Número de Froude)	Razón de Demanda de aireación (β)	Velocidad de Aire Va (m/s)
1	10	1.00	0.08	0.08	26.72	1.50	18.77	23.40	0.81	3.66
2	20	1.00	0.16	0.16	21.24	2.68	16.74	14.75	0.48	4.61
3	30	1.00	0.24	0.24	21.14	4.01	16.70	12.02	0.38	5.64
4	40	1.00	0.32	0.32	21.04	5.33	16.66	10.38	0.32	6.49
5	50	1.00	0.40	0.40	20.94	6.65	16.62	9.26	0.28	7.24
6	60	1.00	0.48	0.48	20.84	7.96	16.58	8.44	0.25	7.91
7	70	1.00	0.56	0.56	20.74	9.26	16.54	7.79	0.23	8.53
8	80	1.00	0.64	0.64	20.64	10.56	16.50	7.27	0.21	9.10
9	90	1.00	0.72	0.72	20.54	11.85	16.46	6.84	0.19	9.62
10	100	1.00	0.80	0.80	20.44	13.14	16.42	6.47	0.18	10.12
11	100	1.00	0.80	0.80	26.80	15.04	18.80	7.41	0.22	11.59

Fuente: J y R Projets Contratistas y Consultores, 2012.

También se recomienda por parte del USACE, en los conductos de ventilación, la velocidad de aire está limitada a 45m/s. Para el diseño de la sección mínima del conducto de aireación, la velocidad que fue adoptada es 30m/s y considerando cuatro (4) conductos de aireación, obteniéndose de esta forma un diámetro mínimo del conducto de 0.09.

A pesar que todos los cálculos se han realizado por el lado de la seguridad y que la limitación de velocidad del aire se ha hecho de forma muy conservadora, el ajuste del diámetro del conducto de aireación se hace a tamaños comerciales. La salida de los conductos de aireación aguas abajo de las compuertas debe proporcionar una buena distribución del aire en el agua, por lo mismo se ha colocado cuatro tuberías de aducción de un diámetro de 10cm o 4 Pulgadas.

3.3. CONFIGURACIÓN FINAL DE LA OBRA DE TOMA

Esta estructura está ubicada en el lado derecho del dique, el cual tendrá la función de operación de regulación, mediante el uso de las compuertas. Las dimensiones de la torres es la siguiente; el muro interno de la torre será de 7.40x7.40 m y una altura de 32 desde la losa hasta el techo de la torre. En el área de operación está constituida por dos cámaras, una cámara húmeda al ingreso de la torre y una cámara seca para la operación de la compuerta de regulación.

Las compuertas serán manipuladas, el primero mediante cables deslizante de 32 m de altura para la cámara húmeda y la otra compuerta estará ubicado en la cámara seca y será de tipo hidráulico de 1 m de altura. Además se considera para la movilización dentro de la torre una escalera metálica hacia abajo así como un ascensor de 2x2 m. Sobre la torre se proyecta una caseta donde instalara los motores del elevador y de la compuerta deslizante.

Para el acceso de la presa a la torre se construirá un puente de metal y losa de concreto, esta tendrá una luz de 36 m y un ancho de 5.5 m, el puente tendrá barandas metálicas de 1 m altura. En la figura N°3.5 se puede apreciar la configuración final de la obra de toma con sus principales elementos como son la Torre de Toma, Conducto de Descarga y el Salto de Esquí, y que ha sido tomado del Plano PS-DS-01 ubicado en el Anexo N°4.

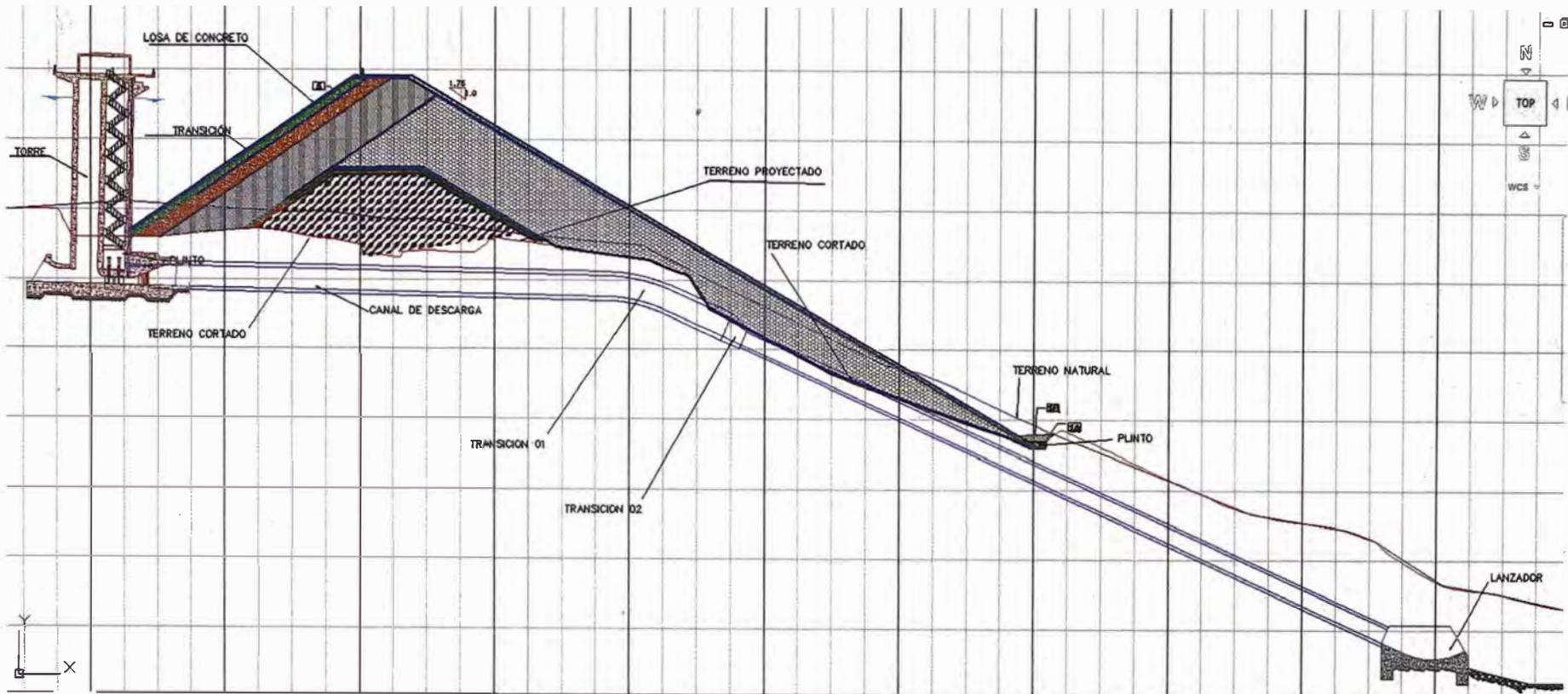


Figura N° 3.05 Perfil longitudinal de la Obra de Toma (Fuente: J&R Projets Contratistas y Consultores S.A.C).

CAPITULO IV: DISEÑO HIDRÁULICO DEL CONDUCTO DE DESCARGA DE FONDO

4.1. GENERALIDADES

El conducto de descarga de la obra de toma de la Represa Pisit ha sido configurado por dos zonas de ingreso por razones de seguridad. Esta medida ha sido adoptada por las recomendaciones de la Comisión Internacional de Grandes Presas (CIGP) o ICOLD por sus siglas en Ingles y el Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP).

Además cada zona de descarga cuenta con dos (2) compuertas, la primera de seguridad y la segunda de operación, cuyas características se mencionó en el capítulo III. El conducto de descarga ha sido diseñado para trabajar como un canal en lámina libre en todo su recorrido aguas abajo de las compuertas.

4.2. CÁLCULOS HIDRÁULICOS DEL CONDUCTO DE DESCARGA

4.2.1. Pendiente del Conducto de descarga de fondo

La pendiente del conducto de descarga de fondo debe ser mayor que la crítica para que el régimen de la corriente sea rápido y asegurar que no se produzca la sedimentación en la galería, pero tomando en cuenta los efectos erosivos del flujo.

Cuadro N°4.1 Cálculo de la Pendiente del Conducto de Descarga

Ítem	Gasto	Q (m ³ /s)	b (m)	Yc(m)	Ac (m ²)	Pc(m)	Rhc (m)	Vc (m/s)	Sc	S0
1	Normal	1.00	1.00	0.4671	0.47	1.934	0.24	2.14	0.0069	0.0200
2	Normal	1.00	1.00	0.4671	0.47	1.934	0.24	2.14	0.0069	0.0200
3	Maximo	33.29	2.00	3.0455	6.09	14.182	0.43	5.47	0.0207	0.0200

Fuente: J y R Projets Contratistas y Consultores, 2012.

Del Anexo N°4 se ha resumido los cálculos en el cuadro N°4.1 en donde se realiza el análisis para el gasto normal y el máximo, de 1m³/s y 33.36 m³/s respectivamente, en donde se obtuvo una pendiente de S₀=2%. También debemos señalar que las condiciones de operación para el gasto máximo se dan cuando las dos (2) compuertas de operación se encuentran abiertas totalmente y esto ocurre para el nivel de agua máximo extraordinario (NAME).

4.2.2. Cálculo de los Tirantes en el Conducto de descarga de fondo

Para el cálculo de los tirantes del conducto de descarga se ha considerado la hidráulica de canales, en donde la sección del canal es tipo herradura con un ancho de 3 m y un alto de 3m. Además en el cuadro N°4.2 se ha calculado los tirantes de ingreso para el gasto normal y máximo en el conducto de descarga.

Cuadro N°4.2 Cálculo del Tirante en el Conducto de Descarga

Ítem	Gasto	Q (m ³ /s)	Y3 (m)	a3 (m)	b3 (m)	A3 (m ²)	P3 (m)	Rh3 (m)	V3 (m/s)	Sf3
1	Normal	1.00	0.0402	3.00	3.00	0.1207	3.0804	0.0392	8.288	1.1621
2	Normal	1.00	0.0330	3.00	3.00	0.0989	3.0659	0.0322	10.115	2.2428
3	Maximo	33.29	0.6771	3.00	3.00	2.0312	4.3542	0.4665	16.390	0.1671

Fuente: J y R Projets Contratistas y Consultores, 2012.

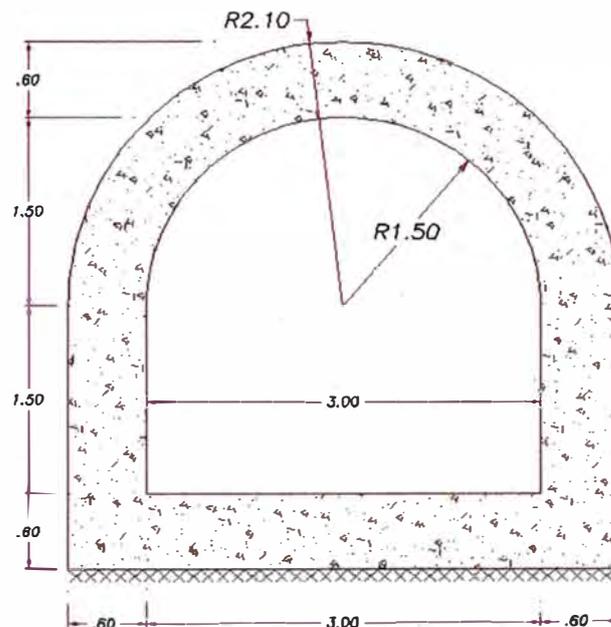


Figura N° 4.01 Sección Transversal del Canal de Descarga – Tramo I
 (Fuente: J&R Projets Contratistas y Consultores S.A.C).

En la figura N°4.1 se muestra la geometría y la armadura del conducto de descarga, que ha sido tomado del plano PL-DS-02 (ver Anexo N°4). De acuerdo al cuadro N°4.3 el tirante crítico es mayor al normal y al tirante en el inicio de la sección tipo herradura, por lo tanto el tipo de perfil del flujo es S3.

Cuadro N°4.3 Cálculo del Tirante Normal y Tirante Crítico

Ítem	Gasto	Y3 (m)	Yn (m)	Yc (m)	Ac (m2)	Pc (m)	Rhc (m)	Vc (m)
1	Normal	0.0402	0.1395	1.9132	5.74	6.826	0.84	0.17
2	Normal	0.0329	0.1395	2.1848	6.55	7.370	0.89	0.15
3	Maximo	0.6771	1.4442	2.3242	6.97	7.648	0.91	4.77

Fuente: J y R Projets Contratistas y Consultores, 2012.

Luego de haber determinado el tipo de perfil del flujo, se calculó los tirantes como flujo gradualmente variado, para el caso en donde hay un máximo caudal. El caudal máximo es el generado con la carga máxima (NAME) y es el que genera mayores tirantes en el conducto cerrado, desde el primer tirante Y3=0.67 hasta el máximo tirante Yn=1.44. El tirante Y4=0.92 para el final del primer tramo es en la progresiva 00+214.0 (Ver cuadro N°4.4), luego del cual hay una transición para pasar hacia una mayor pendiente y una sección de menor área.

Cuadro N°4.4 Perfil S3 en el Conducto de Descarga-Tramo I

Ítem	Y(m)	A(m2)	Rh(m)	V(m/s)	V2/2g(m/s)	E	Sf	\bar{Sf}	Δx	Fr	Progresiva
0	0.677	2.03	0.47	16.39	13.69	14.37	1.67E-01			6.36	00+144.50
1	0.715	2.15	0.48	15.51	12.26	12.98	1.42E-01	1.547E-01	10.32	5.86	00+154.82
2	0.754	2.26	0.50	14.72	11.05	11.80	1.22E-01	1.323E-01	10.49	5.41	00+165.31
3	0.792	2.38	0.52	14.01	10.00	10.80	1.06E-01	1.142E-01	10.68	5.03	00+175.99
4	0.831	2.49	0.53	13.36	9.10	9.93	9.26E-02	9.933E-02	10.90	4.68	00+186.88
5	0.869	2.61	0.55	12.77	8.31	9.18	8.14E-02	8.701E-02	11.15	4.37	00+198.04
6	0.907	2.72	0.57	12.23	7.63	8.53	7.20E-02	7.672E-02	11.46	4.10	00+209.49
Y4	0.922	2.77	0.57	12.04	7.38	8.31	6.88E-02	7.042E-02	4.52	4.00	00+214.01
7	0.946	2.84	0.58	11.74	7.02	7.97	6.41E-02	6.805E-02	11.82	3.85	00+221.31
8	0.984	2.95	0.59	11.28	6.48	7.47	5.73E-02	6.069E-02	12.25	3.63	00+233.56
9	1.022	3.07	0.61	10.86	6.01	7.03	5.15E-02	5.439E-02	12.77	3.43	00+246.33
10	1.061	3.18	0.62	10.46	5.58	6.64	4.65E-02	4.897E-02	13.40	3.24	00+259.73
11	1.099	3.30	0.63	10.10	5.20	6.30	4.21E-02	4.428E-02	14.18	3.08	00+273.91
12	1.137	3.41	0.65	9.76	4.85	5.99	3.83E-02	4.019E-02	15.17	2.92	00+289.08
13	1.176	3.53	0.66	9.44	4.54	5.72	3.49E-02	3.662E-02	16.43	2.78	00+305.51
14	1.214	3.64	0.67	9.14	4.26	5.47	3.20E-02	3.348E-02	18.11	2.65	00+323.62
15	1.252	3.76	0.68	8.86	4.00	5.25	2.94E-02	3.070E-02	20.42	2.53	00+344.04
16	1.291	3.87	0.69	8.60	3.77	5.06	2.71E-02	2.824E-02	23.79	2.42	00+367.83
17	1.329	3.99	0.70	8.35	3.55	4.88	2.50E-02	2.605E-02	29.11	2.31	00+396.93
18	1.368	4.10	0.72	8.12	3.36	4.72	2.32E-02	2.409E-02	38.71	2.22	00+435.64
19	1.406	4.22	0.73	7.89	3.18	4.58	2.15E-02	2.233E-02	61.08	2.13	00+496.72
20	1.444	4.33	0.74	7.68	3.01	4.45	2.00E-02	2.075E-02	170.99	2.04	00+667.71

Fuente: J y R Projets Contratistas y Consultores, 2012.

Después del primer tramo que tiene una longitud de 69.5m, se pasa de una pendiente $S_0=0.02$ a una pendiente mucho mayor $S_0=0.44$ con una misma sección

de conducto La transición parabólica tiene una longitud de 13 m y un desnivel de 5.12m con una elevación final 3182.52msnm en la progresiva 00+231.84, con un tirante final de $Y_5=0.739$ (Ver figura N°4.2).

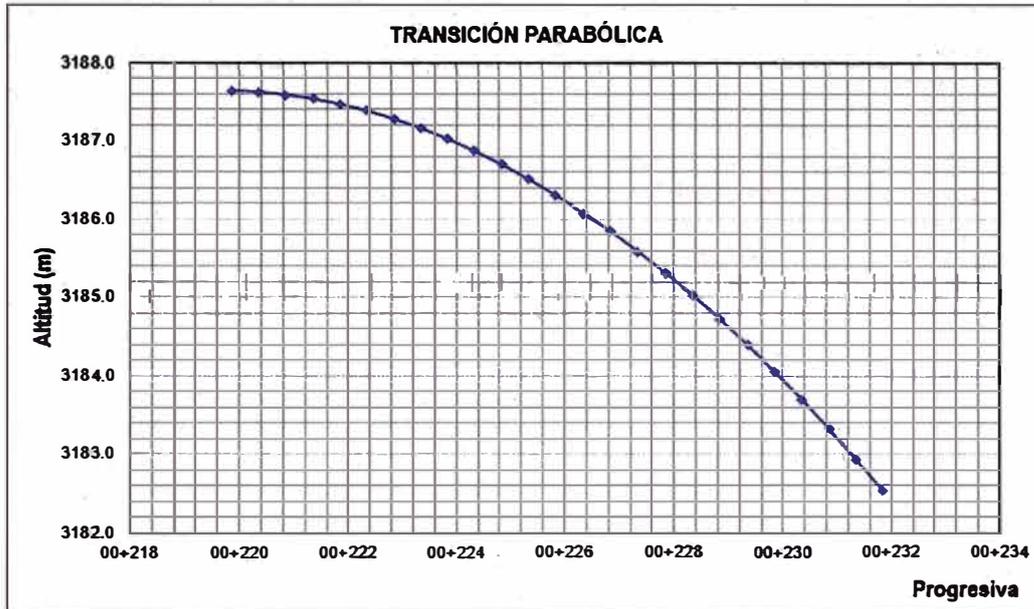


Figura N° 4.02 Curva Parabólica de Cambio de Pendiente entre el Tramo I y II
 (Fuente: J&R Projets Contratistas y Consultores S.A.C).

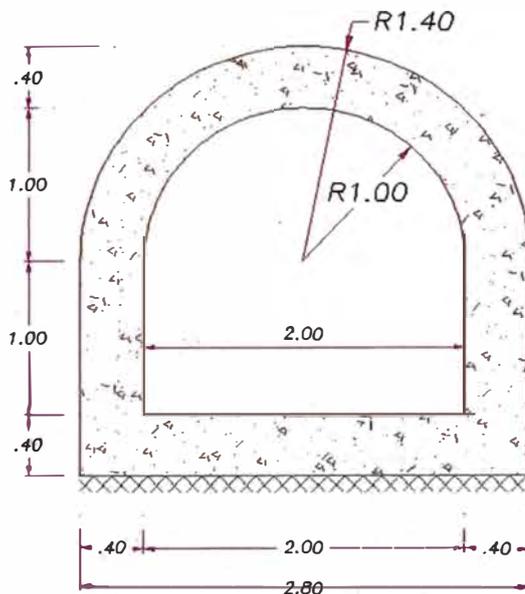


Figura N° 4.03 Sección Transversal del Canal de Descarga - Tramo II
 (Fuente: J&R Projets Contratistas y Consultores S.A.C).

La transición tiene una longitud de 3m, para pasar hacia una sección de una base de 2m de base y una altura de 2m. Este segundo tramo tiene una longitud de 104.5m y el tipo de sección es también herradura, al igual que el primer tramo.

El perfil del flujo es del tipo S2 para el segundo tramo y su tirante de ingreso es $Y_6 = 1.58\text{m}$ con una velocidad de ingreso de 10.56m/s y un tirante de salida de $Y_7 = 0.74$ con una velocidad de salida de 22.65m/s de flujo supercrítico (Ver cuadro N°4.5). Así mismo se muestra la sección transversal en la figura N°4.3 tomado del plano PL-D-02 y adjuntado en el anexo N°4.

Cuadro N°4.5 Perfil S2 en el Conducto de Descarga-Tramo II

ítem	Y(m)	A(m ²)	Rh(m)	V(m/s)	V ² /2g (m/s)	E	Sf	\bar{S}_f	Δx	Fr	Progesiva
0	1.576	3.15	0.61	10.56	5.68	7.26	4.83E-02			2.69	00+236.50
1	1.542	3.08	0.61	10.80	5.94	7.49	5.11E-02	4.971E-02	0.57	2.78	00+237.07
2	1.507	3.01	0.60	11.05	6.22	7.73	5.41E-02	5.262E-02	0.62	2.87	00+237.70
3	1.472	2.94	0.60	11.31	6.52	7.99	5.74E-02	5.577E-02	0.68	2.98	00+238.38
4	1.438	2.88	0.59	11.58	6.83	8.27	6.10E-02	5.921E-02	0.74	3.08	00+239.12
5	1.403	2.81	0.58	11.87	7.18	8.58	6.49E-02	6.297E-02	0.82	3.20	00+239.94
6	1.368	2.74	0.58	12.17	7.55	8.91	6.92E-02	6.708E-02	0.89	3.32	00+240.83
7	1.333	2.67	0.57	12.48	7.94	9.28	7.39E-02	7.158E-02	0.98	3.45	00+241.82
8	1.299	2.60	0.56	12.82	8.37	9.67	7.91E-02	7.654E-02	1.09	3.59	00+242.91
9	1.264	2.53	0.56	13.17	8.84	10.10	8.49E-02	8.200E-02	1.20	3.74	00+244.11
10	1.229	2.46	0.55	13.54	9.34	10.57	9.12E-02	8.804E-02	1.34	3.90	00+245.45
11	1.195	2.39	0.54	13.93	9.89	11.09	9.83E-02	9.474E-02	1.49	4.07	00+246.94
12	1.160	2.32	0.54	14.35	10.49	11.65	1.06E-01	1.022E-01	1.67	4.25	00+248.62
13	1.126	2.25	0.53	14.79	11.15	12.28	1.15E-01	1.105E-01	1.89	4.45	00+250.50
14	1.091	2.18	0.52	15.26	11.87	12.96	1.25E-01	1.198E-01	2.14	4.67	00+252.64
15	1.058	2.11	0.51	15.76	12.66	13.72	1.36E-01	1.303E-01	2.45	4.90	00+255.09
16	1.021	2.04	0.51	16.30	13.54	14.56	1.48E-01	1.422E-01	2.82	5.15	00+257.91
17	0.987	1.97	0.50	16.87	14.51	15.49	1.63E-01	1.557E-01	3.28	5.42	00+261.19
18	0.952	1.90	0.49	17.48	15.58	16.53	1.79E-01	1.710E-01	3.87	5.72	00+265.07
19	0.917	1.83	0.48	18.15	16.78	17.70	1.98E-01	1.886E-01	4.64	6.05	00+269.70
20	0.883	1.77	0.47	18.86	18.13	19.01	2.20E-01	2.088E-01	5.67	6.41	00+275.37
21	0.848	1.70	0.46	19.63	19.64	20.49	2.45E-01	2.323E-01	7.12	6.81	00+282.48
22	0.8079	1.62	0.45	20.60	21.64	22.45	2.80E-01	2.623E-01	11.02	7.32	00+293.50
23	0.773	1.55	0.44	21.53	23.62	24.40	3.15E-01	2.975E-01	13.68	7.82	00+307.18
24	0.739	1.48	0.42	22.54	25.89	26.63	3.58E-01	3.366E-01	21.63	8.37	00+328.81
Y7	0.735	1.47	0.42	22.65	26.14	26.88	3.63E-01	3.603E-01	3.11	8.43	00+331.92

Fuente: J y R Projets Contratistas y Consultores, 2012.

4.2.3. Aireación del Conducto de Descarga en Lámina Libre

En el cálculo de la demanda de aire para el flujo en lámina libre se utiliza la expresión de la Ec. 2.4, fórmula obtenida por estudios de Sharma en 1976. De sus experimentos dedujo una ecuación que ha sido adoptada y utilizada por prestigiosas instituciones como el "U.S. Bureau of Reclamation" (USBR) y el Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP).

La fórmula propuesta por Sharma relaciona el caudal de aire demandado con el caudal de agua circulante "Q" y el número de Froude "F" en el conducto. Esta expresión con respecto a la propuesta por el USACE, obtiene mayores caudales de ventilación, lo que implica una seguridad adicional razonable.

$$\beta = 0.09 * F_c \quad (\text{Ec. 2.4}), \text{ siendo } F = \frac{v}{\sqrt{g*y}}$$

Para esta zona aguas abajo de las compuertas se considera de tirante el alto del conducto, es decir 1.00 m. En cuanto a la velocidad y el caudal en cada conducto, para estar por el lado de la seguridad se tomaran los valores en el conducto en presión con la altura de carga de agua correspondiente a la avenida del proyecto. Del cuadro N°3.5 la velocidad es 16.68 m/s, el caudal de agua es 33.36 m³/s y el caudal de aire:

$$Q_{\text{aire}} = 33.36 * 0.09 * \frac{16.68}{\sqrt{9.81 * 1.00}} = 15.99 \text{ m}^3/\text{s}$$

Al igual que en el cálculo de la demanda de aire para las compuertas, se ha limitado la velocidad de aire a 30 m/s. Y a partir de la velocidad y el caudal de aire demandado se obtiene la sección de los conductos de aducción de aire. Los conductos de aducción se han distribuido en cuatro (4) y el diámetro obtenido de los cálculos es de 8 pulgadas (Ver Anexo N°3 (Cuadro N° 04 CND-H)).

4.3. CONFIGURACIÓN FINAL DEL CONDUCTO DE DESCARGA

El canal de conducción enterrado tiene una longitud total de 190 m, de sección tipo herradura de 3.0x3.0 m² (primer tramo con 69.5 m) y 2.0x2.0 m² (segundo tramo 104.5 m). Además dos canales de transición de 13 y 3 metros, la primera de transición de cambio de pendiente y la segunda de reducción de sección del conducto.

CAPITULO V: DISEÑO HIDRÁULICO DEL LANZADOR CIRCULAR O SALTO DE ESQUÍ.

5.1 GENERALIDADES

Un Salto de Esquí o Trampolín se considera como una estructura hidráulica o dispositivo de amortiguación de energía en donde sucede una aireación natural. Según la CNEGP el arrastre de aire que se produce en estas estructuras, unido a fenómenos de turbulencia, viscosidad, compresibilidad y tensión superficial, contribuyen eficazmente a que se incremente la disipación de energía en el punto de impacto y por lo tanto una menor erosión en el cauce. La disipación de energía se produce en la atmosfera, y en este tipo de estructuras está en un rango de 10 al 20% del total de energía.

En cuanto a la trayectoria efectiva del chorro, el USBR (1970) propone un coeficiente reductor $K=0.9$, para la ecuación parabólica de la trayectoria teórica, Peterka (1953) recomienda un rango de reducción de 15%-20% de la trayectoria teórica. Por otro lado Kawakami (1973), en base a trabajos en prototipo encontró una expresión para la trayectoria efectiva. De todos los investigadores descritos en el Ítem 2.8 y la utilización de sus respectivas expresiones entre los valores teóricos y los efectivos no son muy grandes. Además Kawakami también encontró que para velocidades en el punto de lanzamiento de 15-20 m/s la resistencia del aire es poco significativa en el alcance del chorro, llegándose a una reducción del 30% para velocidades de 40 m/s.

5.2 CÁLCULOS HIDRÁULICOS DEL LANZADOR CIRCULAR

5.2.1. Cálculo del Radio Mínimo del Trampolín

Para la salida del canal de descarga de fondo hacia el río Pisit se ha diseñado el Lanzador circular o Salto de esquí; teniendo en cuenta los criterios según el U.S. U.S. Army Corps of Engineers (USACE).

$$r_{min} = \frac{5.19 * \left(dt + \frac{vt^2}{2g} \right)}{Ft^{1.64}} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

Donde:

d_t = Tirante de ingreso al salto en esquí (Pies).

V_t = Velocidad de flujo entrante al salto en esquí (Pies/seg).

F_t = Número de Froude de flujo ingresante al salto en esquí.

r_{min} = Radio mínimo del cucharón del salto en esquí.

El tirante del flujo que ingresa al trampolín es $d_1=0.73$ con una velocidad de 22.9m/s y el número de Froude de 7.32. De la Ec. 5.1 obtenemos un radio mínimo de $r_{min} = 7.9$, con los parámetros de ingreso del flujo que llega al cucharón del salto de esquí obtenemos. Según el USACE el radio debe ser al menos igual a cuatro veces la profundidad del flujo máximo, pero este es menor al calculado. Finalmente por la recomendaciones dadas por Vischer y Hager, el radio del Salto de Esquí que se adoptó para el diseño es de $r = 10m$ (ver figura N° 5.1).

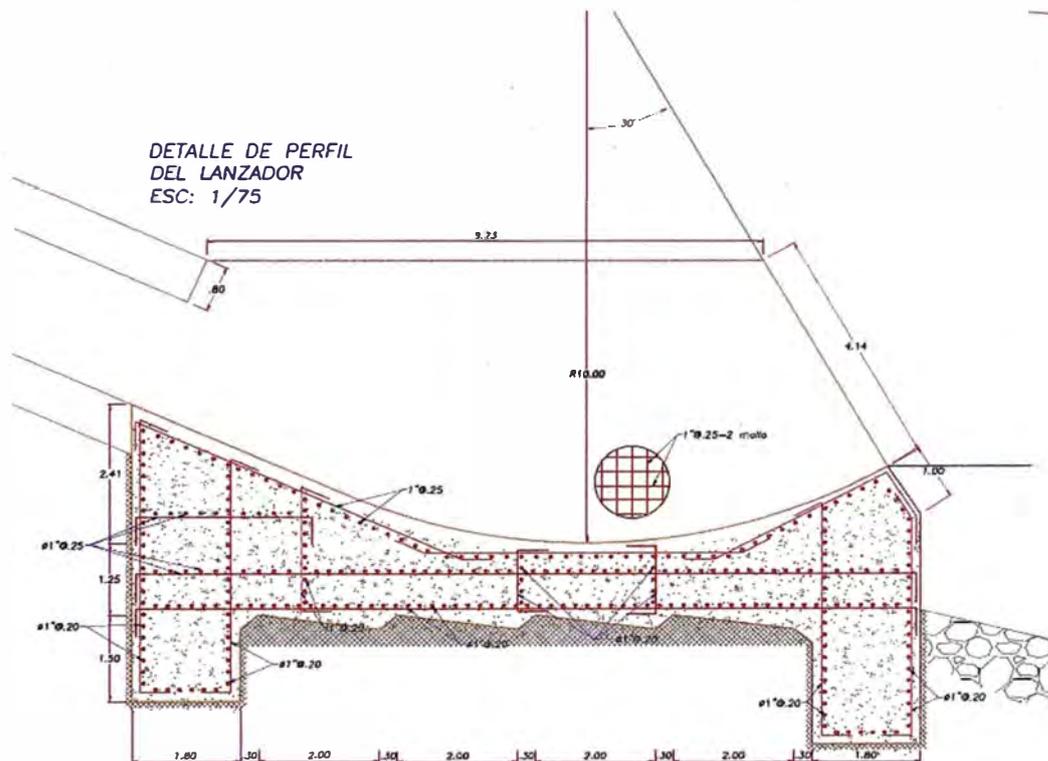


Figura N° 5.01 Vista en Elevación del Lanzador Circular (Fuente: J&R Projeets Contratistas y Consultores S.A.C).

5.2.2. Cálculo de la Geometría del Flujo.

A. Ángulo de Trayectoria

Luego de haber calculado el radio del trampolín se determinaron los parámetros geométricos del Salto de Esquí, y a continuación se describen las expresiones para sus cálculos respectivos.

$$\Phi = \tan^{-1} \left\{ \frac{[d_1(2r-d_1)]^{1/2}}{r-d_1} \right\} \text{ (Ec. 5.2)}$$

Donde:

d_1 = Tirante de ingreso al Trampolín (pies)

r = Radio del salto de esquí (pies).

Φ = Ángulo de la salida del esquí con la horizontal (Radianes).

Con la Ec. 5.2 se calculó el ángulo de trayectoria del lanzador circular obteniendo como ángulo de salida del chorro $\Phi = 22^\circ$.

B. Altura Mínima

Para el cálculo de la altura mínima el USBR recomienda que el nivel del labio del esquí este siempre por encima del nivel máximo de agua en la zona de descarga de la estructura para evitar que el material ingrese empezando un proceso de desgaste, y prevenir la cavitación debida a fluctuaciones de sumergencia.

$$h_{min} = r - r \cos(\Phi - \tan^{-1} s) \text{ (Ec. 5.3)}$$

Donde:

r = Radio del salto de esquí.

Φ = Ángulo de la salida del esquí con la horizontal (Radianes).

s = Pendiente de la rápida (m/m).

De la Ec. 5.3 la altura mínima del Lanzador circular es de $h_{min}=0.63\text{m}$, pero por razones de seguridad y asegurar el salto del chorro se adoptó como altura mínima de 1.2, siendo este valor el doble de la altura mínima.

C. Trayectoria del Flujo

Esencialmente la consideración más importante en el diseño de saltos en esquí, es el determinar qué tan lejos puede ser lanzado el chorro aguas abajo. En vista

de las recomendaciones de Kawakami y el CNEGP, al tener una velocidad de 20.6m/s no utilizaremos coeficientes de reducción para el cálculo de la trayectoria del chorro.

$$X_H = h_e \sin 2\theta + 2\cos \theta [h_e(h_e \sin \theta^2 + Y_1)]^{1/2} \text{ (Ec. 5.4)}$$

Donde:

he= Altura de velocidad en el labio del esquí (m).

θ= Ángulo de salida (°)

Y1= Distancia entre el labio y la superficie libre de la descarga (m).

Finalmente utilizando la Ec. 5.4 el Lanzador circular tiene un alcance de $X_H=15.3\text{m}$. Los parámetros calculados en este ítem y en los anteriores se resumen en el cuadro N°3.12, cuyas dimensiones se muestran en el Plano PL-DS-04.

Cuadro N°5.1 Resumen de los Parámetros Geométricos.

N°	r min (m)	h (m)	Θ (Ángulo de Trayectoria)		Xh(m)	Θ' (Ángulo de Impacto)	
1	7.85	0.57	0.38	rad	15.27	0.79	rad
2	10.00	0.63	22.0	grados	-	46	grados

Fuente: Elaboración Propia.

5.2.3. CONFIGURACIÓN FINAL DEL SALTO DE ESQUÍ

En el final del conducto se tiene una estructura de disipación de energía (Lanzador) de 10 m de radio y La poza de amortiguamiento está constituida sobre el lecho rocoso en el río Pisit. La configuración final del Salto de Esquí y la geometría final de la estructura de disipación se puede apreciar en la figura N°5.2.

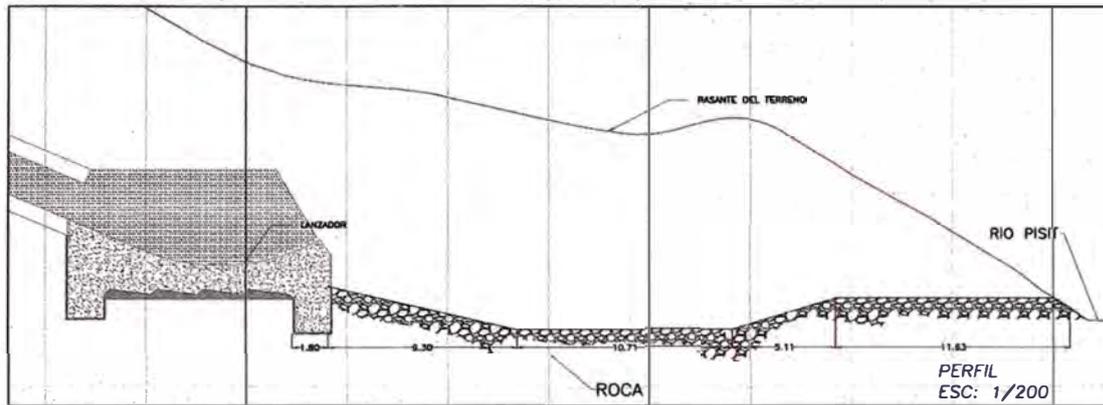


Figura N° 5.02 Configuración Final del Lanzador Circular (Fuente: J&R Projets Contratistas y Consultores S.A.C).

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- En presas de suelos la ubicación de las obras de toma u otros órganos de descarga, se deberán colocar en los estribos para evitar que su colapso afecte el dique.
- En el diseño de la obra toma se realiza el balance hídrico para obtener el caudal de oferta, sin embargo para el diseño del conducto de descarga se toma en cuenta el nivel de aguas extraordinarias.
- La capacidad del conducto o canal de descarga de una obra de toma la determinan la avenida de diseño, las características del embalse y el programa de operación de la toma.
- El Caudal máximo que se restituirá hacia el río Pisit es de 33.29 m³/s con un tirante máximo de 1.58m en un evento máximo extremo.
- La pendiente del conducto de descarga deberá ser mayor que la pendiente crítica para evitar saltos hidráulicos dentro del conducto, el mismo que tiene el valor de $S=0.02$.
- El cambio de pendiente entre los dos tramos del conducto de descarga, se ha realizado con una curva convexa del tipo parabólica con una longitud de 12 m y un desnivel de 5.12m.
- La ventilación de las compuertas se ha diseñado para obtener un máximo caudal de aire, que se considera para un 80% de apertura de las compuertas de operación, obteniéndose un diámetro de 0.20m.
- El salto de Esquí tiene un radio de 10m y un ángulo de lanzamiento de chorro de 22°, siendo su alcance máximo de 15.3m.
- Las velocidades en la toma y los dos tramos del conducto de descarga son menores a 23 m/s y con números de froude menores a 9. Por lo tanto no se requieren medidas especiales de protección contra la cavitación.

6.2 RECOMENDACIONES

- El perfil longitudinal del canal de descarga de la obra de toma debe adaptarse a las condiciones topográficas y geomecánicas del terreno y debe ir siempre en corte, y si es posible debe estar cimentado sobre roca.
- Al tener velocidades menores a 23m/s y con números de froude menor a 9, no se producirán problemas de cavitación según diferentes autores mencionados en el presente informe técnico, pero se recomienda realizar los cálculos de los coeficientes de aireación y los índices de cavitación.
- Se recomienda realizar un modelo físico a escala del comportamiento Hidráulico de la obra de Toma para los diferentes niveles de embalse de la presa.
- Se recomienda realizar el modelamiento numérico de la aireación en la obra de toma, en donde se consideren los grados de apertura de las compuertas, así como también la influencia de los diferentes niveles del embalse.
- Se recomienda realizar los análisis para la evacuación de sedimentos y de esta manera mantener la capacidad del embalse, considerando que los efectos de abrasión no afecten el conducto de descarga.

BIBLIOGRAFÍA:

Alvarado Ancieta César Adolfo, Desarrollo histórico, tipología, inventario y técnica de las presas y embalses en el Perú, Revista de Obras Públicas, Editada por el Colegio de Caminos, Canales y Puertos , España, 2007.

Bureau of Reclamation, Diseños de Pequeñas Presas. Traducción de la 3era Edición Americana, Editorial Bellisco, Primera Edición, España 2007.

Chow Ven Te, "Hidráulica de Canales Abiertos", Editorial McGraw - Hill, México, 1982.

Chanson Hubert, "Air Bubble Entrainment in Free-Surface Turbulent Shear Flows." Academic Press, London, UK, 1997.

Comité Nacional Español de Grandes Presas, "Guía Técnica de Grandes Presas N°5: Aliviaderos y Desagües, Anexo N°2: Aireación", España, 1997.

Dal-Re Tenreiro Rafael, "Pequeños Embalses de Uso Agrícola", Editorial: Mundi Prensa Libros, España, 2003.

Erbisti, P. C. F., Design of Hydraulic Gates, Swets and Zeitlinger B. V., Lisse, Balkema Publishers, Netherlands, 2004.

Falvey Henry T., Engineering Monograph N° 41 "Air-Water Flow in Hydraulic Structures", Water and Power Resources Service, United State.

Gilberto Sotelo Ávila, "Hidráulica General", Editorial Limusa, México, 1997.

Gilberto Sotelo Ávila, "Hidráulica de Canales", Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Editorial Limusa, México, 2002.

Gómez Navarro José Luis, Aracil Segura José Juan, "Saltos de Agua y Presas de Embalse", Tomo I Saltos de Agua, Tercera edición, Editorial Tipografía Artística, España, 1958.

Gómez Navarro José Luis, Aracil Segura José Juan, Saltos de Agua y Presas de Embalse”, Tomo II Presas de Embalse, Tercera edición, Editorial Tipografía Artística, España, 1958.

International Commite of Large Dams (ICOLD), “Concrete Face Rockfill Dams”, Bulletin 141, USA, 2010.

Jansen Robert B., Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation, Van Nostrand Reinhold, New York, 1988.

J y R Projets Contratistas y Consultores, Estudio de Factibilidad del Proyecto: “Construcción de La Represa Pisit Santa Cruz, Provincia De Santa Cruz-Cajamarca”, Perú, 2012.

Novak P., Moffat A., “Estructuras Hidráulicas”, Editorial Mc. Graw Hill, Segunda. Edición, 2001, Colombia.

Novak P., Moffat A.I.B., Naluri C. and Narayanan R., Hydraulic Structures, Fourth Edition, Taylor and Francis Group, London, UK, 2007.

Pozo Manzanares Daniel P., Salazar González Fernando, Toledo Municio Miguel A., Celigueta Jornada Miguel A., Morán Moya Rafael, Riquelme Cepeda Francisco, “Modelación numérica de la aireación en desagües de fondo mediante el método de partículas y elementos finitos”, II Jornadas de Ingeniería del agua. Modelos Numéricos en Dinámica Fluvial, España, 2011.

Rocha Felices Arturo, “Hidráulica de Tuberías y Canales”, Universidad Nacional de Ingeniería-Facultad de Ingeniería Civil, Primera Edición, Perú, 1979.

Torres Herrera Francisco, “Obras Hidráulicas”, Editorial Limusa, Segunda Edición, México, 1987.

U.S. Army Corps of Engineers, Engineer Manual: EM 1110-2-1603 Chapter 7-Hydraulic Design of Spillways, Washington DC, 1990.

U.S. Army Corps of Engineers, Engineer Manual: EM 1110-2-2400 – Structural Design and Evaluation of Outlet Works, Washington DC, 2003.

U.S. Army Corps of Engineers, Hydraulic Design criteria, Washington DC, 1987.

Vallarino Cánovas Del Castillo Eugenio, Tratado Básico de Presas Tomo I: “Generalidades-Presas de Hormigón y de Materiales Suelos”, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Quinta Edición, España, 2001.

Vallarino Cánovas Del Castillo Eugenio, Tratado Básico de Presas Tomo II: “Aliviaderos-Construcción y Explotación de Presas”, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Quinta Edición, España, 2001.

Vischer D. L. and Hager W. H., Dam Hydraulics, Wiley Series in Water Resources Engineering, England, 1998.

Remo Steiner; Valentin Heller; Willi H. Hager, F.ASCE; and Hans-Erwin Minor, Deflector Ski Jump Hydraulics, Journal of Hydraulic Engineering, 2008.

ANEXOS

Anexo 01.-Estudio Climatológico e Hidrológico.

Anexo 02.-Estudio de Demanda de Agua.

Anexo 03.-Memoria de Cálculo de la Obra de Toma.

Anexo 04.- Planos.

CONTENIDO

1.	INTRODUCCION	4
2.	OBJETIVOS	4
3.	INFORMACION BÁSICA.....	4
3.1	Información Cartográfica.....	4
3.2	Hidrografía	5
3.2.1	Subcuenca del rio Cañad.....	5
3.2.2	Microcuencadel rio Pisit.....	5
3.3	Información Hidrometeorológica	6
3.4	Información de ubicación de Aforos	8
3.5	Clima	9
3.6	Fenómeno El Niño.....	9
3.7	Temperatura.....	11
3.8	Humedad.....	12
3.9	Viento.....	13
4.	CARACTERISTICAS FISICAS DE LAS MICROCUENCAS	13
4.1	Determinación de los parámetros geomorfológicos	14
4.1.1	Complementación de los parámetros geomorfológicos de la Microcuenca Pisit	19
5.	ANALISIS DE LA INFORMACION PLUVIOMETRICA	23
5.1	Información Pluviométrica de precipitación	23
5.2	Generación de precipitación.....	25
6.	CAUDAL MAXIMO	26
6.1	Análisis de Frecuencia	27
6.2	Análisis de caudales máximos.	30
7.	CALCULO DE CAPACIDAD DE EMBALSE	33
7.1	Registro de caudal de aforos	33
7.2	Generación de Descargas en la microcuenca Pisit.....	34
8.	DEMANDAS HÍDRICAS IMPUESTAS A NIVEL MENSUAL.....	36
7.3	Demanda Total del Proyecto.....	37
9.	DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN ÚTIL DEL EMBALSE.	37
10.	BALANCE OFERTA Y DEMANDA	39
11.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	41

LISTADO DE CUADROS

- Cuadro N° 01.- Información Cartográfica
- Cuadro N° 02.- Principales afluentes de la Cuenca Chancay - Lambayeque
- Cuadro N° 03.- Estaciones Pluviométricas de la zona de Estudio
- Cuadro N° 04.- Estaciones de Aforos
- Cuadro N°05.- Clasificación de Intensidad de El Niño
- Cuadro N°06 .-Cronología de Eventos de El Niño/Cronología de Eventos de la Niña
- Cuadro N°07.- Resumen de Temperatura – Estación La Zanja
- Cuadro N°08.- Humedad relativa mensual (%) – Estación La Zanja
- Cuadro N°09.- Velocidad de viento promedio-Estación La Zanja
- Cuadro N° 10.-Parámetros Geomorfológicas de la Zona de Estudio
- Cuadro N° 11.-Determinación de la pendiente –Subcuenca Cañad
- Cuadro N°12.-Determinación de la pendiente – Subcuenca Cañad
- Cuadro N° 13.-Parámetros complementarios – Microcuenca Pisit
- Cuadro N° 14.-Relación Área – cotas
- Cuadro N° 15.-Determinación de la pendiente – Subcuenca Cañad
- Cuadro N° 16.-Estaciones pluviométrica de precipitaciones máximas de 24 horas
- Cuadro N° 17.-Precipitación máxima de 24 horas para diferente tiempos de retomo
- Cuadro N°18.-Distribuciones de Lluvia SCS
- Cuadro N°19.-Cuadro resumen de la distribución de lluvia SCS
- Cuadro N°20 -Punto de aforo MA-13
- Cuadro N°21- Punto de aforo MA-5
- Cuadro N°22 -Demanda hídrica para 2100 ha
- Cuadro N°23 Demanda hídrica para 1575 ha
- Cuadro N°24 Demanda total del proyecto
- Cuadro N°25 Cuadro de descarga predeterminada
- Cuadro N°26 Balance oferta -demanda

LISTADOS DE FIGURAS

- Figura N°01.- Variación del caudal mensual del punto de aforo MA-13
- Figura N°02.- Temperatura Mensual – Estación La Zanja
- Figura N°03.- Humedad relativa (%) – Estación La Zanja
- Figura N°04.- Relación entre la Humedad Relativa y la Precipitación
- Figura N°05.- Delimitación de subcuenca y red de drenaje
- Figura N°06.- Perfil del cauce principal – Subcuenca Cañad
- Figura N°07.- Perfil del cauce principal – Microcuenca Pisit
- Figura N°08.- Curva Hipsométrica – Microcuenca Pisit
- Figura N°09.- Rectángulo equivalente- Microcuenca Pisit
- Figura N°10.- Polígono de frecuencias -Microcuenca Pisit
- Figura N°11.- Ubicación de las estaciones de precipitación y la cuenca en estudio
- Figura N°12.- Doble masa de la información de precipitación total mensual para el periodo enero 2008 a diciembre 2010.
- Figura N°13.- Ubicación de las estaciones Pluviométricas cercanas a la ubicación de la represa Pisit
- Figura N° 14.- Esquema de subdivisión de la microcuenca aportante
- Figura N°15.- Hidrograma de Avenidas – Microcuenca Pisit

Figura N°16.- Resultados de la simulación Hidrológica – Caudal máximo

Figura N°17.- Variación del caudal mensual del punto de aforo MA-5

Figura N°18.- Calibración del modelo SIMULACI mediante aforo MA-05

Figura N°19.- Histograma de caudales generados de ingreso al embalse PISIT

Figura N°20.- Regla de Operación predefinida de descargas

Figura N°21.- Curva Área Altura vs Volumen y Altura vs Área

Figura N°22.- Caudal de salida del embalse y Caudal de demanda-simulación para un periodo de 50 años

ANEXOS

- Anexo A Cálculos justificatorios
- Anexo B Cuadros Meteorológicos
- Anexo C Información Pluviométrica
- Anexo D Información Hidrometeorológica
- Anexo E Fichas de Aforos
- Anexo F Analisis de Laboratorio
- Anexo G Láminas

CLIMATOLOGIA E HIDROLOGÍA

1. INTRODUCCION

El área de influencia directa, está referida al área hidrográfica, delimitada por la divisoria de aguas y que circunscribe las subcuencas del río Pisit y Cañad. Esta área se encuentra ubicada en la zona Noreste del Perú y engloba la jurisdicción de los distritos de Saucemapapa, Tongod, Pulan y Santa Cruz, provincia de Santa Cruz y Departamento de Cajamarca cuyas aguas drenan hacia el pacífico.

2. OBJETIVOS

- Determinar las características físicas y climáticas de la microcuenca
- Análisis del comportamiento de la variables hidrológicas
- Determinación de la disponibilidad hídrica de la microcuenca
- Determinación de la precipitación máxima de 24 horas
- Determinación de la regulación del embalse y altura de la presa proyectada

3. INFORMACION BÁSICA

3.1 Información Cartográfica

Para identificar el área de estudio se contó con la información cartográfica básica que se obtuvieron de las Cartas Nacionales editadas por el Instituto Geográfico Nacional (IGN) a escala 1:100,000, con curvas de nivel cada 100m, cuyo Datum del Sistema Geodésico (WGS) 1984 – UTM zonas 17M, se utilizaron las siguientes cartas nacionales:

Cuadro N° 01.- Información Cartográfica

NOMBRE	ESCALA	HOJA	Fecha de Información compilada	DATUM SISTEMA GEODESICO (WGS) 1984
CHONGOYAPE	1/100,000	14-e	1964	UTM ZONA 17M
CHOTA		14-f	1984	UTM ZONA 17M

Fuente Cartas IGN, esc. 1/100,000

La identificación de las microcuencas de la cartografía se ha complementado con la información recopilada en la visita de campo, Google Earth vs.6 y con los planos de levantamiento topográfico, lo que ha permitido la mejor precisión de la delimitación de las microcuencas de drenaje del cauce. Para un mejor manejo de la información cartográfica, han sido digitalizadas como un sistema de información geográfica (SIG) con asistencia del programa ArcGis 9.3, delimitándose tanto del área del proyecto como su influencia..

En el anexo se adjunta el Plano hidrográfico de la cuenca Pisit (Lámina N°PH-HD-01), Plano de ubicación de estaciones pluviométricas y estación de aforos (Lámina N°PH-EP-02).

3.2 Hidrografía

La caracterización hidrológica para el presente estudio se efectuó tomando como unidad de análisis la red de drenaje de la sub cuenca del río Cañad ubicada en la parte sur -este de la cuenca Chancay - Lambayeque, cuyos límites de esta subcuenca son: por el Este la microcuenca del río San Lorenzo, por el Oeste la microcuenca de las quebradas Las Nieves y Chancay Baños, por el Norte con el río Chancay y por el Sur con la microcuenca San Lorenzo. El río Cañad descarga al río Chancay, tributario del río Reque, desembocando en el Océano pacífico.

En la Lámina N° PH-HD-01, se muestra la red hidrográfica del ámbito en estudio, su distribución espacial y altitudes definidas por las curvas de nivel.

Cuenca del Río Chancay – Lambayeque

La cuenca del río Chancay – Lambayeque hidrográficamente limita por el norte con la intercuenca del río Alto Marañón; por el este con la cuenca del río Jequetepeque; por el sur con la cuenca del río Zaña y el Océano Pacífico y por el Oeste con la cuenca del río Motupe.

Esta cuenca posee 8 subcuencas como son: Alto Chancay-Lambayeque, Cañad, Medio Alto Chancay-Lambayeque, Maichil, Juana Rios, Medio Bajo Chancay-Lambayeque, Monteria y Bajo Chancay-Lambayeque.

Esta cuenca tiene un área de 4 022 Km², una altitud media de 1 622 msnm y una pendiente media en el orden de 35 % y de acuerdo a la curva hipsométrica mostrada corresponde a un río maduro.

El Factor de Forma determinado es 0,27 lo cual nos estaría indicando que esta cuenca tiene buena respuesta a las crecidas, asimismo el Coeficiente de Compacidad determinado es 1,92 y que corresponden a cuencas de forma alargada (ver mapa de parámetros).

La cuenca del río Chancay-Lambayeque, está conformada por la cuenca natural del río Chancay (Vertiente del Pacífico) y parte de la cuenca alta de los ríos Chotano y Conchano (Vertiente del Atlántico).

El río Chancay, de régimen irregular, nace en la laguna Mishacocha, a 3900 msnm, ubicada en la Cordillera Occidental de los Andes. Tiene una longitud de 205 km; en su recorrido recibe los aportes de los ríos Huambayaco, Cirato, Cumbil y Qda. Chancay por la margen derecha; y los ríos Cañad y San Lorenzo por la margen izquierda.

3.2.1 Subcuenca del río Cañad

Es una subcuenca está ubicada al Norte del ámbito del estudio; se alimenta de los ríos Pisit y Pulan y se encuentra limitada por los cerros Chacato, Sinchahual, Grande, Chapan, Ventanilla, y Mapatucto. Esta microcuenca tiene un área de 249.64 km² y una altura media de 2697.4 msnm.

3.2.2 Microcuenca del río Pisit

La microcuenca Pisit pertenece a la cuenca Chancay - Lambayeque, con altitud en la cabecera de la cuenca de 3750 msnm y en la ubicación de la presa con altitud de 3150 msnm, que confluye con la microcuenca del río Pulan formando la subcuenca del río Cañad. Esta delimitación tomo en cuenta la

distribución espacial de los componentes del proyecto tanto en el área de influencia directa como indirecta.

El recurso hídrico disponible para el proyecto Construcción de la Represa proviene de la microcuenca Pisit, cuyas aguas serán almacenadas en épocas de avenida para mantener un caudal constante durante todo el año. La red hidrográfica de la microcuenca Pisit está conformada por quebradas como el Culaque, San Lorenzo, del Panteón, Vizcachas, La Escuela, Las Cotorras, Loma Grande, Garay, Quishuat, El Tuco y Cerro Negro, que descargan en el río Pisit.

Ubicada al este de la microcuenca Pulan, se alimenta de aportes de los afloramientos de aguas sub-superficiales que discurren por 11 quebradas (ver Lámina N° PH-HD-01 del anexo), esta microcuenca tiene un área de 37.56 Km² y una altura media de 2971.5 msnm, está limitada por los cerros Culaque, Garay, Chimchimal, Las Cruces y la Picota. Las pendientes de los cursos de agua son menores a 6%, la cobertura superficial comprende zonas de bosques, siendo este factor que propicia la retención de agua en los suelos y frecuente escorrentía a modo de riachuelos.

Cuadro N° 02.- Principales afluentes de la Cuenca Chancay - Lambayeque

CUENCA HIDROGRAFICA	RIO PRINCIPAL	PRINCIPALES AFLUENTES	
		Margen derecha	Margen izquierda
CHANCAY- LAMBAYEQUE	RIO CHANCAY	Rio San Juan, Cirato, Maichil, Camellón, Taymi	Rio Cañad, rio San Lorenzo, Qda. De la Monteria.

3.3 Información Hidrometeorológica

Se dispone de información pluviométrica de estaciones cercanas, tal como se detalla en el Cuadro N° 03, las cuales fueron proporcionadas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), ANA y otros, que muestra la relación de estaciones analizadas, ubicación, altitud y periodo de registro existente.

Cuadro Nº 03.- Estaciones Pluviométricas de la zona de Estudio

Número	Vertiente	Estación	Cuenca Hidrográfica	Coordenadas Geográficas		Altitud (msnm)	Periodo (Años)	Años de registro	Tipo de Dato	Estado	Entidad
				Longitud (°W)	Latitud (°S)						
1	Pacífico	Santa Cruz	Chancay-Lambayeque	78° 56' 51"	6° 37' 59"	2026.0	1964-1981;1998-2011	32	Pluv.	Operativa	ANA/SENAMHI
2		Chugur	Chancay-Lambayeque	78° 44' 00"	6° 40' 00"	2744.0	1964-1984;1998-2010	34	Pluv.	Operativa	ANA/SENAMHI
3		Quilcate	Chancay-Lambayeque	78° 44' 38"	6° 49' 12"	3100.0	1966-2010	45	Pluv.	Operativa	ANA/SENAMHI
4		Campamento La Zanja	Chancay-Lambayeque	78° 48' 00"	6° 48' 53"	3540.0	2006-2011	6	Pluv.	***	MINA LA ZANJA

SENAMHI

<http://www.ana.gob.pe:8080/snrh2/consPluviometria.aspx>

(***) Información de la minas "La Zanja" y "Sipán"

Para la selección de las estaciones Hidrometeorológicas se ha tomado las estaciones que se encuentran ubicadas en la zona de estudio o cercanas a ella previo análisis de los mismos, con la finalidad de tener mayor confiabilidad en los resultados, la cual servirá para realizar el cálculo de la oferta hídrica para el proyecto.

Para la zona de estudio se consideraron 4 estaciones meteorológicas como son la estación Santa Cruz, Quilcate, La Zanja y Chugur por ser estaciones las más cercanas a la microcuenca aportante. Según la información hidrometeorológica el periodo seco se da entre los meses de mayo a noviembre, asimismo el periodo húmedo se da entre los meses de diciembre a abril.

3.4 Información de ubicación de Aforos

Son 4 puntos de ubicación sobre el cauce del río Pisit, los cuales MA-5 (ubicado aguas abajo del puente existente) y MA-13 (cercano a la población de PISIT) corresponden a datos realizados por "Actualización de los estudios hidrológicos, hidrogeológicos y geoambientales en complemento al EIA, Water Management Consultants -2007" y por la Unidad Minera "La Zanja" de un periodo de 4 años desde el 2005 al 2006 y del 2009 al 2010. Asimismo, se efectuó el aforo en fecha 24 de enero del 2012, en el vaso de la represa proyectada (PS-01, PS-02).

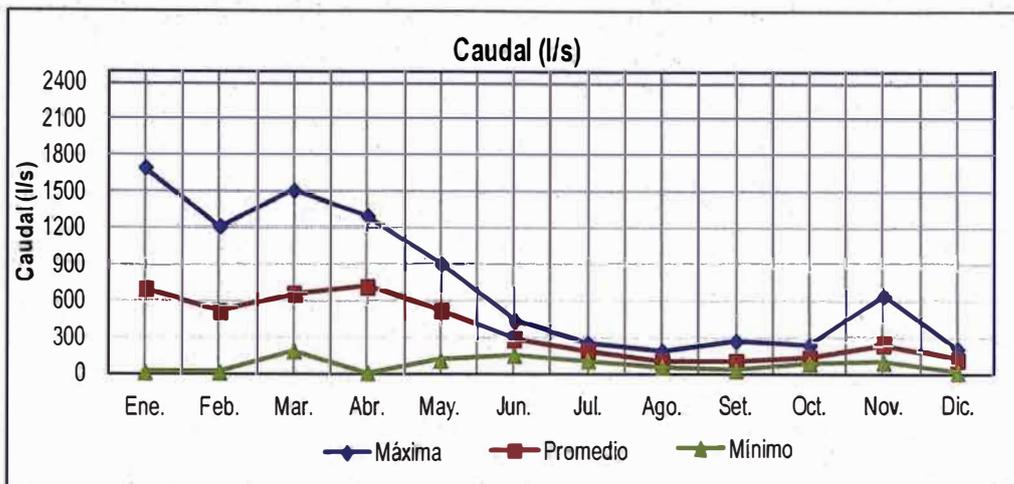
Cuadro N° 04.- Estaciones de Aforos

Punto	Elevación (msnm)	Este (m)	Norte (m)
M-13*	3250	7360940.00	9245160.00
M-5*	3225	736132.00	9247010.00
PS-01	2160	736642.60	9249427.56
PS-02	2175	736735.78	9249667.87

Fuente(*): Actualización de los estudios hidrológicos, hidrogeológicos y geoambientales en complemento al EIA, Water Management Consultants -2007

- Recopilación de información de los aforos MA-5 (ubicado aguas abajo del puente existente) y MA-13 (cercano a la población de PISIT) ubicados en el cauce del río Pisit, se observa que el mayor caudal aforado sobre río Pisit a ocurrido en el mes de enero del 2012 con 1.70 m³/seg y el menor caudal en el mes de abril del 2010 con 0.010m³/seg.

Figura N°01.- Variación del caudal mensual del punto de aforo MA-13



- Aforo del río Pisit en los puntos PS-01 y PS-02, se efectuó mediante el Método del Flotador, cuya determinación del caudal se encuentra en el Anexo .Se observó que el caudal determinado en los dos puntos de aforos suman 2.20 m³/seg para el 24 de enero del 2012.

3.5 Clima

Para el presente estudio se ha considerado la clasificación de climas identificados por la ONERN en el estudio "Inventario y Evaluación de los Recursos Naturales de S.A.I.S.Tupac Amaru". De acuerdo a esta clasificación se tiene un tipo de clima predominante: Clima frío o boreal (seco en invierno – Temperatura media superior +10°C, por lo menos durante 4 meses).

Clima Frío o boreal (de los valles Mesoandinos)

Este tipo climático de la región sierra, se extiende entre los 3,000 y 4,000 msnm. Se caracteriza por sus precipitaciones anuales promedio de 700 mm y sus temperaturas medias anuales de 12°C. Presenta veranos, lluviosos e inviernos secos con fuertes heladas.

3.6 Fenómeno El Niño

El Fenómeno "El Niño" es el resultado de una profunda alteración de las características físicas del Océano Pacífico Tropical en particular y de la atmósfera global, que en su etapa madura se muestra como una invasión de aguas cálidas desde el Oeste hacia la costa americana, cuyos efectos pueden ser muy severos en el clima y en los ecosistemas, produciendo alteraciones oceanográficas, meteorológicas y biológicas.

El Fenómeno El Niño es recurrente, no periódico, se presenta a intervalos variados entre los 3 a 11 años, habiéndose presentado fenómenos extraordinariamente intensos como en los años 82/83 y 1997/98. Se estima que tienen una frecuencia mayor a 15 años. Estos últimos eventos dejaron huella, no sólo en el clima local y en la vida marina, sino también en las condiciones climáticas de

todo el mundo. Cuando un evento “El Niño” ocurre, tiene una duración entre 04 a 12 meses y en algunos casos hasta 18 meses consecutivos, siendo otro factor que contribuye a la complejidad del régimen de las lluvias en la región.

En los últimos 100 años el fenómeno de El Niño se ha presentado en el Perú varias veces, cuatro de ellas como Mega niño, esto significa un intervalo medio de 37 años.

Cuadro N°05.- Clasificación de Intensidad de El Niño

Año	Cronología
Niño débil	1963-64, 1969-1970, 1976-77, 1977-78, 1987-88.
Niño moderado	1965-66, 1968-1969, 1986-87, 1994-95, 2002-03.
Niño fuerte	1957-58, 1972-1973, 1982-83, 1991-92, 1997-98.

Fuente: <http://www.cpc.noaa.gov/products/analysismonitoring/lanina/>

Cuadro N° 06

Cronología de Eventos de El Niño

Mes/Año				Duración (meses)
Inicio		Fin		
Agosto	1951	Febrero	1952	7
Marzo	1953	Noviembre	1953	9
Abril	1957	Enero	1958	15
Junio	1963	Febrero	1964	9
Mayo	1965	Junio	1966	14
Setiembre	1968	Marzo	1970	19
Abril	1972	Marzo	1973	12
Agosto	1976	Marzo	1977	8
Julio	1977	Enero	1978	7
Octubre	1979	Abril	1980	7
Abril	1982	Julio	1983	16
Agosto	1986	Febrero	1988	19
Marzo	1991	Julio	1992	17
Febrero	1993	Setiembre	1993	8
Junio	1994	Marzo	1995	10
Marzo	1997	Marzo	1998	12

Cronología de Eventos de la Niña

Mes/Año				Duración (meses)
Inicio		Fin		
Marzo	1950	Febrero	1951	12
Junio	1954	Marzo	1956	22
Marzo	1956	Noviembre	1956	7
Mayo	1964	Enero	1965	9
Julio	1970	Enero	1972	19
Junio	1973	Junio	1974	13
Setiembre	1974	Abril	1976	20
Setiembre	1984	Junio	1985	10
Mayo	1988	Junio	1989	14
Setiembre	1995	Marzo	1996	7
Julio	1998	Junio	2000	23
Diciembre	2000	Mayo	2001	5

Fuente: Kevin E. Trenberth – <http://www.atmosfera.cl/HTML/temas/nino4.htm>

3.7 Temperatura

La temperatura es el elemento meteorológico cuya variación está ligada al factor altitudinal.

La caracterización climatológica de la zona del proyecto ha sido en base a la información registrada en la estación meteorológica de La Zanja, controlada por el Departamento del Medio Ambiente Minera La Zanja, de acuerdo a la recomendación establecida por la Organización Mundial de Meteorología (OMM), de considerar una cobertura radial máxima de 10.57 km por estación; encontrándose a 4.5 Km del área en estudio de la represa, es decir dentro del radio de influencia de la mencionada estación meteorológica.

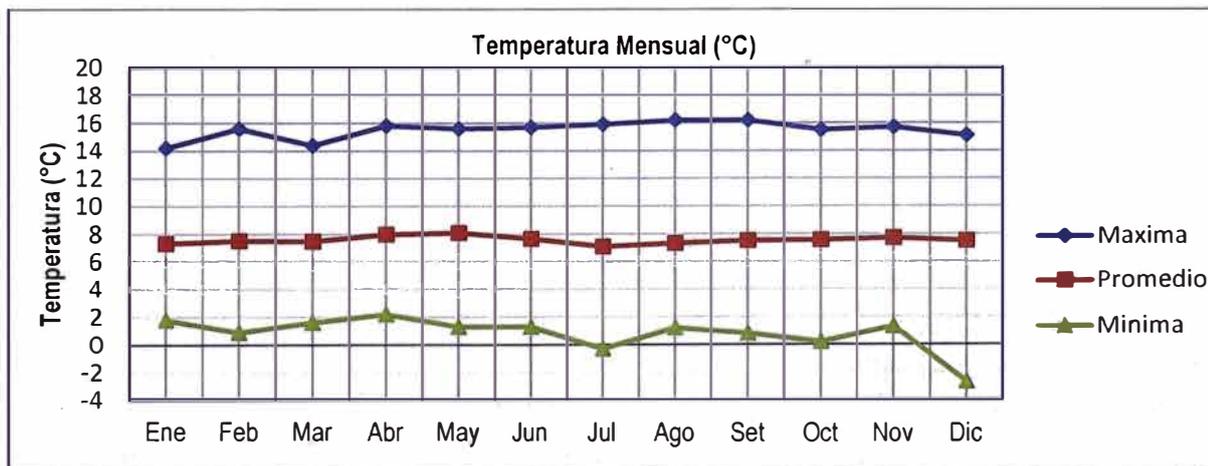
Cuadro N°07.- Resumen de Temperatura – Estación La Zanja

Variable (°C)	Mes											
	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
T _{máxima}	14.20	15.60	14.40	15.80	15.60	15.70	15.90	16.20	16.20	15.50	15.70	15.10
T _{promedio}	7.34	7.52	7.46	7.95	8.07	7.66	7.09	7.34	7.52	7.57	7.71	7.49
T _{mínima}	1.80	0.90	1.60	2.20	1.30	1.30	-0.30	1.20	0.80	0.20	1.30	-2.70

Fuente: Departamento del Medio Ambiente. Minera La Zanja

La información meteorológica registrada, entre los años 2005a Enero 2012, se consigna en el Cuadro N°07 relacionada a las temperaturas mensuales, observándose las siguientes temperaturas extremas: 16.20 °C (máxima), -2.70 °C (mínima) y 7.48 °C (media) y se confirma que el mes de diciembre es la temperatura más baja y el máximo valor registrado es en el mes de agosto y setiembre.

Figura N°02.- Temperatura Mensual – Estación La Zanja



Se observa que los promedios de las variaciones de temperatura, con respecto al mes anterior o siguiente no exceden a los 2°C, es decir el cambio de temperatura durante el año, provocados por las variaciones climáticas son graduales.

3.8 Humedad

La humedad relativa máxima registrada en la zona, fue en el mes de enero del año 2007 con 98.79% mientras que la mínima, en el mes de noviembre del año 2010 del orden de los 72.98 %

Existe una relación directa entre la precipitación y la humedad relativa de la zona, indicando que las lluvias inciden sobre la alta humedad relativa registrada.

Cuadro N°08.- Humedad relativa mensual (%) – Estación La Zanja

Variable (%)	Mes											
	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
HR _{máxima}	98.79	96.56	97.60	96,06	93.33	90.42	93.25	91.05	93.39	94.25	93.46	94.30
HR _{promedio}	95.45	93.1	94.54	93.91	89.65	88.40	88.04	88.90	89.75	83.91	86.48	87.62
HR _{mínima}	89.91	87.55	85.20	91.36	83.97	84.21	84.54	86.03	84.99	74.00	72.98	80.91

Fuente: Departamento del Medio Ambiente. Minera La Zanja

Figura N° 03.- Humedad relativa (%) – Estación La Zanja

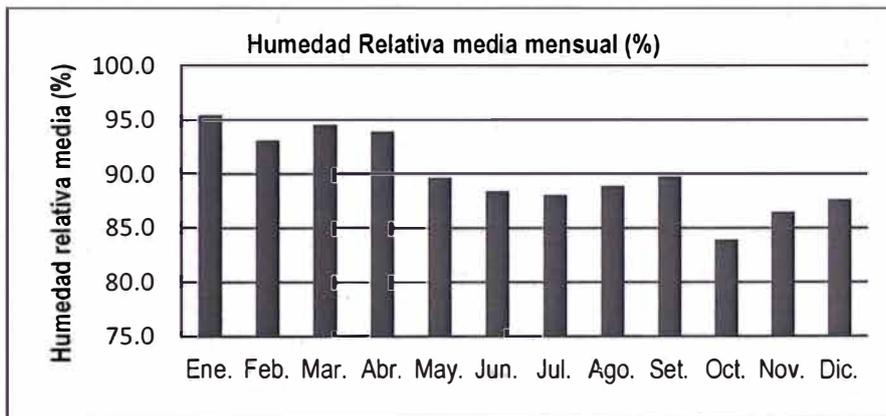
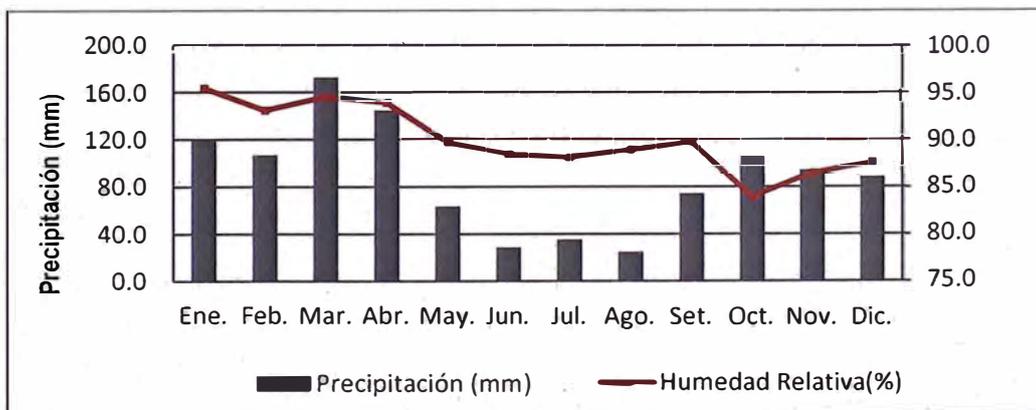


Figura N° 04.- Relación entre la Humedad Relativa y la Precipitación



3.9 Viento

La velocidad promedio del viento, registrada en la estación meteorológica de La Zanja, es 2.84 m/s y las extremas varían entre 5.29 m/s y 0.85 m/s, entre los meses de octubre y abril respectivamente.

Las características más importantes de la velocidad y dirección del viento obtenida en la estación de La Zanja en el Cuadro N°09 indican que la velocidad del viento es ligeramente mayor en época seca, que llega en el mes de octubre de 5.29 m/seg mientras que en la época (mes de abril) bajo la velocidad del viento hasta 0.85m/seg.

La dirección del viento tiene una predominante N en los meses de abril a diciembre, pero entre enero y marzo es hacia el Oeste (W); también se deduce que la zona en evaluación es influenciada por vientos locales denominados de valle y ladera.

Cuadro N°09.- Velocidad de viento promedio-Estación La Zanja

Viento	Velocidad (m/seg)		Dirección predominante
Mínimo	0.85	Abril	N
Máximo	5.29	Octubre	
Promedio	2.84	---	

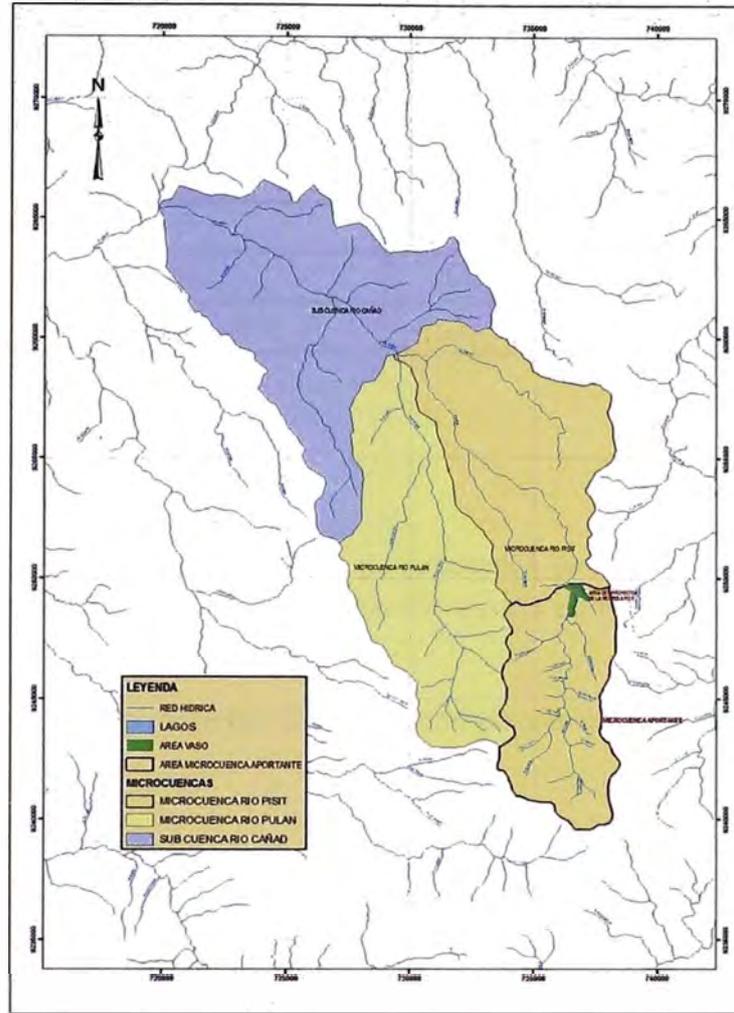
4. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LAS MICROCUENCAS

Las características físicas de las microcuencas hidrográficas se han definido de acuerdo a la naturaleza de la descarga del curso de agua, uso de la microcuenca, factores geomorfológicos.

Se realizó una evaluación de drenaje "insitu" consistente en determinar el drenaje natural en la zona de interés en las quebradas y afloramientos de agua (manantial, puquial), así recopilar la siguiente información:

- Aforos del manantial
- Delimitación del área de las subcuencas de sub-cuencas o micro-cuencas
- Evaluación de las características de las cuencas en cuanto a su cobertura vegetal
- Tipo de suelos
- Pendiente media de las subcuencas y/o microcuencas
- Identificación de las subcuencas en donde el escurrimiento provenga principalmente de descargas superficiales.

Figura N° 05.- Delimitación de subcuenca y red de drenaje



Fuente: Elaboración propia

4.1 Determinación de los parámetros geomorfológicos

Los parámetros geomorfológicos de la subcuenca y la microcuenca nos permitirá determinar el grado de riesgo que tienen los componentes que se podrían proyectar sobre el emplazamiento de las microcuencas, a efectos de conocer y analizar dichos parámetros se presenta el siguiente Cuadro:

Cuadro N° 10.- Parámetros Geomorfológicas de la Zona de Estudio

Características	Subcuenca Cañad	Microcuenca Pisit
Área (km ²)	250.94	37.88
Perímetro de cuenca (km)	85.07	28.62
Longitud del Cauce Principal (km)	37.19	10.79

Cota máxima (m.s.n.m.)	3520	3520
Cota mínima (m.s.n.m.)	1075	3155
Desnivel (m.)	2445	365
Pendiente del cauce (%)	5.92	2.73
Índice de Gravelius o Coeficiente de Compacidad	1.514	1.311
Factor de Forma	0.181	0.326
Pendiente de la cuenca (%)	82.33	23.39
Ancho promedio de la cuenca (Km)	6.75	3.51

Fuente: Elaboración propia

a. Área de la cuenca (A)

Para la determinación del área de la subcuenca y microcuenca se ha tenido como límites las divisorias y su desembocadura, las que se han obtenido a partir de la aplicación del programa ARC Gis vs 9.3.

Según Ven Te Chow una cuenca pequeña <250 Km², correspondiéndose ambas cuencas dentro de esta clasificación.

b. Perímetro de cuenca (P)

Es la longitud de la delimitación de la cuenca, que se determinó a partir de la aplicación del programa ARC Gis vs 9.3.

c. Pendiente media del cauce principal

Para determinar la pendiente promedio se aplicó la consideración de Taylor y Schwarz, que propone calcular la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme que tenga la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión, mediante la siguiente relación:

Para el caso en que las longitudes de los tramos son iguales:

$$S = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_n}{\sqrt{S_n}}} \right]^2$$

Donde:

L = longitud total del cauce (Km)

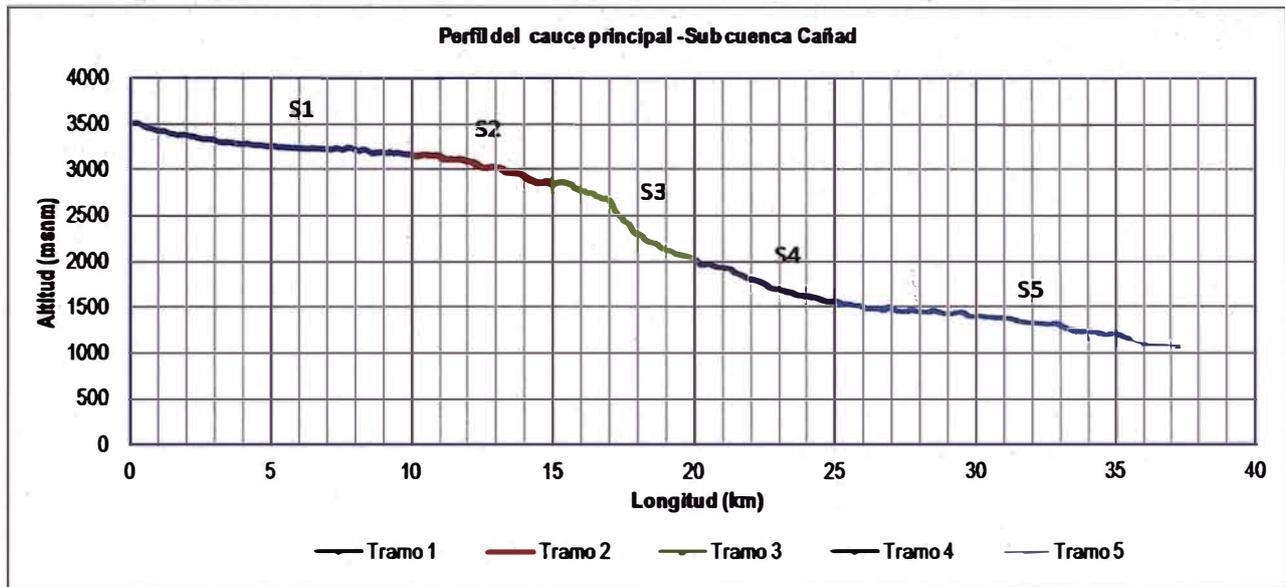
li: longitud del tramo i (Km)

Si: pendiente del tramo i (para i = 1,2,3..)

Las longitudes de los tramos estuvieron en función a la variación acentuada entre desniveles de las cotas del recorrido de la corriente.

Según las condiciones topográficas, la línea de corriente del cauce se dividió en 5 tramos para la subcuenca Cañad y en 3 tramos para la microcuenca Pisit, los resultados se indican a continuación:

Figura N°06.- Perfil del cauce principal – Subcuenca Cañad

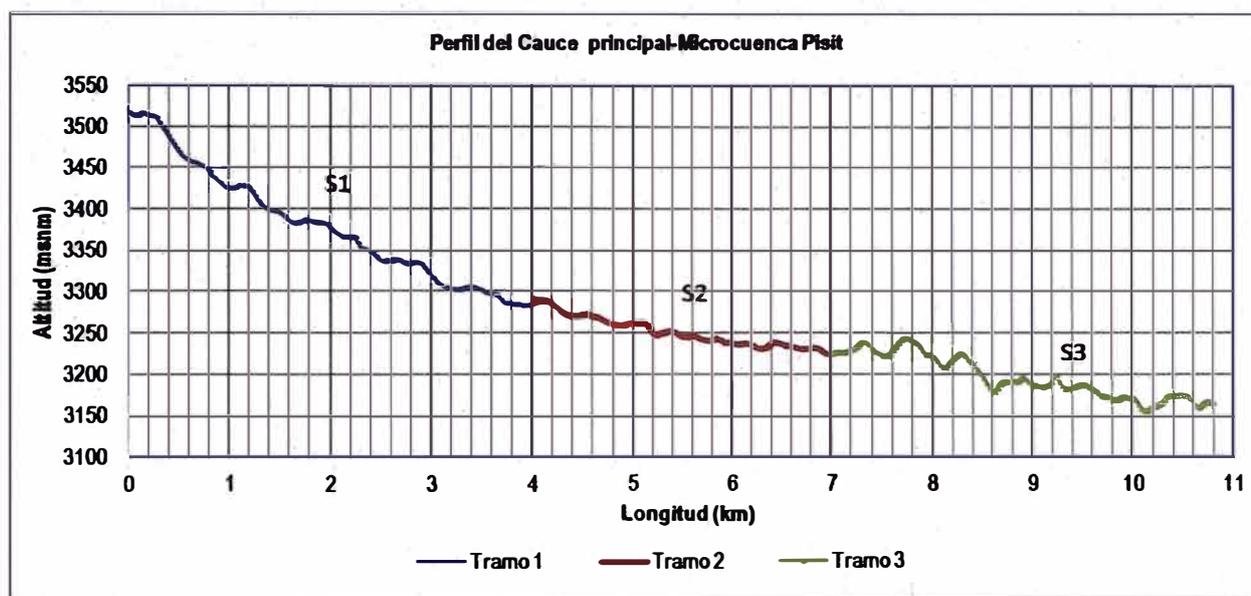


Cuadro N° 11.- Determinación de la pendiente –Subcuenca Cañad

Número de tramo	Tramo (Km)		Longitud tramo (Km)	Pendiente %
	De	a		
1	0.0	4.0	4.0	5.8
2	4.0	7.0	3.0	1.9
3	7.0	10.79	3.79	2.2

Según la metodología, la pendiente promedio del cauce principal de la subcuenca Cañad se ha estimado en $S = 4.72\%$ en una longitud de cauce de 37.19 Km desde la cabecera hasta la desembocadura a la cuenca Chancay.

Figura N°07.- Perfil del cauce principal – Microcuenca Pisit



Cuadro N° 12.- Determinación de la pendiente – Subcuenca Cañad

Número de tramo	Tramo (Km)		Longitud tramo (Km)	Pendiente %
	De	a		
1	0.0	10.0	10.0	2.9
2	10.0	15.0	5.0	6.9
3	15.0	20.0	5.0	20.1
4	20.0	25.0	5.0	9.7
5	25.0	37.19	12.19	3.4

Según la metodología, la pendiente promedio del cauce principal de la se ha estimado en: S = 2.85% en una longitud de cauce de 10.79 Km aguas arriba de la ubicación de la presa proyectada.

d. Índice de Gravelius (Cc)

Para la determinación del Índice de Gravelius o Coeficiente de Compacidad se aplicó la siguiente fórmula:

$$C_c = \frac{P}{P_c} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Donde:

P = perímetro de la cuenca (Km)

P_c = perímetro de la circunferencia (Km)
 A = área de la cuenca (Km²)

De los resultados: $C_c > 1$, lo que nos indica que la subcuenca de Cañad y microcuenca de Pisit son cuencas que tienden a ser alargadas, indica que la evacuación de flujo de la cuenca es mayor hacia el nivel de base.

e. Factor de Forma (Kf)

El Factor de Forma nos indica e comportamiento de la tendencia mayor o menor de las avenidas extraordinarias, donde los valores que se aproximan a la unidad reflejan la mayor tendencia de la cuenca a la presencia de avenidas extraordinarias, su relación es la siguiente:

$$F_f = \frac{A}{L^2}$$

Donde:

A = área de la cuenca (Km²)
 L =longitud del cauce principal (Km)

De los resultados, el $F_f < 1$, indica una tendencia menor a avenidas extraordinarias.

f. Parámetros relativos al relieve

f.1 Pendiente de la cuenca (S_c)

La pendiente media de la cuenca controla la velocidad con que se dará la escorrentía superficial en la cuenca. Para la determinación de la pendiente de la cuenca se aplico el criterio de J.W.Alvord.

$$S_c = \frac{DL}{A}$$

Donde:

A = área o tamaño de la cuenca (Km²)
 L = longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca (Km)

f.2 Ancho promedio de la cuenca (a)

Para la determinación del ancho promedio se aplica la siguiente ecuación:

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

Donde:

A = área o tamaño de la cuenca (Km²)

L = longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca (Km)

4.1.1 Complementación de los parámetros geomorfológicos de la Microcuenca Pisit

Se ha efectuado Los parámetros geomorfológicos de la microcuenca Pisit con La finalidad de analizar y determinar los rasgos de la microcuenca.

Cuadro N° 13.- Parámetros complementarios – Microcuenca Pisit

Características	Microcuenca Pisit
Rectángulo equivalente (Km ²)	37.88
Grado de ramificación (Km)	
Orden - 1	24.52
Orden - 2	7.84
Orden -3	6.34
Número de ríos para diferentes grados de ramificación(Und)	
N1 Orden -1	16
N2 Orden -2	3
N3 Orden -3	1
Longitud de los ríos (Km)	38.70
Densidad de drenaje (Km/Km ²)	1.02
Bifurcación	
N1/N2	5.33
N2/N3	3.00
Densidad de cauce (1/Km ²)	0.42
Tiempo de concentración (hr)	
Kirpich	1.63
US Corp of Engineering	3.60
Hataway	1.30

Fuente: Elaboración propia

a. Grado de Ramificación

Se han calculado los valores de Grado de Ramificación los cuales se muestran en el Cuadro N°14. De acuerdo a los resultados obtenidos, la relación de bifurcación de N1/N2 es de 5.33 Indica la existencia de regiones muy montañosas y rocosas o generalmente en cuencas

alargadas en las cuales también se producen bajos caudales picos. Para el caso de la relación de N2/N3, indicando que la estructura geológica no ha distorsionado el drenaje natural en las mismas.

b. Densidad de drenaje

Se han calculado la densidad de drenaje para la microcuenca Pisit, cuyo valor es de 1.02 Km/Km², que de acuerdo a la clasificación indican que estas áreas tienen una buena capacidad de infiltración y pertenecen a la Clase 0 (roca sedimentaria).

c. Orden de la corriente de agua

En la microcuenca Pisit se han identificado 20 corrientes de agua y un orden máximo de 3, las cuales se muestran en el Cuadro N°14.

d. Curva hipsométrica de la microcuenca Pisit

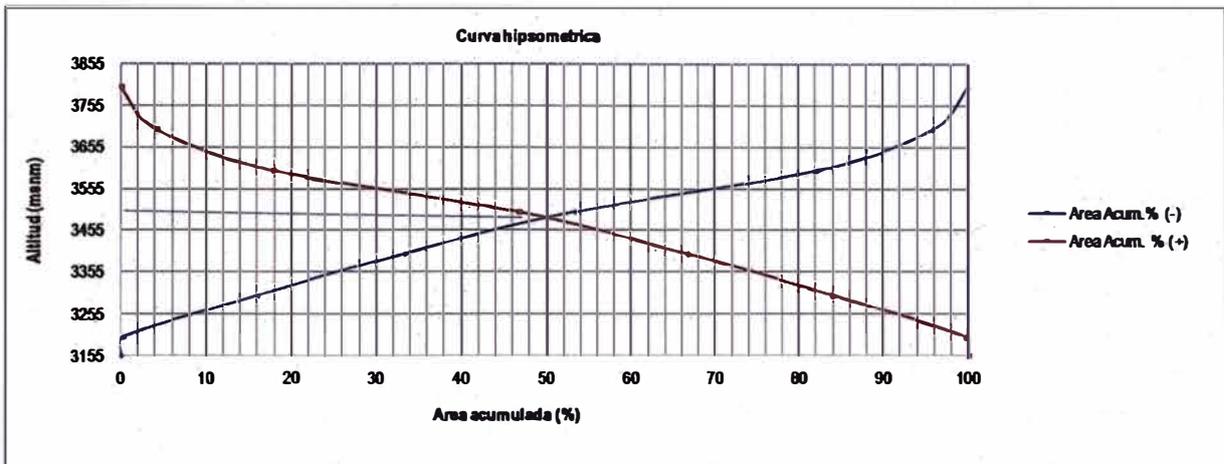
Representar gráficamente las elevaciones del terreno en función de las superficies equivalentes.

Cuadro N° 14.- Relación Área – cotas

Cota		Área	Ancho de franja	Área acumulada encima	%
(msnm)	(msnm)	(Km ²)	(Km ²)	(Km ²)	
		-		37.88	100
3155	3200	0.11	32.05	37.77	99.71
3200	3300	5.98	1728.96	31.79	83.93
3300	3400	6.52	1885.24	25.27	66.72
3400	3500	7.57	2189.03	17.70	46.74
3500	3600	10.91	3153.98	6.80	17.95
3600	3700	5.21	1507.81	1.59	4.19
3700	3800	1.59	458.51	0.00	0.00

En la Lámina N°PH-AP-01 del anexo, se indica la delimitación de las áreas parciales indicadas en el Cuadro N°14.

Figura N°08.- Curva Hipsométrica – Microcuenca Pisit



a. Rectángulo equivalente (%)

El rectángulo equivalente es una transformación puramente geométrica de la cuenca en un rectángulo de igual perímetro, convirtiéndose las curvas de nivel en rectas paralelas al lado menor.

$$L = \frac{Cc\sqrt{A}}{1,12} \left\{ 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{C_c}\right)^2} \right\}$$

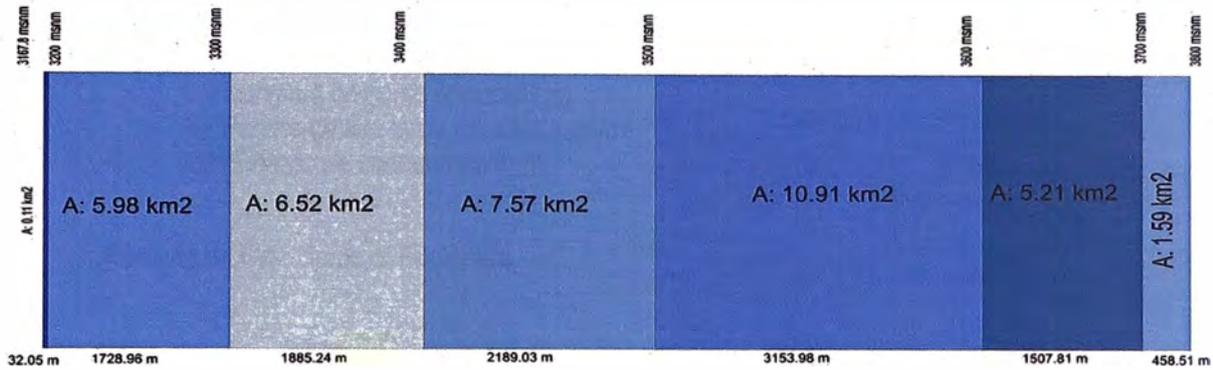
$$l = \frac{Kc\sqrt{A}}{1,12} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{C_c}\right)^2} \right\}$$

El área mayor de la microcuenca es 10.91 km² y se ubica entre los 3 500 a los 3 600 msnm, mientras que la mínima área es 0,11 km² y se ubica entre 3 155 a 3 200 msnm. El rectángulo equivalente para la microcuenca se muestra en la Figura N°09.

Cuadro N° 15.- Determinación de la pendiente – Subcuenca Cañad

Nombre	Lado mayor	Área
	(Km)	Km ²
Microcuenca Pisit	10.96	37.88

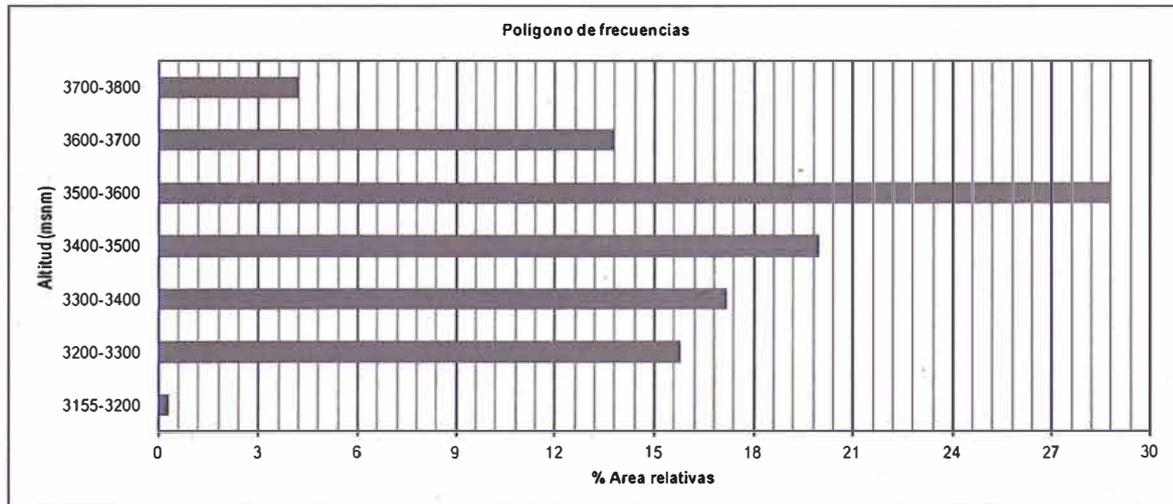
Figura N°09.- Rectángulo equivalente- Microcuenca Pisit



b. Polígono de frecuencias

El Polígono de frecuencias obtenido para la microcuenca Pisit presenta en la Figura N°10 e indica que el 16,07% del área se encuentra entre las cotas 3 167.8 y 3 300 msnm y el 83.93% del área se ubica entre las altitudes de 3 300 y 3 800 msnm.

Figura N°10.- Polígono de frecuencias -Microcuenca Pisit



c. Tiempo de concentración (tc)

Para calcular el tiempo de concentración se utilizó la fórmula de Kirpich, U.S. Corps of Engineers, U.S. Hathaway.

Fórmula de Kirpich.-

$$t_c = 0.000325 L^{0.77} S^{-0.385}$$

Donde:

L = Longitud de curso principal (m)

S = Pendiente a lo largo del cauce (m/m)

tc = Tiempo de concentración (hr)

Fórmula de U.S. Corps of Engineers.-

$$t_c = 0.36 \frac{L^{0.76}}{S^{0.19}}$$

Donde:

L = Longitud del cauce (m.)

S = Pendiente de la Cuenca (m/m.).

Fórmula de U.S. Hathaway.-

$$t_c = 0.286 \frac{(nL)^{0.427}}{S^{0.234}}$$

Donde:

L = Longitud del cauce (m.)

S = Pendiente de la Cuenca (m/m.).

n = tipo de superficie

5. ANALISIS DE LA INFORMACION PLUVIOMETRICA

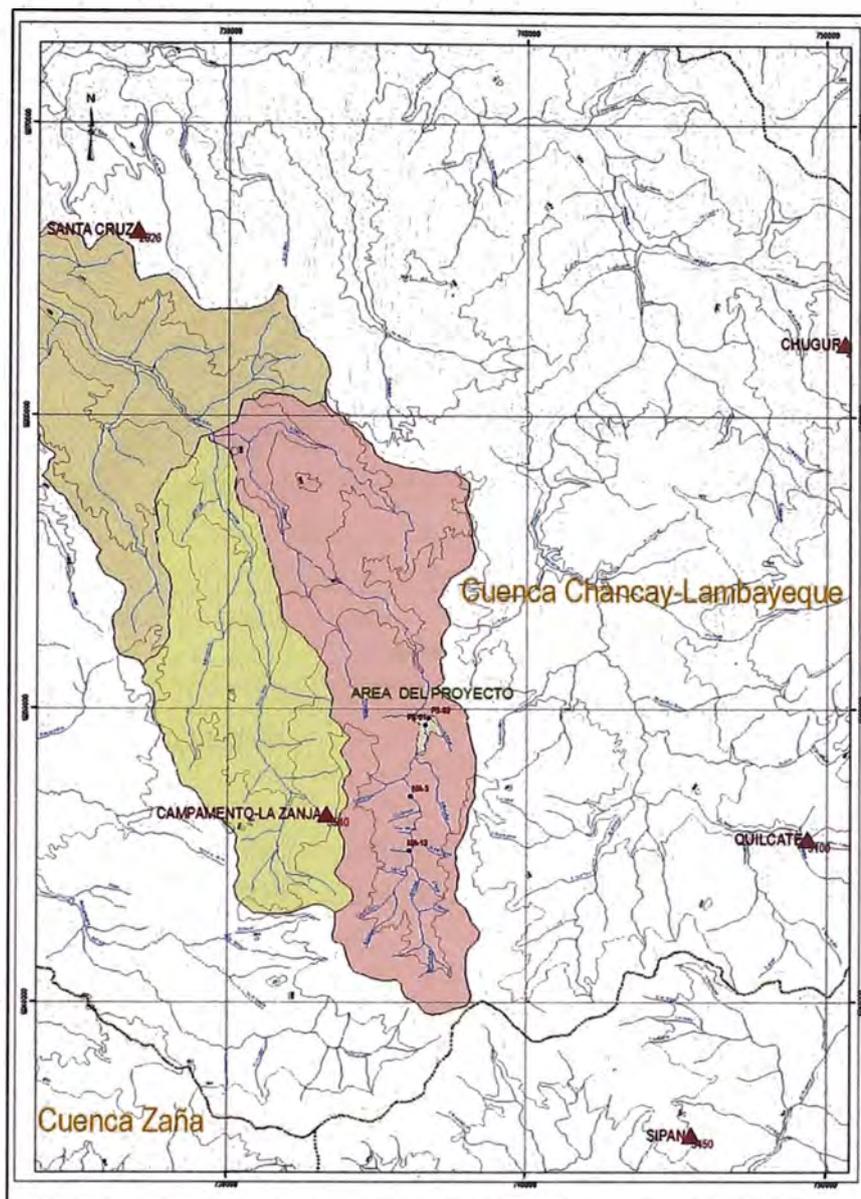
5.1 Información Pluviométrica de precipitación

El análisis de precipitación en el ámbito del estudio consistió en primer lugar en realizar la prueba de consistencia de la información de precipitación total mensual (PTM) de las estaciones más cercanas a la cuenca productora de escurrimiento superficial hacia el embalse Pisit.

Las estaciones de precipitación seleccionadas fueron:

- Santa Cruz
- La Zanja
- Quilcate
- Chugur

Figura N°11.- Ubicación de las estaciones de precipitación y la cuenca en estudio

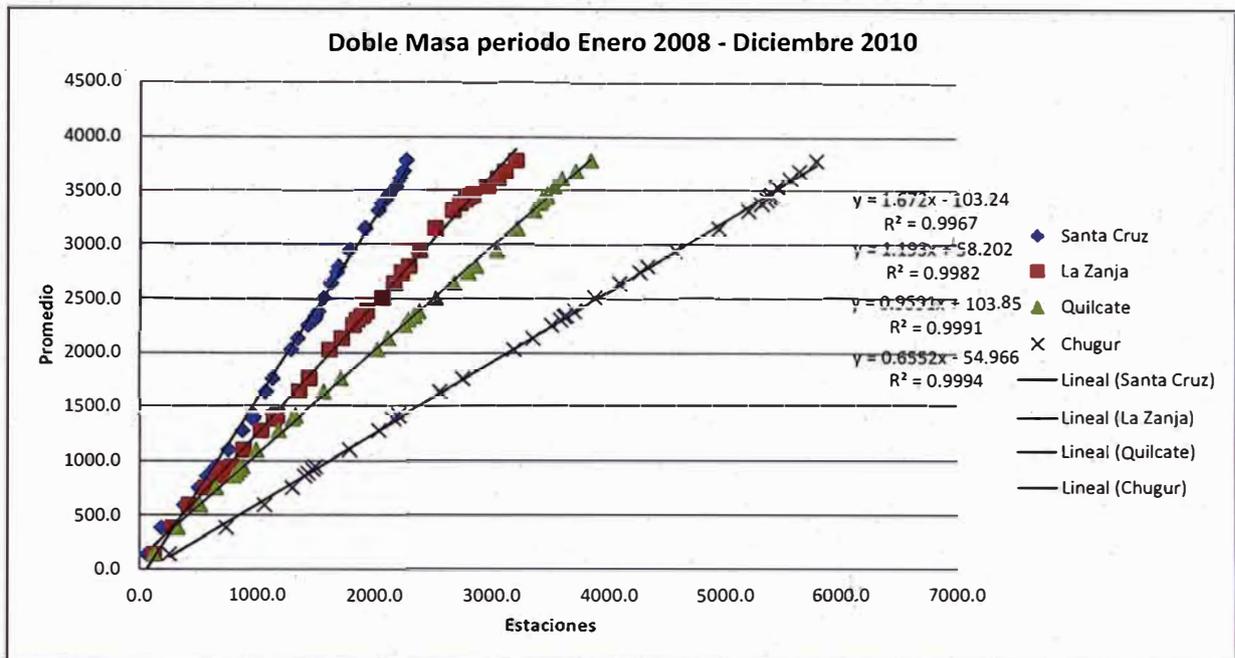


Fuente: Elaboración propia

El periodo común de análisis entre las estaciones de precipitación fue de enero 2008 a diciembre 2010 (Ver Anexo C). La figura 12, muestra que los coeficientes de determinación encontrados entre cada estación y el promedio de ellas resultó ser en todos los casos mayor a 0.99. Las ecuaciones de regresión mostradas en dicha figura sirvieron para completar y obtener series de PTM para cada estación para un periodo común de enero 1983 a diciembre 2007 (25 años). En el Anexo A, se presenta las series de precipitación total mensual completadas.

Con el objeto de asegurar mayor información de PTM que sea útil para someter el análisis del embalse a mayor variabilidad temporal, se procedió a generar 25 años adicionales de información de PTM.

Figura N°12.- Doble masa de la información de precipitación total mensual para el periodo enero 2008 a diciembre 2010.



5.2 Generación de precipitación

La generación de la serie de precipitación total mensual para un periodo adicional de 25 años (2008 al 2032), se realizó mediante la aplicación del programa Stochastic Analysis, Modeling, and Simulation (SAMS).

Cabe mencionar que la simulación estocástica de series de tiempo hidrológicas ha sido utilizada por décadas para problemas relacionados con el planeamiento y manejo de sistemas de recursos de agua.

Por otra parte, el programa de cómputo SAMS realiza el análisis estocástico, modelación y simulación de series de tiempo hidrológicas. A sido escrito en C, Fortran and C++, y se ejecuta en la plataforma WINDOWS.

El modelo de generación de PTM utilizado fue un multivariado MPAR (1), considerando que el parámetro del modelo fue obtenido a partir de las series de PTMcompletas entre 1983 al 2007.

En el Anexo A se presentan las series de PTM generadas para el periodo 2008 – 2032.

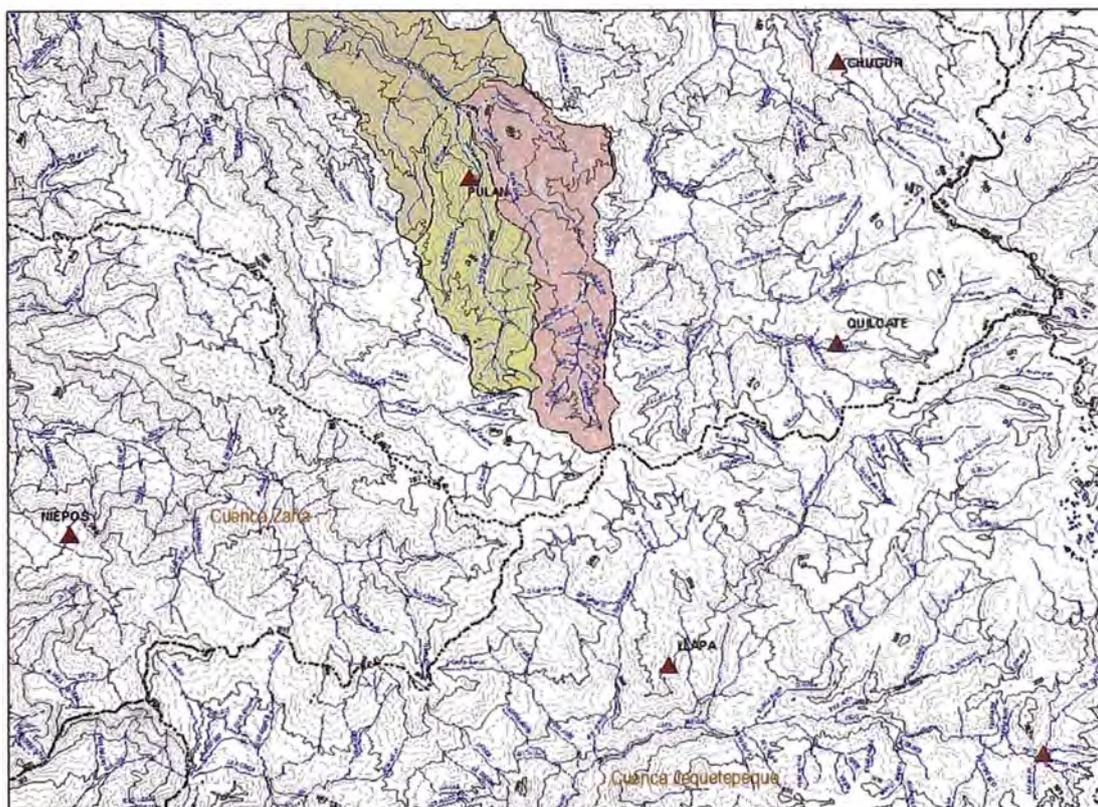
6. CAUDAL MAXIMO

Con el registro de precipitación máxima en 24 horas, se procederá a calcular las alturas de precipitación extrema probable correspondiente a diferentes periodos de retorno, sobre cuya base se estimaran los caudales máximos para el diseño de las obras de drenaje que requiere el tramo en estudio.

Además, se ha considerado afectar los datos de la precipitación máxima en 24 horas por un factor de ponderación de Hershfield 1.13. Este ajuste da valores que se aproximan a los que se obtendrían de una análisis de los máximos reales (Capitulo 28, OMN-N°168).

Para la estimación de caudales se efectuó el análisis de frecuencias de los eventos hidrológicos. En la figura N°13 se muestra la ubicación espacial de las estaciones pluviométricas de máximas de 24 horas, a lo largo del área de estudio. Ver plano EP-MA-01 del Anexo.

Figura N°13.- Ubicación de las estaciones Pluviométricas cercanas a la ubicación de la represa Pisit



Fuente: Propia

Para el análisis probabilístico de eventos de precipitación máxima extrema se utilizará la siguiente red de estaciones de precipitación indicada en la Cuadro N° 16. Los registros de años de las estaciones varían desde 17 años (Estación Pulan) hasta 45 años (Estación chugur).

Cuadro N° 16.- Estaciones pluviométrica de precipitaciones máximas de 24 horas

Items	Coordenadas UTMPSAD 56		Estaciones	Altitud	Años de registro	Periodo
	E(m)	N (m)				
1	750596	9245789	Quilcate	2424	42	1966-1969;1971-2008
2	750638	9261810	Chugur	2744	45	1964-2008
3	761917	9222343	Granja Porcon	3000	38	1967-1981;1986-2008
4	741217	9227535	Llapa	2798	42	1964-2005
5	708089	9235051	Niepos	2464	38	1964-1984;36.1-1989;1991-2003
6	730284	9255239	Pulan	2065	17	1964-1967;1970-1982

Fuente: Senamhi/ANA/Estudio complementario Uso actual del Recurso Hídrico en la subcuenca del río CañadByF Consultores Ambientales S.R.L.2004/EIA Proyecto La Zanja 2007.

6.1 Análisis de Frecuencia

Para el análisis de frecuencia comprendió el análisis de funciones de la distribución teórica: Normal, Log-normal, Log-Pearson III y Gumbel, por ser las más usadas en Hidrología para caso de eventos máximos.

a. Función de distribución Normal

Esta distribución se define:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2}$$

Donde:

f(x) = densidad de probabilidad

x = variable aleatoria

b. Función de distribución Log-Normal

Esta distribución es una extensión de la distribución Normal, en la cual los valores logarítmicos de una secuencia son considerados como normalmente distribuidos.

$$f(x) = \frac{1}{x \cdot \sigma_y \sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left[-\frac{(y - \mu_y)^2}{2\sigma_y^2}\right]; x > 0$$

Donde:

$$y = \log(x)$$

$f(x)$ = densidad de probabilidad

x = variable aleatoria

μ_y = media de los logaritmos naturales de x

σ_y = desviación estándar de los logarítmicos naturales de x

e = base de los logaritmos naturales

c. Función de distribución Log-Pearson Tipo III

Esta distribución es una extensión de la distribución Normal, en la cual los valores logarítmicos.

$$f(x) = \frac{1}{(a < B) \left(\frac{x}{a}\right) (B-1) e^{-(\ln 8x-y)/a}}$$

Donde:

a = parámetro de escala

B = parámetro de forma

y = límite inferior de la distribución

d. Función de distribución Gumbel

Esta distribución Gumbel se deriva de otras distribuciones de tipo exponencial que convergen hacia una función exponencial a medida que la variable aleatoria (x) crece.

La función de densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta) - e^{-\alpha(x-\beta)}]}$$

Donde a y b son los parámetros de la función.

Los parámetros α y β , se estiman para muestras muy grandes, como:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - 0.45S$$

Para muestras relativamente pequeñas, se tiene:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S}$$

$$\beta = \bar{x} - u_y / \alpha$$

Los valores de μ_y y σ_y se encuentran en tablas.

e. Prueba de bondad de ajuste

Con el fin de seleccionar la función de distribución adecuada a los datos registrados, se aplico la prueba de bondad de ajuste prueba χ^2 y Kolmogorov – Smirnov

e.1 Prueba χ^2

Para aceptar una distribución dada debe cumplir:

$$D \leq \chi_{1-\alpha, k-1-m}^2$$

El valor de $\chi_{1-\alpha, k-1-m}^2$ se obtiene de tablas de la función de distribución χ^2 .

$$D < \chi^2 \text{ aceptable}$$

e.2 Prueba Kolmogorov – Smirnov

Consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$.

$$D = \max |F_o(x_m) - F(x_m)|$$

Con un valor critico "d" que depende del número de datos y del nivel de significación. Si $D < d$, se acepta que la hipótesis es nula.

La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - \frac{m}{n+1}$$

Donde "m" es el número de orden del dato X_m en una lista de mayor a menor y "n" es el número total de datos.

Asimismo los resultados encontrados para diferentes tiempos de retorno se muestran en la Cuadro N° 17. Ver hoja de cálculos en el anexo de cálculos.

Cuadro N° 17.- Precipitación máxima de 24 horas para diferente tiempos de retorno

Tiempo de retorno	ESTACION					
	NIEPOS (mm)	LLAPA (mm)	PULAN (mm)	QUILCATE (mm)	CHUGUR (mm)	GRANJA PORCON (mm)
2	38.43	38.77	65.25	24.17	53.46	43.94
5	64.09	49.20	79.95	37.72	72.83	55.62
10	83.75	56.12	89.68	47.62	82.97	63.36
20	104.45	62.75	99.02	57.72	91.33	70.78
30	117.18	66.56	104.39	63.79	95.69	75.05
50	133.93	71.33	111.10	71.66	100.75	80.38
100	158.07	77.76	120.15	82.78	107.03	87.58
175	178.82	82.93	127.44	92.17	111.70	93.37
500	221.05	92.62	141.08	110.85	119.73	104.21
1000	251.45	99.00	150.08	124.01	124.61	111.36

Fuente: Propia

Se ha elaborado un mapa de isoyetas para los valores de lluvia de 1000 años de retorno, calculados anteriormente, las cuales se muestran en la Lámina EP-MA-01 de anexos. La precipitación máxima es de 140 mm para la zona de estudio.

6.2 Análisis de caudales máximos.

En el presente estudio se halló el caudal máximo mediante el uso del modelo numérico HEC-HMS versión 3.5 así como también con la ayuda de los programas Argis 9.3 y HEC-GeoHMS 5.0.

Para la estimación de caudales se efectuó el análisis de frecuencias de los eventos hidrológicos, análisis de frecuencia y con el fin de seleccionar la función de distribución adecuada a los datos registrados, se aplicó la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov – Smirnov.

De las pruebas ya mencionadas, verificación de normalidad del coeficiente de simetría y de bondad de ajuste χ^2 , se concluye que los datos que mejor se ajustan es la Distribución Log Normal.

Para un tiempo de retorno de 1000 años la precipitación máxima es de 140 mm

El método de análisis de histograma está basado en el ordenamiento de los intervalos de tiempo de una tormenta teniendo en cuenta la profundidad de la precipitación que ocurre en cada uno de ellos y repitiendo esta secuencia.

El patrón de precipitación definido es según la Cuadro N°18 para una tormenta de 6 horas.

Cuadro N°18.-Distribuciones de lluvia SCS

Hora t	t/6
0	0
0.6	0.1
1.2	0.2
1.5	0.25
1.8	0.3
2.1	0.35
2.28	0.38
2.4	0.4
2.52	0.42
2.64	0.44
2.76	0.446
3	0.5
3.3	0.55
3.6	0.6
3.9	0.65
4.2	0.7
4.5	0.75
4.8	0.8
5.4	0.9
6	1

Fuente: U.S. Dept. of Agricultur ,Soil Conservation Service .1973,1986

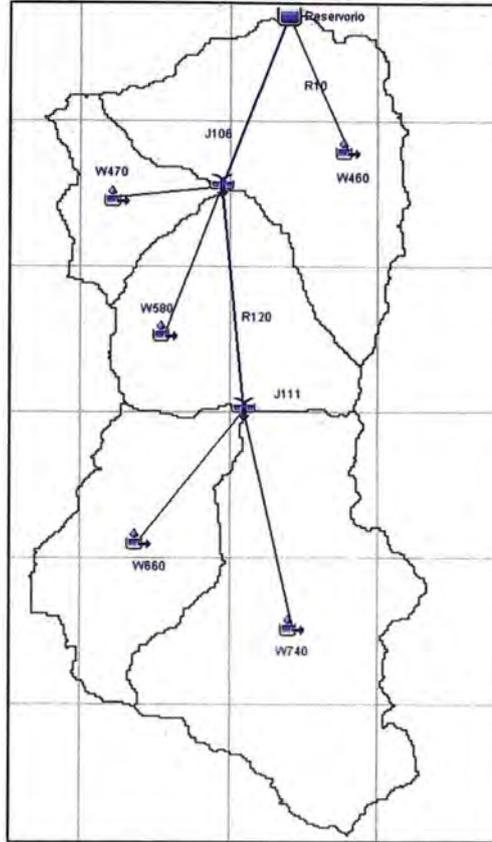
En el Cuadro N°19 el cuadro resumen se obtiene la forma típica del hietograma por cada hora un intervalo de 6 horas donde la precipitación máxima es 140 mm.

Cuadro N°19.-Cuadro resumen de la distribución de lluvia SCS

Hora	Pp (mm)
0	0.00
1	23.33
2	46.67
3	70.00
4	93.33
5	116.67
6	140.00

Para la realización de la simulación se estableció la cuenca con sus respectivas características

Figura N°14.-Esquema de subdivisión de la microcuenca aportante



El caudal Máximo es de 205.5 m³/s, según el modelamiento hidrológico realizado, en la Figura N°15 se muestra el hidrograma de avenidas de la microcuenca Pisit.

Figura N°15.- Hidrograma de Avenidas – Microcuenca Pisit

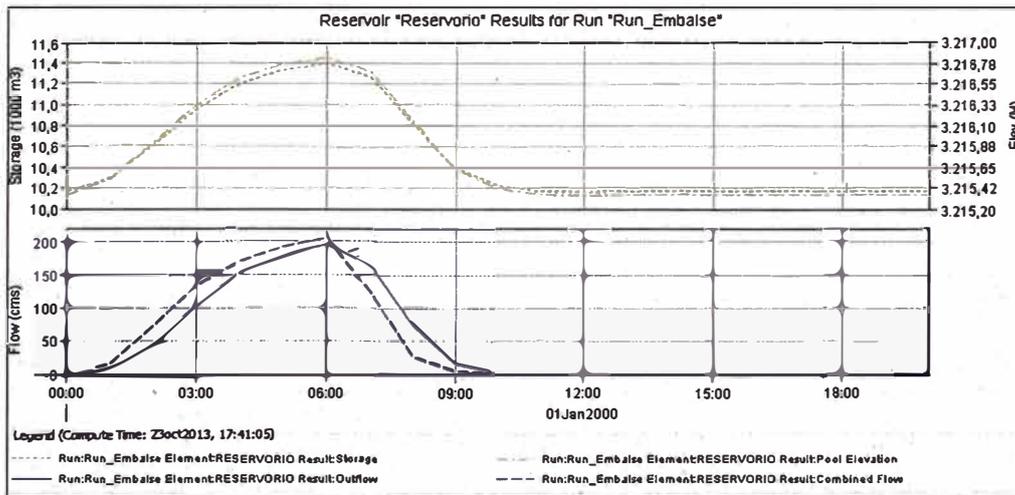
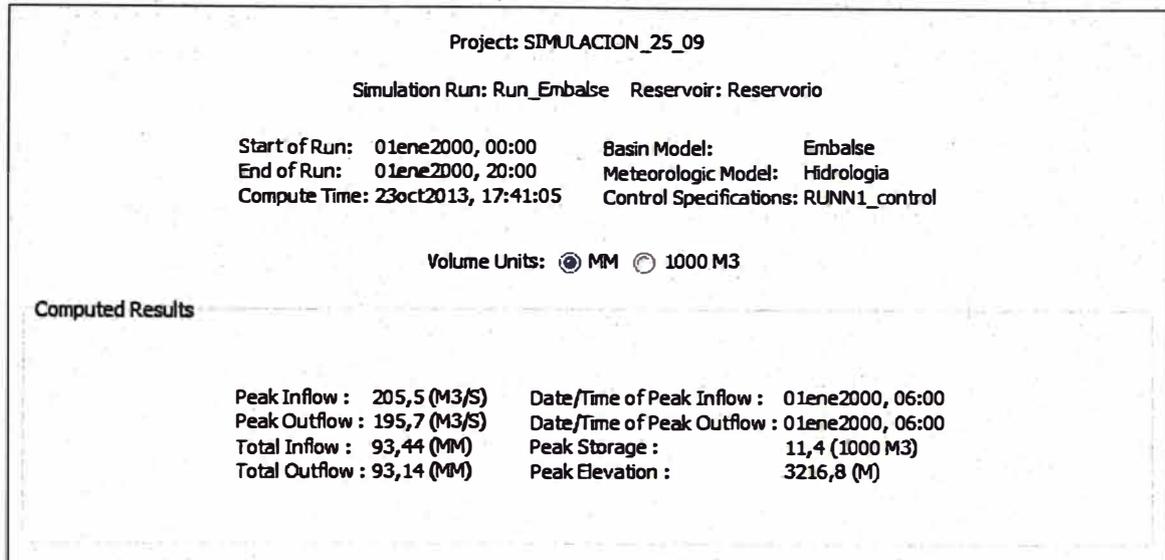


Figura N°16.- Resultados de la simulación Hidrológica – Caudal máximo



7. CALCULO DE CAPACIDAD DE EMBALSE

Para la determinación de la capacidad de embalse se determino la precipitación efectiva a partir de la Precipitación media mensual que fue determinado de acuerdo al análisis de registro de estaciones pluviométricas y se valido a través del registro del caudal de aforos.

7.1 Registro de caudal de aforos

El departamento de Medio Ambiente de La Minera de La Zanja realiza aforos del rio Pisit, y cuentan con datos mensuales discontinuos desde el año 2001 hasta enero del 2012.

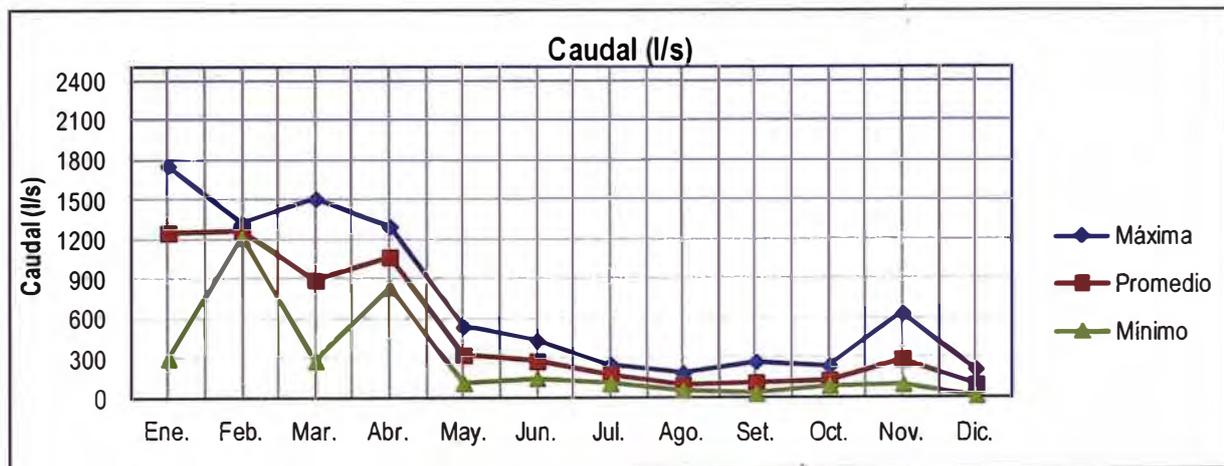
Cuadro N°20- Punto de aforo MA-13

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set	Oct	Nov.	Dic.
2003										51,50		
2004						307,00						
2005								66,80	44,20	123,20	111,90	124,00
2006	437,72	223,31	1448,94	726,60	104,03	126,22	302,64					
2009								159,31	237,84	239,23	684,40	6,49
2011	262,68	1190,00	227,00	1041,00	524,29	234,00	138,00	101,00	51,00	66,00	124,00	165,00
2012	1326,00											
Máxima	1326,00	1190,00	1448,94	1041,00	524,29	307,00	302,64	159,31	237,84	239,23	684,40	165,00
Promedio	838,10	867,77	1041,63	936,20	384,20	243,56	247,76	121,60	142,72	143,83	401,18	115,12
Mínimo	262,68	223,31	227,00	726,60	104,03	126,22	138,00	66,80	44,20	51,50	111,90	6,49

Cuadro N°21- Punto de aforo MA-5

Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
2001								61,00				
2003										91,50		
2004						438,20						
2005								73,40	33,90	95,60	102,00	72,10
2006	1763,28	1325,43	1511,77	840,75	115,69	154,74	258,49					
2009								190,16	274,92	242,70	638,09	15,80
2011	302,32	1217,00	284,00	1301,00	542,50	257,00	112,00	89,00	53,00	119,00	137,00	213,00
2012	1702,00											
Máxima	1763,28	1325,43	1511,77	1301,00	542,50	438,20	258,49	190,16	274,92	242,70	638,09	213,00
Promedio	1255,87	1271,22	897,89	1070,88	329,10	283,31	185,25	103,39	120,61	137,20	292,36	100,30
Mínimo	302,32	1217,00	284,00	840,75	115,69	154,74	112,00	61,00	33,90	91,50	102,00	15,80

Figura N°17.-Variación del caudal mensual del punto de aforo MA-5



La ubicación de las estaciones de aforos MA-5 y MA-13 se indican en la Lámina N°PH-EP-02 del anexo.

7.2 Generación de Descargas en la microcuenca Pisit

La generación de caudales medios mensuales de ingreso al embalse fue realizada mediante el uso del modelo SIMULACI.

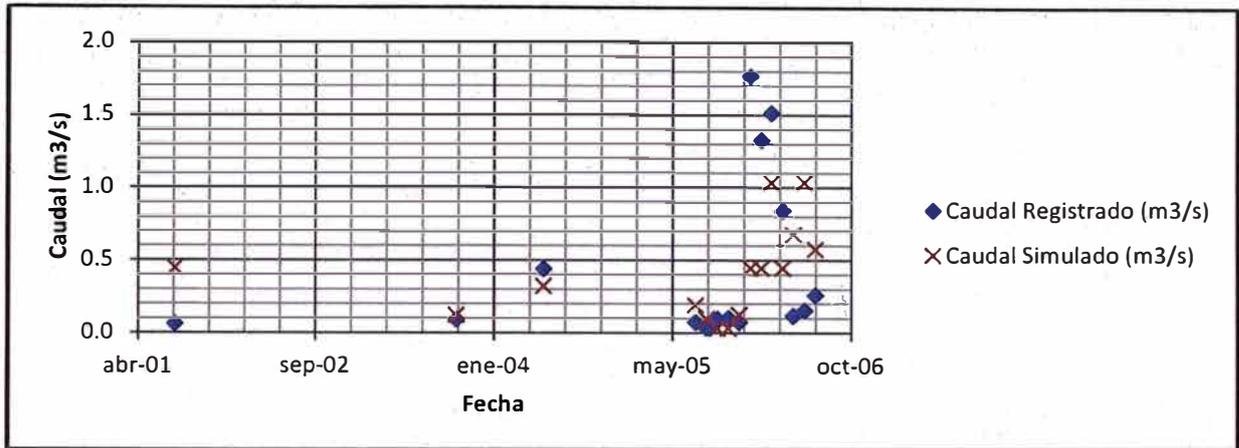
El modelo SIMULACI fue desarrollado en la Universidad Centro Occidental Lisandro Alvarado-Venezuela y introducido en el país por el Dr. Hugo Ore (Abril 2000).

Conceptualmente, el modelo SIMULACI es una representación de la ocurrencia del ciclo hidrológico en la cuenca, a escala de tiempo mensual. Cada uno de los procesos físicos que componen dicho ciclo hidrológico es representado a través de un conjunto de ecuaciones y

relaciones matemáticas, todas de carácter lineal. Los resultados del proceso de simulación se expresan en términos de los volúmenes de agua mensuales generados en la cuenca, expresados en MMC/mes.

La información utilizada para calibrar el modelo fueron los datos de aforo del río Pisit, obtenidos en el punto MA-05 (Ver cuadro N°21).

Figura N°18.- Calibración del modelo SIMULACI mediante aforo MA-05

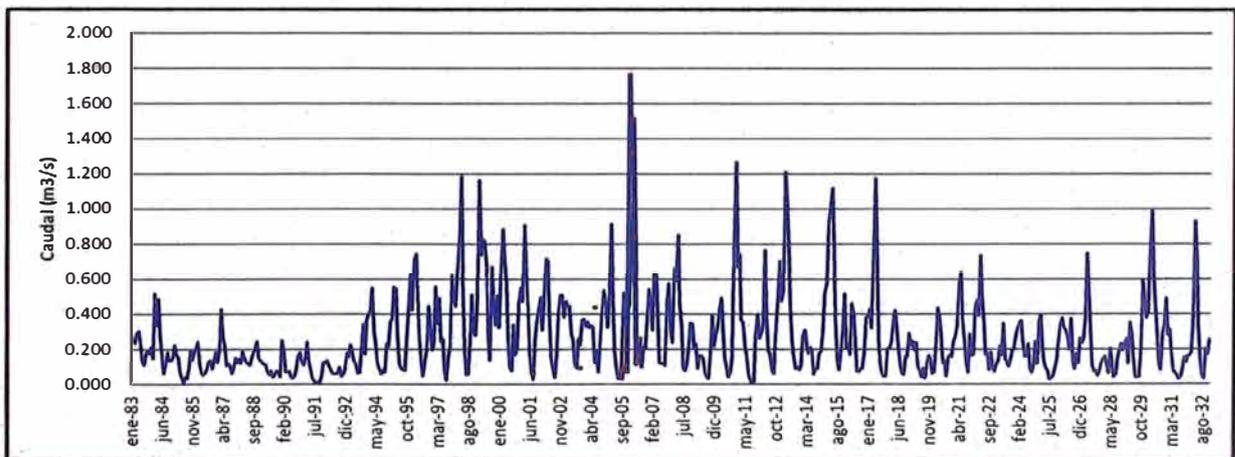


En la Figura N°18 muestra el grado de coincidencia entre los caudales aforados en el punto MA-05 y los simulados mediante el modelo SIMULACI.

Una vez calibrado el modelo SIMULACI, se procedió a generar información para el periodo enero 1987 a diciembre 2032 (50 años).

La Figura N°19, muestra el hidrograma de caudales generados además de los caudales aforados en el punto MA-05. En el Anexo se presenta la serie de caudales generados para el periodo enero 1983 a diciembre 2032 (50 años).

Figura N°19.- Histograma de caudales generados de ingreso al embalse PISIT



8. DEMANDAS HÍDRICAS IMPUESTAS A NIVEL MENSUAL.

La demanda hídrica impuesta inicialmente correspondía a un área total bajo riego de 2100 ha, produciendo una demanda total anual de 19.30 MMC (Ver cuadro N°23).

Cuadro N°22 -Demanda hidrica para 2100 ha

N°	CULTIVO	Area ha	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	VOLUMEN (MMC)
			31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
1	Aguayamanto 1ra Campaña	400	0.14	0.11	0.22	0.33	0.41	0.72	0.91	0.94	0.58	0.4	0.46	0.41	5.62
2	MaizMorado 1ra campaña	400	0.07	0.09	0.26	0.25	0.29								0.96
	MaizMorado 1ra campaña	400							0.15	0.18	0.3	0.15	0.28		1.06
3	Tara 1ra campaña	400	0.07	0.06	0.14	0.19	0.21	0.17							0.85
	Tara 2da campaña	400							0.18	0.3	0.18	0.15	0.28	0.29	1.38
4	Frijol 1ra campaña	400	0.09	0.11	0.47	0.43									1.1
	Frijol 2da campaña	400								0.31	0.56	0.65	0.35		1.87
5	Forrajes	500			0.21	0.19	0.33	0.62	0.91	1.03	0.84	0.72	0.82	0.8	6.48
	Total	2100	0.37	0.37	1.31	1.38	1.25	1.51	2.14	2.76	2.47	2.07	2.18	1.5	19.3

Sin embargo, realizado los cálculos de confiabilidad en volumen y tiempo según las siguientes expresiones:

$$Confiabilidad_Volumen = \frac{(\sum Demanda_total - \sum Déficit)}{\sum Demanda_total} * 100$$

$$Confiabilidad_Tiempo = \frac{(\sum Meses_simulados - \sum Meses_con_déficit)}{\sum Meses_simulados} * 100$$

Se comprobó confiabilidades de 69.4% en volumen y 53.7% en tiempo, resultando ser muy bajas para ser propuestas como adecuadas para la regla de operación del embalse.

Por lo tanto, se calculó la máxima demanda hídrica que permita confiabilidades en volumen y tiempo mayores al 90%, resultando un máximo de 1575 ha con una demanda correspondiente a 14.48 hm³ (Ver cuadro N°23).

Cuadro N°23 Demanda hídrica para 1575 ha

N°	CULTIVO	Area ha	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	VOLUMEN (MMC)
			31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
1	Aguayamanto 1ra Campaña	300	0.1	0.08	0.16	0.25	0.31	0.54	0.68	0.7	0.44	0.3	0.34	0.31	4.21
2	Maiz Morado 1ra campaña	300	0.06	0.06	0.2	0.18	0.22								0.72
	Maiz Morado 1ra campaña	300						0.11	0.13	0.22	0.11	0.21			0.79
3	Tara 1ra campaña	300	0.06	0.05	0.1	0.14	0.16	0.13							0.63
	Tara 2da campaña	300						0.13	0.22	0.14	0.11	0.21	0.22		1.03
4	Frijol 1ra campaña	300	0.06	0.08	0.35	0.32									0.82
	Frijol 2da campaña	300							0.23	0.42	0.49	0.27			1.4
5	Forrajes	375			0.16	0.14	0.25	0.46	0.68	0.77	0.63	0.54	0.61	0.6	4.86
	Total	1,575	0.28	0.28	0.98	1.03	0.93	1.13	1.61	2.07	1.85	1.55	1.64	1.1	14.48

7.3 Demanda Total del Proyecto

El proyecto de la represa Pisit tiene una demanda de riego de 14.48 MMC, así mismo el proyecto también contempla una demanda de uso domestico cuyo volumen total de 0.11 MMC y el caudal ecológico (0.12 MMC), la demanda total del proyecto es de 14.7 MMC.

Cuadro N°24 Demanda total del proyecto

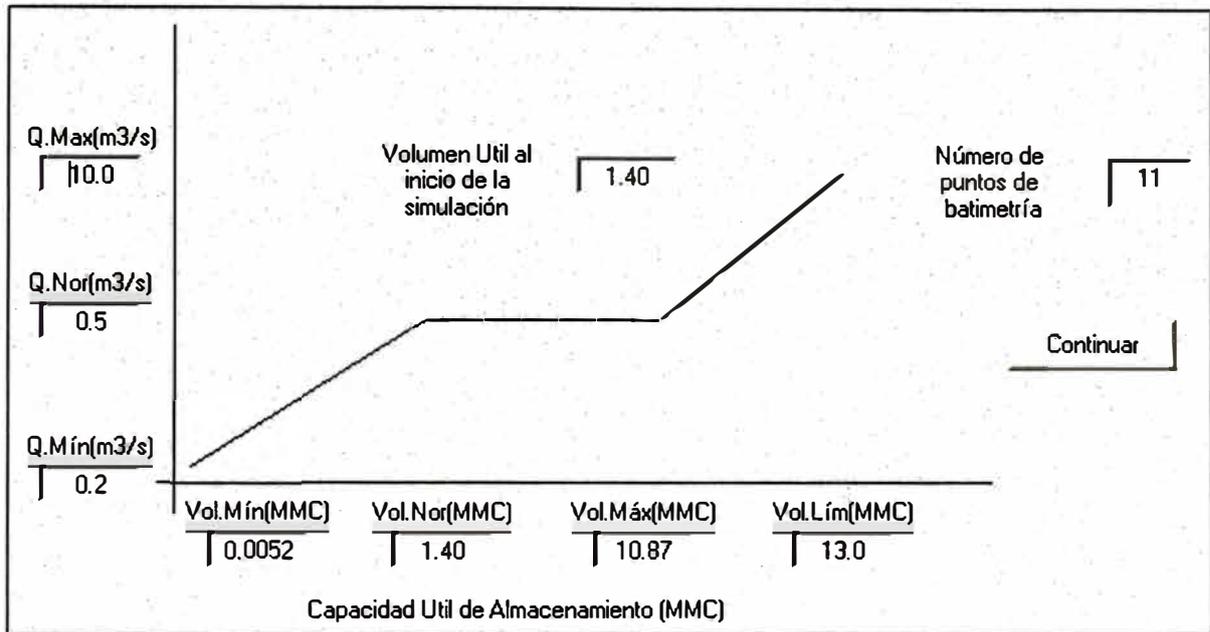
N°	Descripción	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	VOLUMEN (MMC)
		31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
1	Demanda de riego (MMC)	0.28	0.28	0.98	1.03	0.93	1.13	1.61	2.07	1.85	1.55	1.64	1.12	14.48
2	Demanda de uso doméstico (MMC)	0.0093	0.0084	0.0093	0.0090	0.0093	0.0090	0.0093	0.0090	0.0090	0.0093	0.0090	0.0093	0.11
3	Caudal Ecológico (MMC)	0.0170	0.0170	0.0190	0.0160	0.0100	0.0030	0.0060	0.0020	0.0030	0.0030	0.0130	0.0110	0.12
4	Total demanda del proyecto (MMC)	0.31	0.30	1.01	1.06	0.95	1.14	1.62	2.08	1.86	1.56	1.66	1.15	14.7

9. DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN ÚTIL DEL EMBALSE.

La determinación del volumen útil del embalse Pisit, se realizó mediante el uso del programa 'Embalse', desarrollado desarrollado por el Magister Scientiae Eduardo Abraham Chavarri Velarde de la Escuela de Postgrado de la UNALMy que tiene por objeto ayudar a definir la regla de operación según la disponibilidad hídrica de ingreso al mismo, la batimetría del vaso y la demanda hídrica impuesta. El programa tiene las opciones de realizar simulaciones diarias y mensuales de la operación de un embalse y los criterios de aceptación están en relación a porcentajes de confiabilidad en volumen y tiempo mencionados anteriormente.

El programa embalse considera 05 estados según una regla de operación predefinida mostrada por ejemplo en la siguiente figura.

Figura N°20.-Regla de Operación predefinida de descargas



Cada estado está en función del volumen de agua que tiene el embalse. La descarga predeterminada se muestra en el siguiente Cuadro.

Cuadro N°25 Cuadro de descarga predeterminada

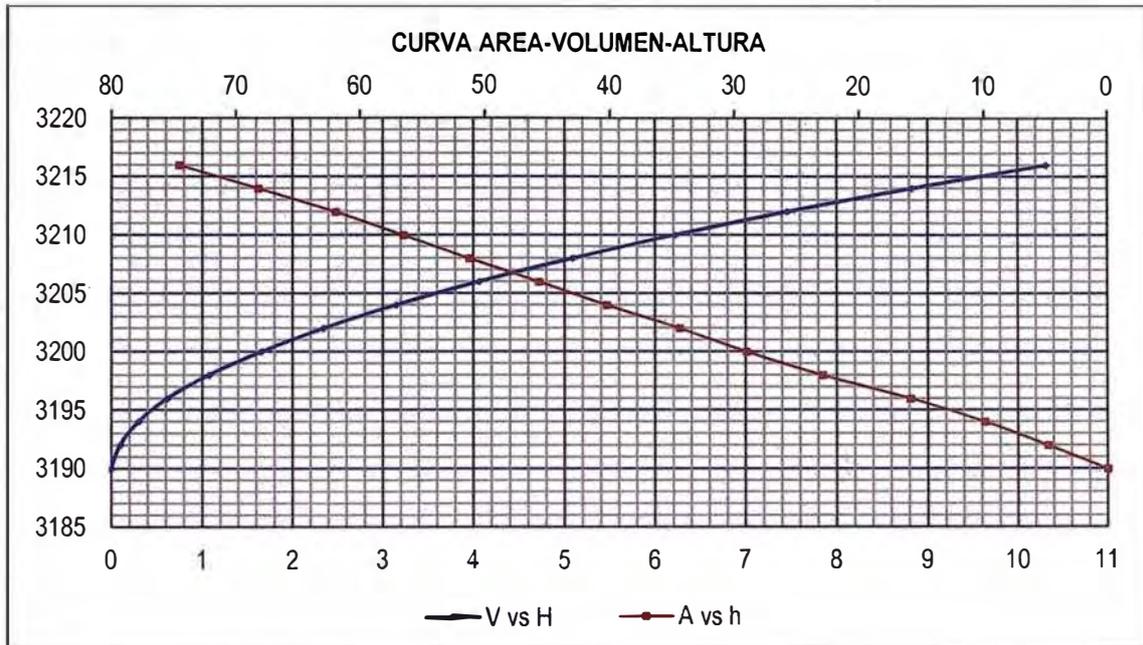
Estado	Condición del volumen del embalse	Descarga predeterminada (m3/s)
1	Menor al volumen mínimo predeterminado	Caudal mínimo de operación
2	Entre volumen mínimo y volumen normal predeterminados	Caudal proporcional entre el caudal mínimo y normal de operación
3	Entre el volumen normal y máximo de operación predeterminados	Caudal normal de operación
4	Entre el volumen normal máximo de operación y el volumen limite	Caudal proporcional entre el caudal normal y máximo de operación
5	Mayor al volumen limite	Caudal máximo de operación

Sin embargo el caudal de descarga del embalse estará además en función de la demanda hídrica impuesta, según la siguiente regla.

- Si el caudal de demanda hídrica es mayor que la descarga predeterminada entonces el caudal de descarga del embalse será igual a la descarga predeterminada.
- Si el caudal de demanda hídrica es menor o igual que la descarga predeterminada entonces el caudal de descarga del embalse será igual al caudal de demanda hídrica.

Para la determinación del volumen útil del embalse Pisit, se utilizó la siguiente información de las curvas altura – volumen y altura – área, con el objeto de ser usadas en la simulación de la operación del embalse para 50 años (Figura N°21).

Figura N°21.- Curva Área Altura vs Volumen y Altura vs Área



El volumen útil del embalse Pisit será entonces de 8.66 hm³, comprendidos entre las cotas 3216 m. (10.32 hm³) y 3200 m. (1.5 hm³).

10. BALANCE OFERTA Y DEMANDA

Las aguas almacenadas en la represa Pisit, servirá para satisfacer la demandas de agua de riego. En el presente se ha desarrollado una simulación para 50 años de la represa Pisit teniendo en consideración un caudal ecológico, caudal de uso poblacional, perdidas de evaporación, volumen muerto de arrastre, el volumen de almacenamiento es de 10.33 MMC. dicho volumen permitirá satisfacer la demanda del recurso hídrico.

En el **Cuadro N°26**, muestra que el caudal de demanda y de oferta del embalse, las cuales son iguales ya que el caudal de salida del embalse es la misma que el caudal de demanda; además se ha desarrollado la simulación de operación predefinida de descarga para 50 años (Cuadro N°OP02 del anexos de cálculos).

Cuadro N°26 Balance oferta -demanda

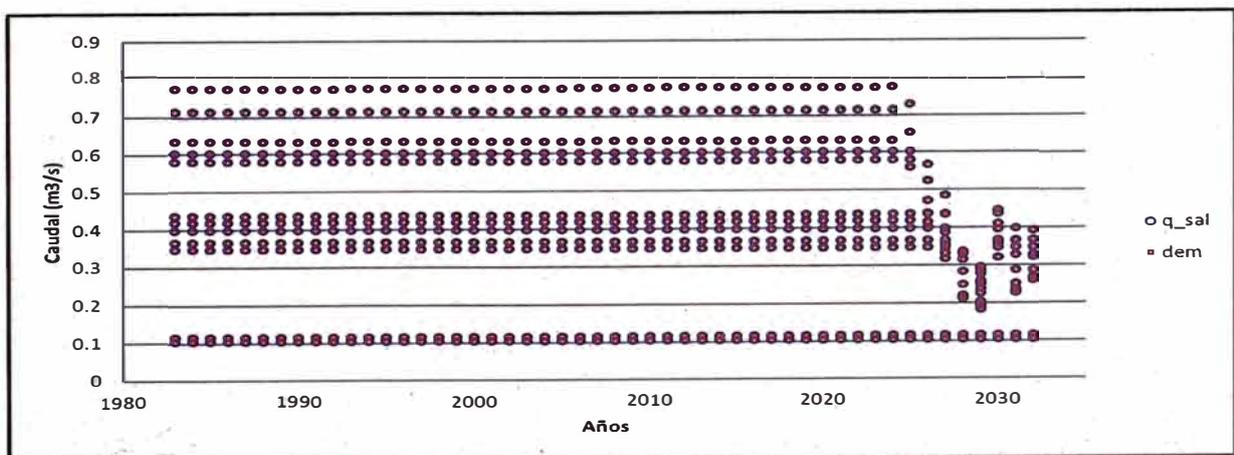
Concepto	Meses											
	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Demanda de agua total (m3/s)	0.11	0.13	0.38	0.41	0.36	0.44	0.61	0.78	0.72	0.58	0.64	0.43
Oferta de agua (m3/s)	0.11	0.13	0.38	0.41	0.36	0.44	0.61	0.78	0.72	0.58	0.64	0.43
Déficit(-) / superávit (+) (m3/s)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

La regla de operación propuesta para los caudales de descarga de salida según la cota y volumen que alcance el agua en el embalse sería:

- Para cotas menores a 3200 m (volumen menor a 1.66 hm³), el caudal de descarga sería 0.0 m³/s.
- Para cotas mayores a 3200 m (1.66 hm³) y menores a 3202 m. (2.34 hm³), el caudal de descarga estaría comprendido entre 0.120 m³/s a 0.800 m³/s., de manera proporcional a la altura.
- Para cotas entre 3202 m. (2.34 hm³) y 3214 m. (8.82 hm³), el caudal de descarga sería como máximo 0.800 m³/s.
- Para cotas mayores a 3214 m (8.82 hm³) y menores a 3216 m. (10.32 hm³), el caudal de descarga estaría comprendido entre 0.800 m³/s a 1.0 m³/s., de manera proporcional a la altura.
- Para cotas mayores a 3216 m. (volumen mayor a 10.32 hm³), el caudal de descarga sería de 1.0 m³/s.

En la siguiente Figura N°22 se muestra el caudal de salida y el caudal de demanda respectivo para el periodo de 50 años de simulación. En ella se observa el periodo de mayor coincidencia entre ellos.

Figura N°22.- Caudal de salida del embalse y Caudal de demanda-simulación para un periodo de 50 años



11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- Se ha generado un registro de caudales medios mensuales de ingreso al embalse Pisit para un periodo de 50 años.
- Se determinó la máxima demanda hídrica según disponibilidad hídrica de la cuenca y capacidad de regulación del embalse Pisit correspondiente a 1575 ha.
- Se calculó un volumen útil del embalse Pisit de 8.66 hm³, comprendidos entre las cotas 3216 m. (10.32 hm³) y 3200 m. (1.66 hm³).



ANALISIS DE LA DEMANDA DE AGUA DE RIEGO PARA EL “PROYECTO CONSTRUCCION DE LA REPRESA PISIT”

CENTRO POBLADO: PISIT

PROVINCIA: SANTACRUZ DE SUCCHABAMBA

DEPARTAMENTO: CAJAMARCA



INDICE

1.	Introducción	2
2.	Objetivos	2
3.	Análisis de Información Meteorológica.....	2
3.2	Temperatura	2
3.3	Humedad Relativa.....	3
3.4	Precipitación Media	4
3.5	Velocidad de Viento.....	5
3.6	Horas de Sol.....	5
4.	Cálculos Justificatorios.....	6
4.2	Calculo de Evapotranspiración Potencial	6
4.3	Calculo de Precipitación Efectiva	6
4.4	Descripción SIN PROYECTO	7
4.4.1	Áreas bajo Riego.....	7
4.4.2	Cédula de cultivo.....	8
4.4.3	Demanda de agua sin proyecto	9
4.5	Descripción CON PROYECTO	9
4.5.1	Cédula de cultivo.....	9
4.5.2	Áreas Potenciales de Riego.....	10
4.5.3	Demanda de agua con proyecto	10

ANÁLISIS DE DEMANDA DE AGUA PARA EL “PROYECTO REPRESA PISIT”

1. Introducción

Los datos que se aportan en el capítulo de análisis de demanda ven la necesidad del recurso hídrico de los diversos cultivos en los 23 sectores de riego que corresponden a los 03 distritos (Santa Cruz, Pulan y Saucepampa).

La demanda de agua en los cultivos, se vuelve más exigente en los periodos secos (mayo – noviembre) que en los periodos húmedos. Los cultivos principales son de “pan llevar” como son: papa, frijol, ray gras y alfalfa, los cuales requieren mayor aporte del recurso hídrico.

Para fines del proyecto, y por presentar una mayor rentabilidad, se considera al cultivo de “aguaymanto”, por ser muy adaptable a las condiciones climáticas del lugar, así como el “maíz morado” entre otros.

2. Objetivos

- Realizar una breve descripción de la situación actual de la demanda en la zona de estudio sin proyecto, como las áreas que se encuentran bajo riego y la cedula de cultivo.
- Explicar la metodología utilizada en los cálculos para hallar la demanda de agua con proyecto y cuanto es lo que se puede mejorar, con respecto al anterior.

3. Análisis de Información Meteorológica

3.2 Temperatura

La información climatológica de la zona del proyecto, ha sido registrada en la estación de Santa Cruz ubicada a una longitud de 78°56'51”, una latitud de 6°37'59” y una altitud de 2039 msnm; para un registro de 15 años desde el año 1964 al 2011. Los valores de Temperatura máxima y media se observa en Cuadro N°DE-01 y Figura N°DE-01.

Cuadro N° DE-01:

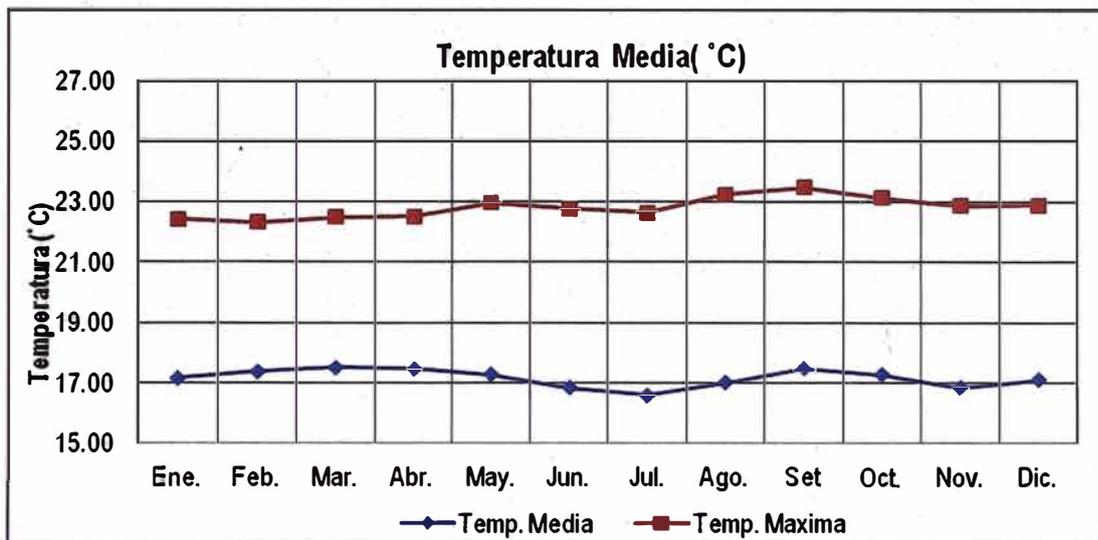
Valores de Temperatura Máxima y Media de la Estación Santa Cruz.

Variable °C	Mes											
	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
T máxima	22.43	22.32	22.49	22.5	22.96	22.75	22.63	23.23	23.48	23.13	22.88	22.9
T promedio	17.16	17.38	17.5	17.46	17.27	16.84	16.6	17.01	17.49	17.27	16.83	17.1

Fuente: Ministerio del Ambiente- SENAMHI

La información meteorológica registrada, entre los años 1964 al 2011, se consigna en el Cuadro N° DE-01 del Anexo relacionada a las temperaturas mensuales y máximas observándose las siguientes temperaturas extremas: 23.40 °C (máxima), para el mes de Setiembre y 17 °C como media.

Figura N°DE-01:
Valores de Temperatura Máxima y Media de la Estación Santa Cruz.



Fuente: Propia

De la Figura N°DE-01 se observa que los promedios de las variaciones de temperatura, con respecto al mes anterior o siguiente no exceden a los 2°C, es decir el cambio de temperatura durante el año, provocados por las variaciones climáticas son graduales.

3.3 Humedad Relativa

La humedad relativa se obtuvo de la fuente Senamhi, en porcentaje para un periodo del año 1964 al 2011 los valores máximos obtenidos en la zona, fueron en los meses de Enero a Mayo con valores promedio que van desde 78 a 80% y los mínimos en los meses de Junio a Noviembre con valores de 73 a 76%. Ver cuadro N°DE-02 y Figura N°DE-02.

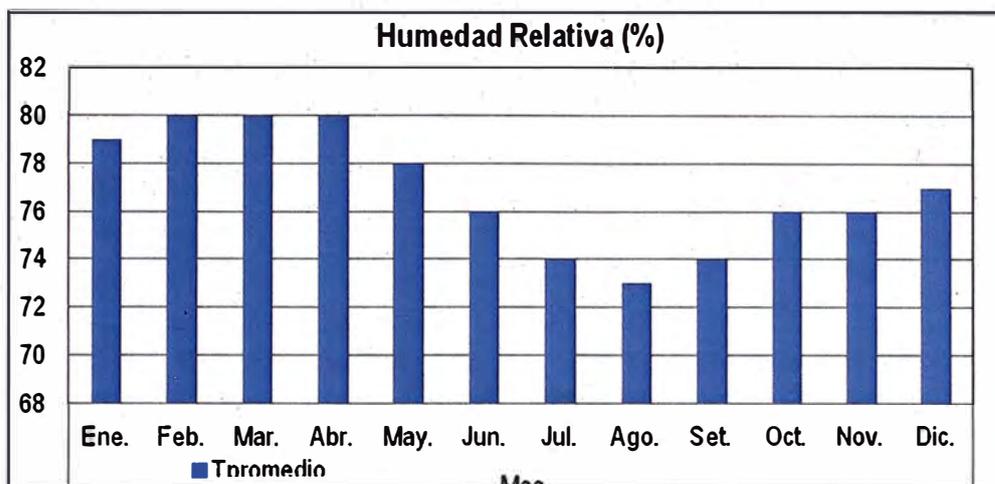
Cuadro N° DE- 02:
Valores de Humedad Relativa - Estación Santa Cruz.

Variable °C	Mes											
	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
H. Promedió	79	80	80	80	78	76	74	73	74	76	76	77

Fuente: Ministerio del Ambiente- SENAMHI

El registro de la información por meses y por año se podrá ver en el cuadro N°DE- 02 del anexo.

Figura N°DE-02:
Valores de Humedad Relativa (%) - Estación Santa Cruz



Fuente: Propia

3.4 Precipitación Media

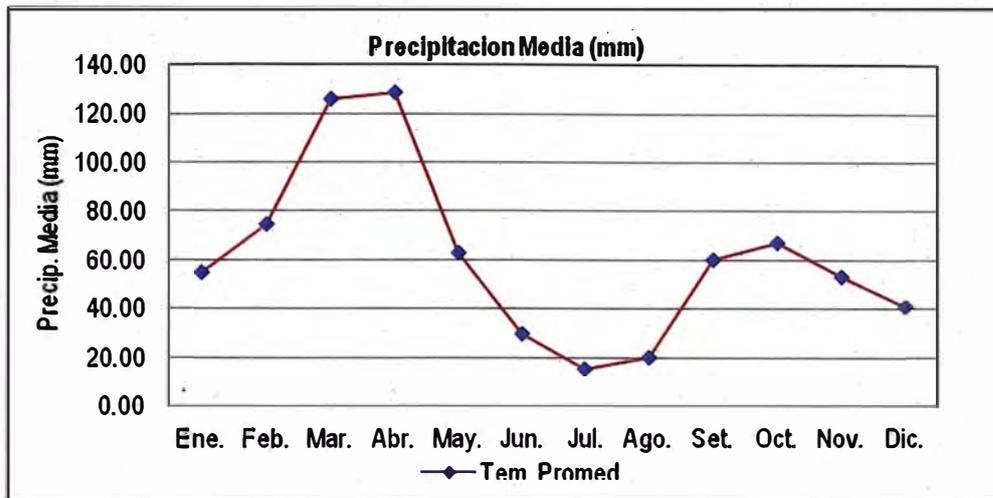
Se obtuvo para un periodo de 25 años, información mensual desde 1964 al 2011 de los cuales la precipitación promedio máximos es 128.66 mm para el mes de Abril y el valor mínimo en el mes de Julio con 15.11 mm. Ver cuadro N°DE-03 y Figura N°DE-03 de la variación de pp. durante los meses. Para ver la información del registro se podrá ver en el Anexo y cuadro N°DE- 03 en el que la precipitación anual es de 733.22 mm/año.

Cuadro N°DE-03:
Valores de Precipitación Media- Estación Santa Cruz.

Variable mm	Mes											
	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
P. Promedio	54.69	74.60	126.17	128.66	62.70	29.89	15.11	20.14	60.04	67.30	53.19	40.73

Fuente: Ministerio del Ambiente- SENAMHI

Figura N°DE-03:
Valores de Precipitación Media - Estación Santa Cruz



Fuente: Propia

3.5 Velocidad de Viento

La velocidad promedio del viento, registrada en la estación meteorológica de Santa Cruz, para un periodo de año del 2000 al 2011 indica un valor máximo de 2.29 m/s para el mes de Junio y el mínimo para el mes de Abril con 1.64 m/s. Ver cuadro N°DE-04 y el registro de los datos por meses en el cuadro N° DE-04 del anexo.

Cuadro N° DE-04:
Valores de Velocidad de Viento - Estación Santa Cruz.

Variable m/s	Mes											
	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
P. Promedio	1.99	1.99	1.85	1.64	1.78	2.29	2.07	2.37	1.85	1.76	1.82	1.72

Fuente: SENAMHI

3.6 Horas de Sol

Las horas de sol promedio, registrada en la estación meteorológica de Santa Cruz, para un periodo de año del 2002 al 2011 dan valores promedios, estos no varían demasiado de mes a mes indicando un valor máximo de 7.33 hrs para el mes de Mayo y el mínimo para el mes de Febrero con 4.26 hrs. Ver cuadro N°DE-05 y el registro de los datos por meses en el cuadro N° DE-05 del anexo.

Cuadro N° DE-05:
Valores de Horas de Sol - Estación Santa Cruz.

Variable hrs	Mes											
	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Oct.	Nov.	Dic.
Hrs. Promedio	5.49	4.26	4.30	9.65	6.70	6.88	7.05	7.33	6.66	5.97	6.51	5.59

Fuente: SENAMHI

4. Cálculos Justificatorios

En los cálculos para demanda se procedió hacer uso del programa CROPWAT, para hallar la evapotranspiración potencial y precipitación efectiva, datos iniciales que se necesitan en el cálculo con/sin proyecto.

4.2 Calculo de Evapotranspiración Potencial

La evapotranspiración es la combinación de la evaporación desde la superficie del suelo y la transpiración de la vegetación. Los mismos factores que dominan en la evaporación desde una superficie de agua abierta también dominan la evapotranspiración, los cuales son el suministro de energía y el transporte de vapor, a medida que el suelo se seca, la tasa de evapotranspiración cae por debajo del nivel que generalmente mantiene en un suelo bien humedecido. Existen varios métodos para determinar la evapotranspiración potencial.

Para nuestros cálculos se hizo uso del programa CROPWAT 8.0, el cual permite al usuario ingresar valores de E_{To} , o ingresar datos de temperatura, humedad, velocidad del viento y radiación solar, el cual permite al programa CROPWAT calcular la E_{To} aplicando la ecuación de Penman-Monteith. También son necesarios los datos de precipitación, y son utilizados por CROPWAT para calcular la precipitación efectiva.

De los resultados tenemos valores de E_{to} , mínimo, máximo y un promedio de 3.2, 3,98 y 3.52 mm/día respectivamente, para los meses de Marzo y Abril. El E_{to} , viene a ser la cantidad de agua que se pierde y tener en cuenta para hallar los requerimientos de agua. Ver cuadro N°DE-01 del anexo.

4.3 Calculo de Precipitación Efectiva

Desde el punto de vista de producción agrícola, la precipitación efectiva se refiere a la parte de la precipitación que puede ser efectivamente utilizada por las plantas. Esto significa que no toda la precipitación está a disposición de los cultivos, ya que una parte se pierde a través de la Escorrentía Superficial (ES) y de la Percolación Profunda (PP). Cuánta agua se infiltra en realidad en el suelo depende del tipo de suelo, pendiente, tipo de cultivos, intensidad de la precipitación y el contenido inicial de agua en el suelo. El método más preciso para determinar la precipitación efectiva es a través de observación en campo. La lluvia es altamente efectiva cuando poco o nada se pierde por ES. Bajas precipitaciones son poco efectivas pues se pierden rápidamente por evaporación

A través de las opciones para Precipitación, CROPWAT 8.0 ofrece la posibilidad de utilizar varios métodos para calcular la precipitación efectiva. En nuestro cálculos elegimos la opción del Método USDA Soil Conservation Service ya que se considero el mas confiable comparado a los otros para nuestros cálculos. Ver cuadro N°DE-06.

Cuadro N°DE-06:
Valores de Precipitación Efectiva Media - Estación Santa Cruz

PRECIPITACION MEDIA (mm/mes)	PP. EFECTIVA (mm/mes)
54.69	50.97
74.60	67.33
126.17	77.23
128.66	78.35
62.70	57.56
29.89	28.64
15.11	14.60
20.14	19.39
60.04	55.38
67.30	61.34
53.19	49.62
40.73	38.41
733.22	598.82

Fuente: Propia

Ver Cuadro N°DE-01 del anexo para ver los resultados, se observa un promedio total anual de 598.82 mm /mes como valor que se aprovecha en comparación al total.

4.4 Descripción SIN PROYECTO

4.4.1 Áreas bajo Riego

Las áreas agrícolas de las localidades de Santa Cruz actualmente se encuentran bajo riego un total de 1063.94 has. Información obtenida de la comisión de regantes de Santa. En el cuadro N°DE- 07 de Áreas Agrícolas bajo riego de las localidades de Santa Cruz.- SIN PROYECTO, se puede observar por Distrito, por anexos y por caseríos las áreas con riego actual, tanto para la época Húmeda y seca siendo el caseríos de Peña Blanca el que tiene área menor bajo riego 8 y 6 has. según la época correspondiente y el distrito de Chambac con mayor área de riego siendo 133.75 y 15 has. también según época.

Cuadro N°DE- 07:
Áreas Agrícolas bajo Riego de las localidades de Santa Cruz-SIN PROYECTO

Item	Distrito	Caseríos (Centros Poblados)	Anexos	Áreas de Riego actual	
				Área de Riego Época Húmeda	Área de riego Época Seca
1	Pulan	Peña Blanca	Peña Blanca	8.00	6.00
2	Pulan	San Juan de Dios	San Juan de Dios	8.00	8.00
3	Saucepampa	La Laguna	La Laguna	10.00	5.00
4	Saucepampa	Romero Circa	Romero Circa	18.00	10.00
5	Santa Cruz	Mitopampa	Santa Rita	14.00	10.00
6	Santa Cruz	Mitopampa	Mitopampa	14.00	8.00
7	Santa Cruz	Maraypampa	Maraypampa	20.00	10.00
8	Santa Cruz	Tambuden	Tambuden	20.00	10.00
9	Santa Cruz	Shawindoloma	Shawindoloma	100.00	60.00
10	Saucepampa	Pimar	Pimar	68.50	18.00
11	Saucepampa	Limacc	Limacc	24.25	12.00
12	Santa Cruz	Chuquipalca	Cedros	42.50	7.00
13	Santa Cruz	Chuquipalca	La Luccmilla	42.66	7.00
14	Santa Cruz	Chuquipalca	Coronilla	37.75	27.00
15	Santa Cruz	Santa Lucia	La comunidad	31.27	7.00
16	Santa Cruz	Chuquipalca	Molino	47.65	7.00
17	Santa Cruz	La Lamuc	La Chillua	65.25	4.00
18	Santa Cruz	Platanar	Platanar	39.46	18.00
19	Santa Cruz	La Lamuc	Potrerillo	20.72	2.00
20	Santa Cruz	La Lamuc	La Lamuc	44.25	31.00
21	Santa Cruz	La Población	La Población	104.94	22.00
22	Santa Cruz	Chambac	Chambac	148.99	35.00
23	Santa Cruz	Atumpampa	Atumpampa	133.75	15.00
		Total (ha)		1063.94	339

Fuente : *Comisión de regantes Santa Cruz

4.4.2 Cédula de cultivo

Viene a ser planificación de los cultivos a implantarse en un área determinada en función a las condiciones climáticas, periodo de desarrollo de los cultivos y la disponibilidad de agua. En las localidades de Santa Cruz los cultivos que producen según periodo y desarrollo del cultivo, se observa en el siguiente Cuadro N°DE-08 Cedula de Cultivo -SIN PROYECTO, en donde se observa que hay un solo periodo de siembra.

Cuadro N°DE-08:
Cédula de Cultivo - SIN PROYECTO

CULTIVO	AREA (Has)	MESES											
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Papa	372.38			c								s	
Maiz Amiláceo	159.59		c							s			
Maiz Blanco	159.59		c							s			
Zapallo	106.39	c								s			
Frijol	106.39		s			c							
Arveja	53.20		s			c							
Yuca	53.20									c			s
Pastos	53.20												
TOTAL	1,063.94												

s= siembra
c=cosecha

Además se puede resaltar que los forrajes son cultivos producidos durante todo el año ya que la ganadería es otra de las actividades principales a las que se dedican.

4.4.3 Demanda de agua sin proyecto

Para hallar la demanda de agua sin proyecto se calculo con el programa Cropwat, para el cual se usaron datos de radiación, temperatura del aire, Humedad y Velocidad del viento son todas incorporadas en el programa para el cálculo del ETo, que representa un índice de la demanda climática, en tanto que Kc varía principalmente con las características del cultivo específico y sólo en forma limitada con el clima y la evaporación del suelo. El producto de estos factores y quitando la precipitación efectiva tenemos la demanda, pero además se debe tener en cuenta la forma de aplicación tomamos una eficiencia del 35% cuando el riego es por gravedad obteniendo la demanda total de agua en l/s. para observar los resultados ver cuadro N°DE- 07 del anexo Demanda de agua Santa Cruz sin proyecto. Podemos concluir que la demanda anual es de 6.4 MMC.

4.5 Descripción CON PROYECTO

4.5.1 Cédula de cultivo

Viendo las necesidades y cuanto podrían mejorar los pobladores de las localidades de Santa Cruz se eligió cultivos que tuvieran mayor rentabilidad y demanda, de acuerdo a los estudios de mercado seleccionándose el aguaymanto, el maíz morado, tara, frijol y forrajes; estos cultivos tendrán hasta dos campañas anuales, ver cuadro N° DE-09 Cedula de Cultivo con Proyecto.

CUADRO N° DE-09:
Cédula de cultivo CON PROYECTO

	CULTIVO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	Aguayamanto 1ra C	s											c
2	Maiz Morado 1ra C	s				c							
	Maiz Morado 1ra C							s				c	
3	Tara 1ra campaña	s					c						
	Tara 2da campaña							s					c
4	Frijol 1ra campaña		s			c							
	Frijol 2da campaña								s			c	
5	Forrajes			s	c	s	c	s	c	s	c	s	c

s= siembra

c=cosecha

4.5.2 Áreas Potenciales de Riego

Son áreas que se podrían regar si se tuviera suficiente agua esto se puede observar en el Cuadro N°DE-10 Cedula de Cultivo, información obtenida de la Comisión de regantes Santa Cruz, esto nos ayudara comparar hasta cuanto podemos regar con el proyecto a desarrollar.

4.5.3 Demanda de agua con proyecto

Para el cálculo de la demanda con proyecto se trabajo con el programa CROPWAT utilizando parámetros meteorológicos de temperatura, humedad relativa, horas de sol, velocidad de viento información para hallar el Eto, estos resultados se pueden observar en el cuadro N° DE- 01 del anexo con proyecto.

Calculo de Coeficiente de Cultivo (Kc).-

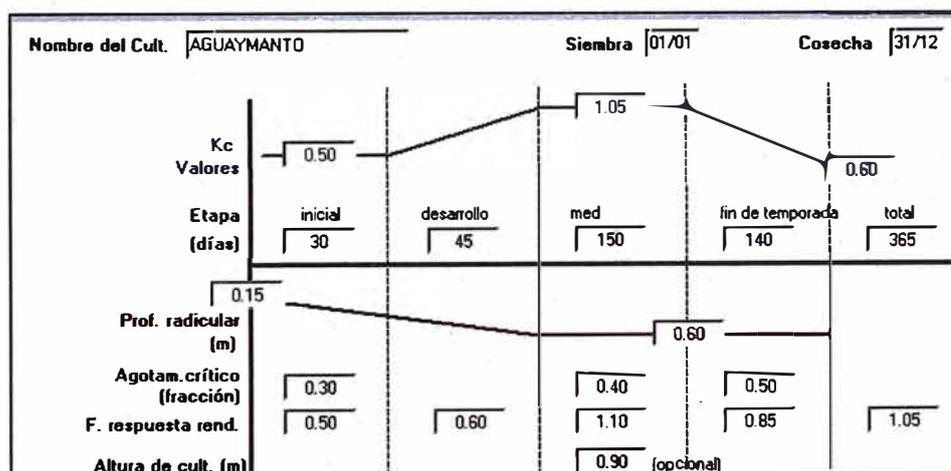
El coeficiente de cultivo (Kc) integra el efecto de las características que distinguen a un determinado cultivo de aquellas del Cultivo de referencia. El Kc está influenciado principalmente por el tipo de cultivo y en menor proporción por el clima y la evaporación del suelo. Por otra parte, el Kc para un determinado cultivo varía de acuerdo a las etapas de cultivo, dado que la cubierta del suelo, la altura del cultivo y el área foliar cambia a medida que el cultivo se desarrolla. En el Cuadro N° DE-10 no observan los características del aguaymanto necesarios para cálculo del Kc y seguidamente en la Figura N° DE-04 datos ya insertados en el programa.

CUADRO N° DE-10:
Datos del Aguaymanto para cálculo del Kc

Cultivo	Etapa		Inicial	Desarrollo	Med	fin	Total
Longitud (días)	Lengths	[Days]	89	41	50	10	190
KC Valores	Coefficients	(Kc)	0.5	>>>	1.05	0.6	
Porf. Radicular	Depths	[m]	0.15	>>>	0.8	0.8	
Agotamiento crítico	Levels	(P)	0.3	>>>	0.4	0.5	
F, Respuesta Rendi.	Factors	(Ky)	0.5	0.6	1.1	0.85	1.05
Altura de cult. (m)	0.90						
Profund. (m)	0.6						

Fuente: Elaboración Propia

Figura N° DE-04:
Incorporación de datos al CROPWAT para hallar el Kc del Aguaymanto



Fuente: Programa Cropwat

Los datos para los demás cultivos se encuentran en los anexos Demanda de agua con proyecto en los cuadros N° K- 01 al 05 y figuras N° K- 06 al 13 del anexo con proyecto.

Calculo Necesidades de agua y del Modulo de Programación de Riego

La necesidades de agua se obtienen de la diferencia entre la Evapotranspiración del cultivo en condiciones estándar (ETc) y la precipitación efectiva (PPE). Los resultados para los cultivos seleccionados se observan en los cuadros N° NAC-01al 06 para la primera y segunda campaña del Anexo demanda con Proyecto.

El Módulo de Programación, representa la descarga continua de agua necesaria para satisfacer los requerimientos del cultivo durante el período de riego. Se expresa en litros por segundo por hectárea, y se calcula convirtiendo la Lámina bruta de riego en un suministro permanente. Además en la forma de aplicación se trabajara con una eficiencia del 40% cuando el riego es por gravedad obteniendo la demanda total de agua en l/s-ha.

En el cuadro N° DE-13 se observa el Modulo de riego de los cultivos en MMC de los cultivos para las dos campañas.

La demanda de agua de riego con proyecto es de 14.48 MMC por año, siendo el mes de Agosto donde se tiene mayor demanda con 2.07 MMC, y menos requerimiento en los meses de Enero y Febrero con 0.28 MMC. Ver Cuadro N° DE-13 Demanda de agua de los cultivos de Santa cruz.

El volumen de 14.48 MMC alcanza para un total de 1575 hectáreas ;sin embargo comparando estas áreas con las potenciales vemos que no cubre el total de áreas a regar, por tal motivo se recomienda que en el futuro los comité de riegos sean capacitados y puedan aplicar un sistema de riego tecnificado para incrementar la eficiencia.

Cuadro N°DE- 12:
Áreas Agrícolas bajo Riego de las localidades de Santa Cruz-CON PROYECTO

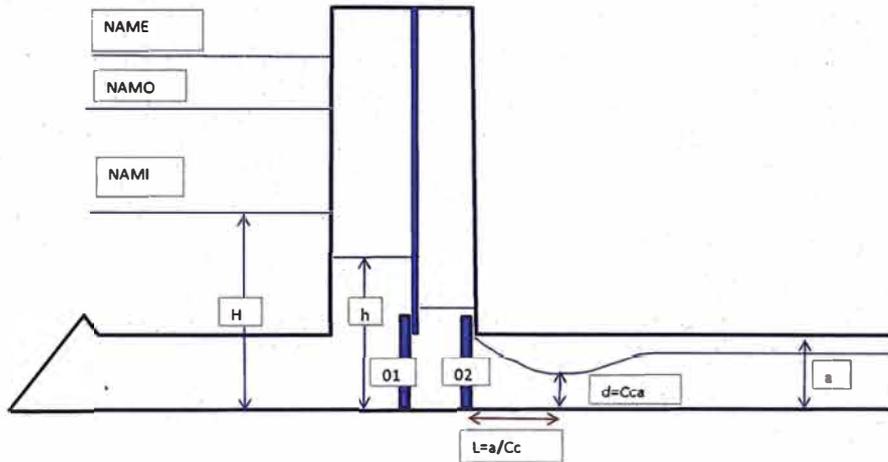
Ítem	Distrito	Caseríos (Centros Poblados)	Anexos	Área Potencial de Riego	Áreas de Riego Con proyecto
1	Pulan	Peña Blanca	Peña Blanca	117.00	74.35
2	Pulan	San Juan de Dios	San Juan de Dios	140.00	88.96
3	Saucepampa	La Laguna	La Laguna	40.00	25.42
4	Saucepampa	Romero Circa	Romero Circa	150.00	95.32
5	Santa Cruz	Mitopampa	Santa Rita	35.00	22.24
6	Santa Cruz	Mitopampa	Mitopampa	125.00	79.43
7	Santa Cruz	Maraypampa	Maraypampa	60.00	38.13
8	Santa Cruz	Tambuden	Tambuden	60.00	38.13
9	Santa Cruz	shawindoloma	shawindoloma	180.00	114.38
10	Saucepampa	Pimar	Pimar	122.00	77.53
11	Saucepampa	Limacc	Limacc	78.50	49.88
12	Santa Cruz	Chuquipalca	Cedros	71.00	45.12
13	Santa Cruz	Chuquipalca	La Lucmilla	71.19	45.24
14	Santa Cruz	Chuquipalca	Coronilla	75.30	47.85
15	Santa Cruz	Santa Lucia	La comunidad	47.52	30.20
16	Santa Cruz	Chuquipalca	Molino	87.18	55.40
17	Santa Cruz	La Lamuc	La Chillua	98.30	62.47
18	Santa Cruz	Platanar	Platanar	107.35	68.22
19	Santa Cruz	La Lamuc	Potrerillo	84.86	53.93
20	Santa Cruz	La Lamuc	La Lamuc	103.10	65.52
21	Santa Cruz	La Población	La Población	165.93	105.44
22	Santa Cruz	Chambac	Chambac	258.79	164.45
23	Santa Cruz	Atumpampa	Atumpampa	200.50	127.41
Total (ha)				2478.522	1575

Fuente : Propio -Usando el programa Cropwat

CUADRO N° DE-13
DEMANDA DE AGUA DE LOS CULTIVOS SANTA CRUZ CAJAMARCA (MMC)

N°	CULTIVO	Área (ha)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	Volumen (MMC)
			31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31	
1	Aguayamanto 1ra Campaña	300	0.10	0.08	0.16	0.25	0.31	0.54	0.68	0.70	0.44	0.30	0.34	0.31	4.21
2	Maiz Morado 1ra campaña	300	0.06	0.06	0.20	0.18	0.22								0.72
	Maiz Morado 1ra campaña	300							0.11	0.13	0.22	0.11	0.21		0.79
3	Tara 1ra campaña	300	0.06	0.05	0.10	0.14	0.16	0.13							0.63
	Tara 2da campaña	300							0.13	0.22	0.14	0.11	0.21	0.22	1.03
4	Frijol 1ra campaña	300	0.06	0.08	0.35	0.32									0.82
	Frijol 2da campaña	300								0.23	0.42	0.49	0.27		1.40
5	Forrajes	375			0.16	0.14	0.25	0.46	0.68	0.77	0.63	0.54	0.61	0.60	4.86
	Total Volumen	1575	0.28	0.28	0.98	1.03	0.93	1.13	1.61	2.07	1.85	1.55	1.64	1.12	14.48
	Total Área /mes		1200	1200	1575	1575	1575	975	1275	1575	1575	1575	1575	975	
	Caudal (m3/s)		0.11	0.11	0.37	0.40	0.35	0.44	0.60	0.77	0.71	0.58	0.63	0.42	

**CUADRO N° 01 CND-H
CÁLCULO HIDRAÚLICO DE LA OBRA DE TOMA**



1.-Datos:

NAME (msnm)	3,216.80
NAMO(msnm)	3,215.35
NAMI (msnm)	3,201.90
FONDO (msnm)	3,188.99
FONDO (msnm)	3,207.00
COTA CORONA (msnm)	3,218.96
ALTURA DE CORONA MAX. (m)	29.97
ALTURA DE CORONA MINIMA (m)	11.96
ALTURA DE CORONA PROMEDIO (m)	20.97

Datos hidráulicos

Caudal Q=	1.00 m3/s	Gasto normal de la toma
Name=	27.81 m	
Namo=	26.36 m	

Rejilla : 3 unidades

190.16 X160,16 cm2

Cotas:

Caudal inicial=	1.00 m3/s		
inicial Galeria=	3,190.00		
final Galeria=	3,185.84		
NAMI=	3,201.90	H1=	11.90
NAME=	3,216.80	H2=	26.80
NAMO=	3,215.35		25.35

2.-Calculo de pérdida por rejilla (hr)

hr =	$k \cdot Vn^2 / (2 \cdot g)$(01)
hr=	Perdida de carga por rejilla	
k=	Coefficiente de pérdida	
V=Q/A	Velocidad de flujo	
An=	Área neta (paso entre rejillas)	
Ag=	Área bruta de estructuras y soporte que queda dentro su hidráulica	

Área (Ag) =	1.5x1.8	2.7 m2(02)
Área de solera (1)	0.022x1.5x17	0.561	
Área de tensadores (2)	2x0.022x1.8	0.0792	
Área Total de rejillas		0.6402	
An= Ag-A1-A2		2.0598	

Se considera 03 unidades de Rejilla

Área total Ag 6.1794(03)

k= 0.61(04) ecuación USBR

Reemplazando (2),(3) y (4) en (01), se tiene :

hr = 0.00082 Q^2(05)

CUADRO N° 02 CND-H
CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA OBRA DE TOMA

Gastos de las Compuertas

En la Compuerta de Control

$$Q1=C1*A1*RAIZ(2*g*(H-h))$$

En la compuerta de Operación

$$Q2=C2*A2*RAIZ(2*g*(h-d))$$

1.- Cálculo de nivel de agua en la cámara Humeda

Ítem	Gasto	Q (m3/s)	Nivel de agua H (m)	a (m)	b (m)	Coef. de Velocidad (Cv1)	Coef. de Contracción (Cc1)	Coef. De descarga (Cd1)	Y1=h (m)
1	Normal	1.00	11.90	1.50	1.50	0.97	0.53	0.510	11.90
2	Normal	1.00	26.80	1.50	1.50	0.97	0.53	0.510	26.80
3	Maximo	33.29	26.80	1.50	1.50	0.97	0.53	0.510	22.03

2.- Cálculo del tirante aguas debajo de la compuerta

Ítem	Gasto	Q (m3/s)	Y1=h (m)	a (m)	b (m)	Coef. de Velocidad (Cv2)	Coef. de Contracción (Cc2)	Coef. De descarga (Cd2)	Y2=a*Cc (m)
1	Normal	1.00	11.90	0.080	1.00	0.82	1.000	0.820	0.0801
2	Normal	1.00	26.80	0.053	1.00	0.82	1.000	0.820	0.0531
3	Maximo	33.29	22.03	1.000	2.00	0.82	1.000	0.820	1.00

3.- Calculos de parámetros hidraulicos en el conducto

Ítem	Gasto	Q (m3/s)	Y2=a*Cc (m)	L=2*a(m)	A2 (m2)	P2(m)	Rh2 (m)	V2 (m/s)	E2(m)	Sf2
1	Normal	1.00	0.0801	0.16	0.08	1.16	0.07	12.49	8.03	1.2392
2	Normal	1.00	0.0531	0.11	0.05	1.11	0.05	18.82	18.11	4.5642
3	Maximo	33.29	1.00	2.00	2.00	6.00	0.33	16.65	15.12	0.2698

4.- Cálculo de la pendiente del conducto de descarga

Ítem	Gasto	Q (m3/s)	b (m)	Yc(m)	Ac (m2)	Pc(m)	Rhc (m)	Vc (m/s)	Sc	S0
1	Normal	1.00	1.00	0.4671	0.47	1.934	0.24	2.14	0.0069	0.0200
2	Normal	1.00	1.00	0.4671	0.47	1.934	0.24	2.14	0.0069	0.0200
3	Maximo	33.29	2.00	3.0455	6.09	14.182	0.43	5.47	0.0207	0.0200

5.- Cálculo del tirante en el conducto de descarga

Ítem	Gasto	Q (m3/s)	Y3 (m)	a3 (m)	b3 (m)	A3 (m2)	P3 (m)	Rh3 (m)	V3 (m/s)	Sf3
1	Normal	1.00	0.0402	3.00	3.00	0.1207	3.0804	0.0392	8.288	1.1621
2	Normal	1.00	0.0330	3.00	3.00	0.0989	3.0659	0.0322	10.115	2.2428
3	Maximo	33.29	0.6771	3.00	3.00	2.0312	4.3542	0.4665	16.390	0.1671

6.- Cálculo del tirante normal y tirante crítico

Ítem	Gasto	Y3 (m)	Q*n/S^1/2	Yn (m)	AR^(2/3)	Yc (m)	Ac (m2)	Pc (m)	Rhc (m)	Vc (m)
1	Normal	0.0402	0.1061	0.1395	0.1061	1.9132	5.74	6.826	0.84	0.17
2	Normal	0.0329	0.1061	0.1395	0.1061	2.1848	6.55	7.370	0.89	0.15
3	Maximo	0.6771	3.5312	1.4442	3.5312	2.3242	6.97	7.648	0.91	4.77

CUADRO N° 03 CND-H
CÁLCULO HIDRÁULICO DEL CONDUCTO DE DESCARGA - TRAMO I

Q	a3 (m)	b3 (m)	S0	Y3	Yn	N°Pasos	Δy
33.29	3	3	0.02	0.6771	1.44423	20	0.0384

Ítem	Y(m)	A(m ²)	Rh(m)	V(m/s)	V ² /2g(m/s)	E	Sf	(Sf)	Δx	Fr (Número de Froude)	Progesiva
0	0.677	2.03	0.47	16.39	13.69	14.37	1.67E-01			6.36	00+144.50
1	0.715	2.15	0.48	15.51	12.26	12.98	1.42E-01	1.547E-01	10.32	5.86	00+154.82
2	0.754	2.26	0.50	14.72	11.05	11.80	1.22E-01	1.323E-01	10.49	5.41	00+165.31
3	0.792	2.38	0.52	14.01	10.00	10.80	1.06E-01	1.142E-01	10.68	5.03	00+175.99
4	0.831	2.49	0.53	13.36	9.10	9.93	9.26E-02	9.933E-02	10.90	4.68	00+186.88
5	0.869	2.61	0.55	12.77	8.31	9.18	8.14E-02	8.701E-02	11.15	4.37	00+198.04
6	0.907	2.72	0.57	12.23	7.63	8.53	7.20E-02	7.672E-02	11.46	4.10	00+209.49
Y4	0.922	2.77	0.57	12.04	7.38	8.31	6.88E-02	7.042E-02	4.52	4.00	00+214.01
7	0.946	2.84	0.58	11.74	7.02	7.97	6.41E-02	6.805E-02	11.82	3.85	00+221.31
8	0.984	2.95	0.59	11.28	6.48	7.47	5.73E-02	6.069E-02	12.25	3.63	00+233.56
9	1.022	3.07	0.61	10.86	6.01	7.03	5.15E-02	5.439E-02	12.77	3.43	00+246.33
10	1.061	3.18	0.62	10.46	5.58	6.64	4.65E-02	4.897E-02	13.40	3.24	00+259.73
11	1.099	3.30	0.63	10.10	5.20	6.30	4.21E-02	4.428E-02	14.18	3.08	00+273.91
12	1.137	3.41	0.65	9.76	4.85	5.99	3.83E-02	4.019E-02	15.17	2.92	00+289.08
13	1.176	3.53	0.66	9.44	4.54	5.72	3.49E-02	3.662E-02	16.43	2.78	00+305.51
14	1.214	3.64	0.67	9.14	4.26	5.47	3.20E-02	3.348E-02	18.11	2.65	00+323.62
15	1.252	3.76	0.68	8.86	4.00	5.25	2.94E-02	3.070E-02	20.42	2.53	00+344.04
16	1.291	3.87	0.69	8.60	3.77	5.06	2.71E-02	2.824E-02	23.79	2.42	00+367.83
17	1.329	3.99	0.70	8.35	3.55	4.88	2.50E-02	2.605E-02	29.11	2.31	00+396.93
18	1.368	4.10	0.72	8.12	3.36	4.72	2.32E-02	2.409E-02	38.71	2.22	00+435.64
19	1.406	4.22	0.73	7.89	3.18	4.58	2.15E-02	2.233E-02	61.08	2.13	00+496.72
20	1.444	4.33	0.74	7.68	3.01	4.45	2.00E-02	2.075E-02	170.99	2.04	00+667.71

CUADRO N° 04 CND-H
CÁLCULO DE LA AIREACIÓN DE LA COMPUERTAS

N°	Abertura de Compuerta (%)	b (m)	Abertura de Flujo Contraído (m)	Área de flujo Contraído (m ²)	Carga (m)	Descarga de Agua Qw (m ³ /s)	Velocidad de Agua Vw (m/s)	Fr (Número de Froude)	Razón de Demanda de aireación (β)	Velocidad de Aire Va (m/s)
1	10	1.00	0.08	0.08	26.72	1.50	18.77	23.40	0.81	3.66
2	20	1.00	0.16	0.16	21.24	2.68	16.74	14.75	0.48	4.61
3	30	1.00	0.24	0.24	21.14	4.01	16.70	12.02	0.38	5.64
4	40	1.00	0.32	0.32	21.04	5.33	16.66	10.38	0.32	6.49
5	50	1.00	0.40	0.40	20.94	6.65	16.62	9.26	0.28	7.24
6	60	1.00	0.48	0.48	20.84	7.96	16.58	8.44	0.25	7.91
7	70	1.00	0.56	0.56	20.74	9.26	16.54	7.79	0.23	8.53
8	80	1.00	0.64	0.64	20.64	10.56	16.50	7.27	0.21	9.10
9	90	1.00	0.72	0.72	20.54	11.85	16.46	6.84	0.19	9.62
10	100	1.00	0.80	0.80	20.44	13.14	16.42	6.47	0.18	10.12
11	100	1.00	0.80	0.80	26.80	15.04	18.80	7.41	0.22	11.59

N°	a (m)	b (m)	Abertura al 80%	Cc	H	Qaire	V aire (m/s)	Área de Conducto (m ²)	Dmin	D (m)	D(pulg)
1	1	1	0.8	0.82	26.80	3.23	30	0.11	0.19	0.20	8.00

N°	a (m)	b (m)	Abertura al 100%	Cc	H	Qw agua (m ³ /s)	Vw agua (m/s)	Fr	β	N° de Tuberías	Qaire (m ³ /s)
1	1	1	1	0.82	22.11	33.36	16.68	5.33	0.48	4.00	15.99

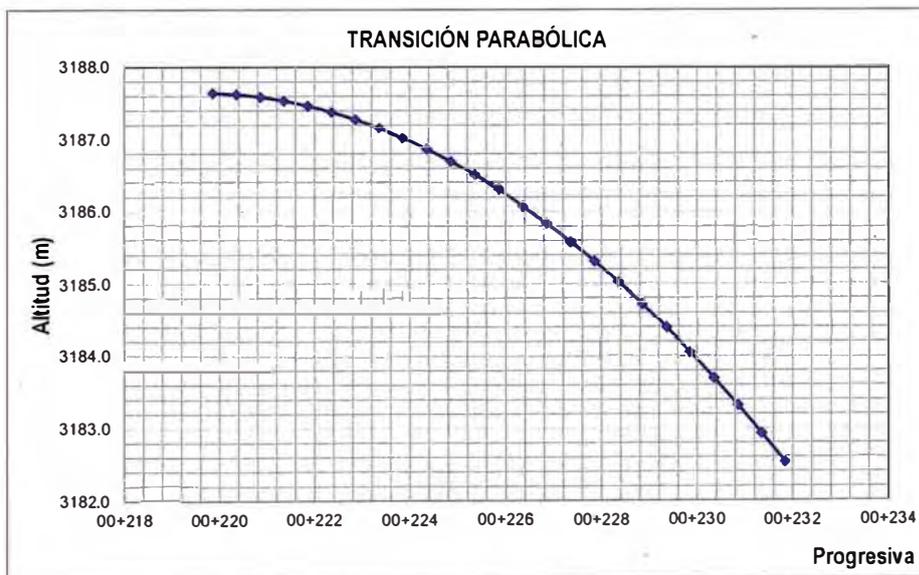
N°	a (m)	b (m)	Abertura al 100%	Cc	H	V aire Limite (m/s)	V aire Calculado (m/s)	Área de Conducto (m ²)	Dmin (m)	D (m)	D(pulg)
1	1	1	1	0.82	22.11	30	11.49	0.53	0.21	0.20	8.00

**CUADRO N° 05 CND-H
CÁLCULO HIDRAÚLICO DE LA TRANSICION PARABOLICA N°1**

TRANSICION PARABOLICA 01	
Caudal del canal (m³/S)	33.29
Pendiente de Canal	0.02
Cota de salida	3,187.64
Ancho salida de (m)	3.00
Tirante en la salida de transicion (Y4)	0.922
Velocidad de Salida	12.04
Longitud inclinada de transicion	12.00

CURVA DE CAMBIO DE PENDIENTE ENTRE EL TRAMO I Y II

Coordenada de la trayectoria		Coordenada Final	
X (m)	Y (m)	Progesiva	Elevación (msnm)
0.00	0.00	00+219.84	3187.64
0.50	0.02	00+220.34	3187.62
1.00	0.05	00+220.84	3187.59
1.50	0.11	00+221.34	3187.53
2.00	0.18	00+221.84	3187.46
2.50	0.26	00+222.34	3187.38
3.00	0.36	00+222.84	3187.28
3.50	0.48	00+223.34	3187.16
4.00	0.62	00+223.84	3187.02
4.50	0.78	00+224.34	3186.86
5.00	0.95	00+224.84	3186.69
5.50	1.13	00+225.34	3186.51
6.00	1.34	00+225.84	3186.30
6.50	1.56	00+226.34	3186.08
7.00	1.80	00+226.84	3185.84
7.50	2.06	00+227.34	3185.58
8.00	2.33	00+227.84	3185.31
8.50	2.62	00+228.34	3185.02
9.00	2.92	00+228.84	3184.72
9.50	3.25	00+229.34	3184.39
10.00	3.59	00+229.84	3184.05
10.50	3.94	00+230.34	3183.70
11.00	4.32	00+230.84	3183.32
11.50	4.71	00+231.34	3182.93
12.00	5.12	00+231.84	3182.52



**CUADRO N° 06 CND-H
CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA TRANSICION INCLINADA N°1**

Ítem	Q	a3 (m)	b3 (m)	S0	Y4	Yn	N°Pasos	Δy
1	33.29	3	3	0.42644	0.9220	0.59666	20	-0.0163

Ítem	Y(m)	A(m2)	Rh(m)	V(m/s)	V2/2g(m/s)	E	Sf	(Sf)	Δx	Fr	Progesiva
0	0.922	2.77	0.57	12.04	7.38	8.31	6.88E-02			4.00	00+219.84
1	0.906	2.72	0.56	12.25	7.65	8.56	7.24E-02	7.059E-02	0.71	4.11	00+220.55
2	0.889	2.67	0.56	12.48	7.93	8.82	7.62E-02	7.427E-02	0.76	4.22	00+221.30
3	0.873	2.62	0.55	12.71	8.23	9.11	8.03E-02	7.823E-02	0.81	4.34	00+222.11
4	0.857	2.57	0.55	12.95	8.55	9.41	8.47E-02	8.248E-02	0.87	4.47	00+222.98
5	0.841	2.52	0.54	13.20	8.88	9.72	8.94E-02	8.707E-02	0.94	4.60	00+223.92
6	0.824	2.47	0.53	13.46	9.24	10.06	9.46E-02	9.201E-02	1.01	4.73	00+224.93
7	0.808	2.42	0.53	13.73	9.61	10.42	1.00E-01	9.736E-02	1.09	4.88	00+226.02
8	0.792	2.38	0.52	14.01	10.01	10.80	1.06E-01	1.031E-01	1.18	5.03	00+227.20
9	0.776	2.33	0.51	14.31	10.43	11.21	1.13E-01	1.094E-01	1.29	5.19	00+228.49
10	0.759	2.28	0.50	14.62	10.89	11.65	1.20E-01	1.162E-01	1.40	5.35	00+229.90
11	0.743	2.23	0.50	14.94	11.37	12.11	1.28E-01	1.236E-01	1.54	5.53	00+231.43
Y5	0.7390	2.22	0.50	15.02	11.49	12.23	1.30E-01	1.285E-01	0.41	5.58	00+231.84
12	0.727	2.18	0.49	15.27	11.88	12.61	1.36E-01	1.317E-01	1.69	5.72	00+233.12
13	0.711	2.13	0.48	15.62	12.43	13.14	1.45E-01	1.406E-01	1.87	5.92	00+234.99
14	0.694	2.08	0.47	15.98	13.02	13.72	1.55E-01	1.502E-01	2.08	6.13	00+237.07
15	0.678	2.03	0.47	16.37	13.66	14.33	1.66E-01	1.609E-01	2.32	6.35	00+239.39
16	0.662	1.99	0.46	16.77	14.34	15.00	1.79E-01	1.725E-01	2.61	6.58	00+242.00
17	0.645	1.94	0.45	17.19	15.07	15.71	1.92E-01	1.854E-01	2.97	6.83	00+244.97
18	0.629	1.89	0.44	17.64	15.86	16.49	2.07E-01	1.996E-01	3.41	7.10	00+248.38
19	0.613	1.84	0.44	18.11	16.71	17.32	2.24E-01	2.154E-01	3.96	7.38	00+252.34
20	0.597	1.79	0.43	18.60	17.63	18.23	2.42E-01	2.329E-01	4.69	7.69	00+257.03

Ítem	Q*n/S ^{1/2}	Yn (m)	AR ^{2/3}	Yc (m)	Ac (m2)	Pc (m)	Rhc (m)	Vc (m)	Sc	S0
1	1.0822	0.59666	0.9325	2.32	4.73	6.68	0.71	0.52	9.770E-05	2.376E+00

CUADRO N° 07 CND-H
CÁLCULO HIDRAÚLICO DE LA TRANSICIÓN INCLINADA N°2

TRANSICION INCLINADA 02	
Caudal del canal	33.29
Entrada transicion 02	
Pendiente de Canal	0.44
Ancho entrada de (m)	3.00
Tirante en la entrada de transicion 02 (Y5)	0.739
Cota entrada de transicion	3,181.14
Velocidad de entrada	15.02
Salida transicion 02	
Cota de salida de transicion 02	3,179.93
Ancho salida de (m)	2.00
Tirante en la salida de transicion 02 (Y6)	1.576
Froude salida de transicion 02(F)	2.69
Velocidad de Salida (m/s)	10.56
Longitud inclinada de transicion (m)	3.00
Diferencias de cotas	1.215



Cálculos para una transición de entrada alabeada

Datos de Entrada:

Caudal (Q): m³/s

Ancho de solera en la sección C: m

Ancho de solera en la sección F: m

Talud en la sección C:

Talud en la sección F:

Tirante en la sección C: m

Diferencia de cotas H2: m

Coef. de pérdida en transicion K:

Resultados:

Tirante en la sección F: m

Longitud de la transición: m

Número de tramos N:

Cálculo del ancho solera, talud y variación de fondo:

l	b(l)	Z(l)	H2(l)
0	2.0000	0.0000	0.0000
1	2.0226	0.0000	0.2025
2	2.0923	0.0000	0.4050
3	2.2128	0.0000	0.6075
4	2.3898	0.0000	0.8100
5	2.6346	0.0000	1.0125
6	3.0000	0.0000	1.2150

Cálculo del tirante, velocidad y energía:

l	y(l)	v(l)	E(l)
0	1.5762	10.5602	7.2601
1	1.5283	10.7696	7.4399
2	1.4460	11.0029	7.6164
3	1.3369	11.2526	7.7906
4	1.2102	11.5106	7.9632
5	1.0735	11.7704	8.1348
6	0.9220	12.0367	8.3052

Ítem	Y3 (m)	Q*n/S ^{1/2}	Yn (m)	AR ^{2/3}	Yc (m)	Ac (m ²)	Pc (m)	Rhc (m)	Vc (m)	Sc	S0
1	1.576	1.0654	0.8827	1.0654	3.05	6.09	8.09	0.75	5.47	9.816E-03	4.400E-01

**CUADRO N° 08 CND-H
CÁLCULO HIDRÁULICO DEL CONDUCTO DE DESCARGA - TRAMO II**

Ítem	Q (m3/s)	a3 (m)	b3 (m)	S0	Y4	Yn	N°Pasos	Δy
1	33.29	2	2	0.44	1.5762	0.88270	20	-0.0347

Ítem	Y(m)	A(m2)	Rh(m)	V(m/s)	V2/2g (m/s)	E	Sf	(Sf)	Δx	Fr	Progesiva
0	1.576	3.15	0.61	10.56	5.68	7.26	4.83E-02			2.69	00+236.50
1	1.542	3.08	0.61	10.80	5.94	7.49	5.11E-02	4.971E-02	0.57	2.78	00+237.07
2	1.507	3.01	0.60	11.05	6.22	7.73	5.41E-02	5.262E-02	0.62	2.87	00+237.70
3	1.472	2.94	0.60	11.31	6.52	7.99	5.74E-02	5.577E-02	0.68	2.98	00+238.38
4	1.438	2.88	0.59	11.58	6.83	8.27	6.10E-02	5.921E-02	0.74	3.08	00+239.12
5	1.403	2.81	0.58	11.87	7.18	8.58	6.49E-02	6.297E-02	0.82	3.20	00+239.94
6	1.368	2.74	0.58	12.17	7.55	8.91	6.92E-02	6.708E-02	0.89	3.32	00+240.83
7	1.333	2.67	0.57	12.48	7.94	9.28	7.39E-02	7.158E-02	0.98	3.45	00+241.82
8	1.299	2.60	0.56	12.82	8.37	9.67	7.91E-02	7.654E-02	1.09	3.59	00+242.91
9	1.264	2.53	0.56	13.17	8.84	10.10	8.49E-02	8.200E-02	1.20	3.74	00+244.11
10	1.229	2.46	0.55	13.54	9.34	10.57	9.12E-02	8.804E-02	1.34	3.90	00+245.45
11	1.195	2.39	0.54	13.93	9.89	11.09	9.83E-02	9.474E-02	1.49	4.07	00+246.94
12	1.160	2.32	0.54	14.35	10.49	11.65	1.06E-01	1.022E-01	1.67	4.25	00+248.62
13	1.125	2.25	0.53	14.79	11.15	12.28	1.15E-01	1.105E-01	1.89	4.45	00+250.50
14	1.091	2.18	0.52	15.26	11.87	12.96	1.25E-01	1.198E-01	2.14	4.67	00+252.64
15	1.056	2.11	0.51	15.76	12.66	13.72	1.36E-01	1.303E-01	2.45	4.90	00+255.09
16	1.021	2.04	0.51	16.30	13.54	14.56	1.48E-01	1.422E-01	2.82	5.15	00+257.91
17	0.987	1.97	0.50	16.87	14.51	15.49	1.63E-01	1.557E-01	3.28	5.42	00+261.19
18	0.952	1.90	0.49	17.48	15.58	16.53	1.79E-01	1.710E-01	3.87	5.72	00+265.07
19	0.917	1.83	0.48	18.15	16.78	17.70	1.98E-01	1.886E-01	4.64	6.05	00+269.70
20	0.883	1.77	0.47	18.86	18.13	19.01	2.20E-01	2.088E-01	5.67	6.41	00+275.37
21	0.848	1.70	0.46	19.63	19.64	20.49	2.45E-01	2.323E-01	7.12	6.81	00+282.48
22	0.8079	1.62	0.45	20.60	21.64	22.45	2.80E-01	2.623E-01	11.02	7.32	00+293.50
23	0.773	1.55	0.44	21.53	23.62	24.40	3.15E-01	2.975E-01	13.68	7.82	00+307.18
24	0.739	1.48	0.42	22.54	25.89	26.63	3.58E-01	3.366E-01	21.63	8.37	00+328.81
Y7	0.735	1.47	0.42	22.65	26.14	26.88	3.63E-01	3.603E-01	3.11	8.43	00+331.92

Ítem	Q*n/S ^{1/2}	Yn (m)	AR ^{2/3}	Yc (m)	Ac (m2)	Pc (m)	Rhc (m)	Vc (m)	Sc	S0
1	1.0654	0.88270	1.0654	3.05	6.43	8.20	0.78	0.43	5.630E-05	4.400E-01

**CUADRO N° 09 CND-H
CÁLCULO HIDRAÚLICO DEL CANAL DE DESCARGA**

1.- Datos

A continuación se resume los datos de ingreso :

$V_1 =$	20.60	m/s	67.58	pies/s
$d_1 =$	0.81	m	2.65	pies
$g =$	9.81	m/s^2	32.18	$pies/s^2$
$F_1 =$	7.32		7.32	

2.- Radio mínimo (m) $r_{min} = 5.19 \cdot (d_1 + V_1^2/2g) / F_1^{1.64} \dots\dots\dots 1$

$V_1 =$ Velocidad del flujo entrando al Bucket (pies/s)

$d_1 =$ Tirante del flujo entrando Bucket (pies)

$F_1 =$ Número de froude del flujo entrando Bucket

Reemplazando los valores de los datos en (1)

$r_{min} =$	27.83	pies	32.81
$r_{min} =$	8.48	m	10.00

3.- Angulo de trayectoria (Θ)

$\Theta =$	0.40	rad
$\Theta =$	23.2	grados

4.- Altura h_{min} (m)

$S =$	1	m
$h_{min} =$	0.61	m

5.- $h = r \cdot \cos \Theta$

$h =$	0.69	m
-------	------	---

6.- Distancia horizontal (m)

$X_H = h_e \cdot \text{Sen} 2\Theta + 2 \cos \Theta \cdot (h_e \cdot \text{sen}^2 \Theta + Y_1)^{0.5} \dots\dots\dots (1)$

$X_H = h_e \cdot \text{Sen} 2\Theta + 2 \cos \Theta \cdot k \dots\dots\dots (2)$

v_1	20.604
Θ	0.405
Y_1	2.500
$\text{Sen} 2\Theta =$	0.724
$K = (h_e \cdot \text{sen}^2 \Theta + Y_1)^{0.5}$	10.832
$\cos \Theta \cdot k =$	0.323
$\text{Sen} \Theta =$	0.394

Reemplazando en la ecuacion 1

$X_{H_1} =$	14.27
-------------	-------

7.- Ángulo de Impacto en la Zona del Cauce

$$\theta' = \tan^{-1}(\sec \theta (\sin^2 \theta + Y_1/h_e)^{0.5})$$

$$K = (\sin^2 \theta + Y_1/h_e)^{0.5} \quad 0.53$$

$$\sec \theta \cdot k \quad 1.02$$

Reemplazando la ecuacion 2

$$v_1 \quad 20.60$$

$$y_1 \quad 3.00$$

$$\theta' \quad 0.797$$

$$\text{Seno} 2\theta' = 1.00$$

$$\text{cos} \theta' = 0.70$$

$$\text{Seno} \theta' = 0.72$$

$$X_{H_2} = 43.95$$

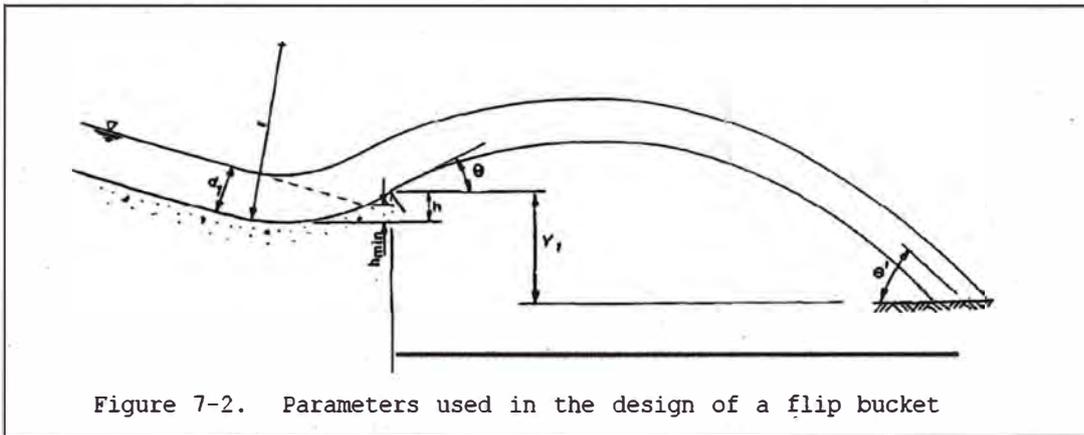


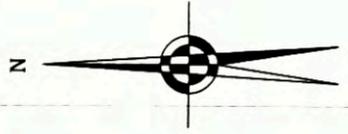
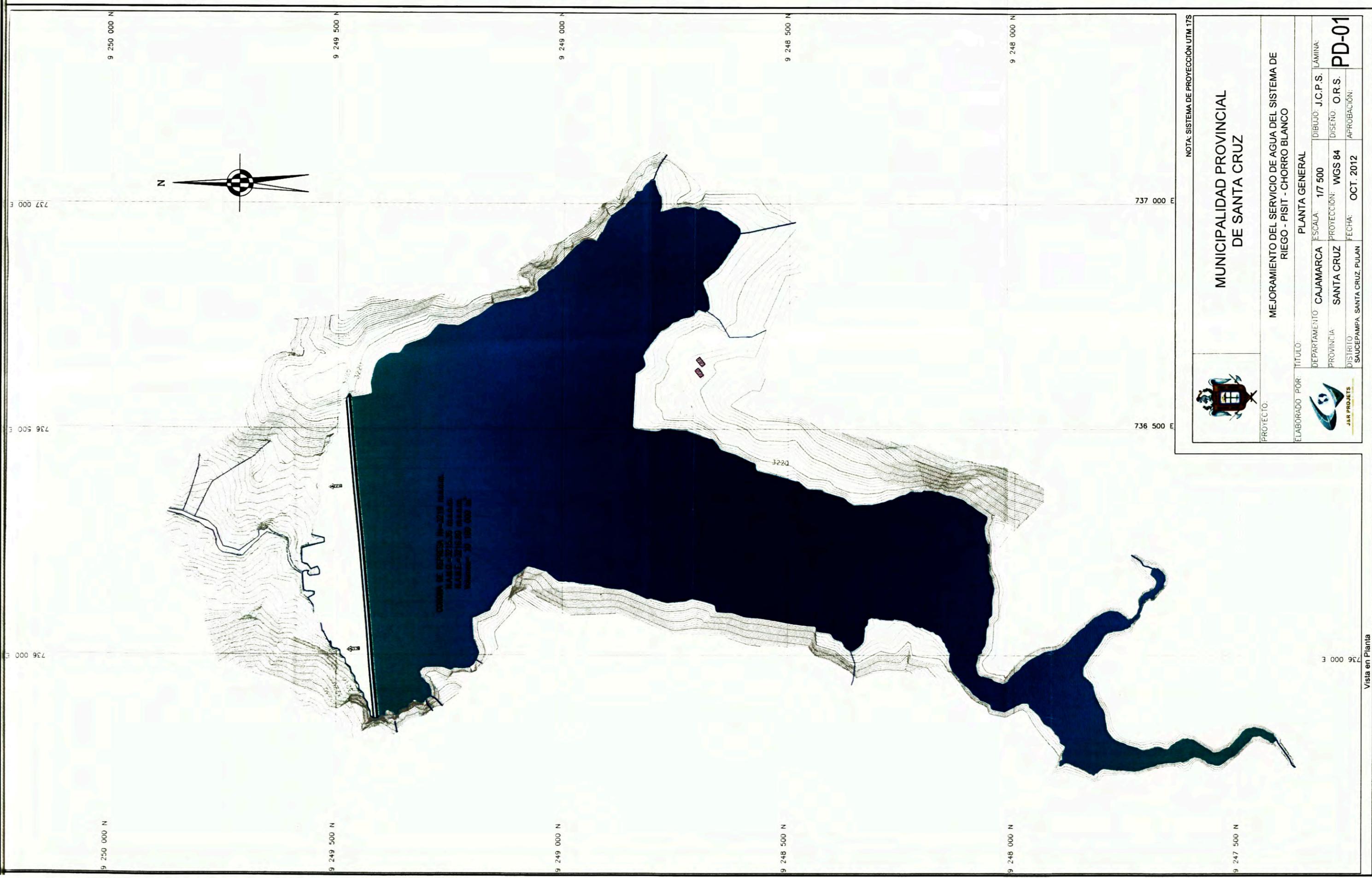
Figure 7-2. Parameters used in the design of a flip bucket

Fuente: U.S. Army Corps of Engineers

$$X_{H_2} \quad 15.66 \quad \text{m}$$

8.- Distancia vertical (m)

$$y_1 \quad 31.33 \quad \text{m}$$



COMPAÑIA DE REPRESA Nº-3219 TUNAJUN
 N.º 100-3715.25 H.A.A.A.
 N.º 100-3715.25 H.A.A.A.
 N.º 100-3715.25 H.A.A.A.



NOTA: SISTEMA DE PROYECCIÓN UTM 17S

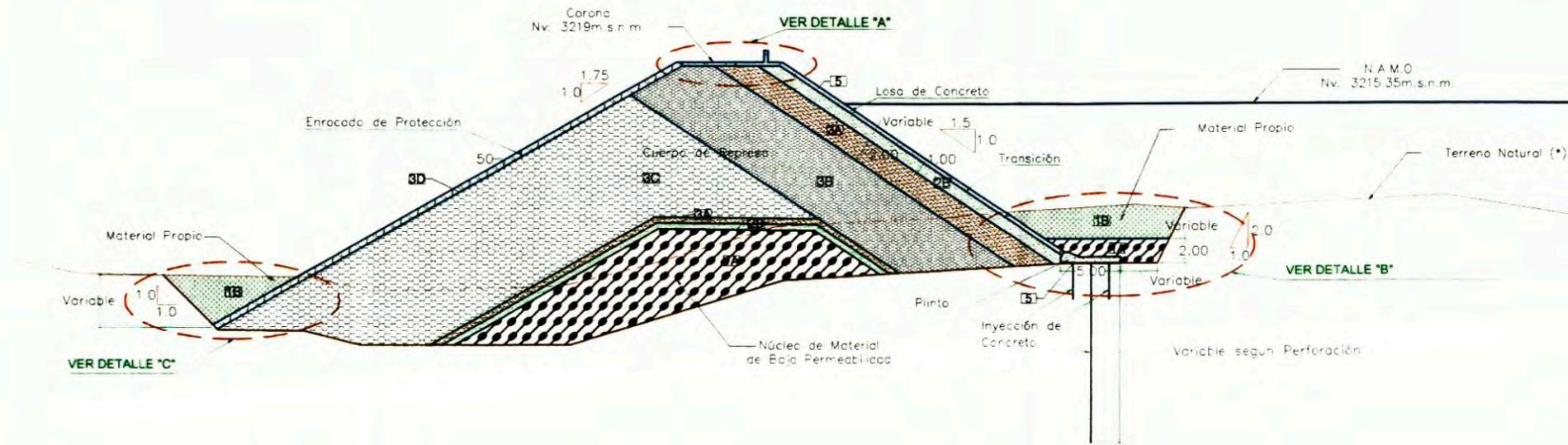
**MUNICIPALIDAD PROVINCIAL
 DE SANTA CRUZ**

PROYECTO: MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE AGUA DEL SISTEMA DE RIEGO - PISIT - CHORRO BLANCO

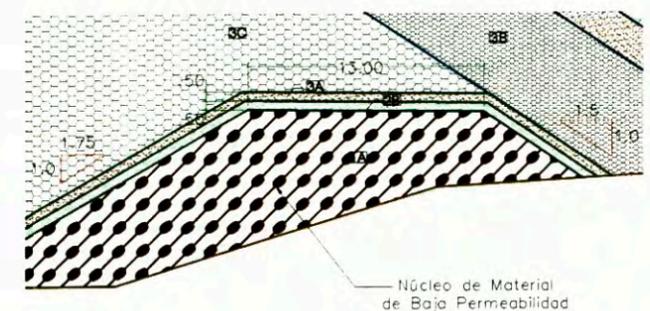
ELABORADO POR:	TÍTULO:	PLANTA GENERAL
	DEPARTAMENTO:	ESCALA:
	CAJAMARCA	1/7 500
	PROVINCIA:	PROYECCIÓN:
	SANTA CRUZ	WGS 84
	DISTRITO:	FECHA:
	SAUCEPAMPA, SANTA CRUZ, PULAN	OCT. 2012
	DIBUJO:	LÁMINA:
	J.C.P.S.	PD-01
	DISEÑO:	APROBACIÓN:
	O.R.S.	

Escala: 1/500

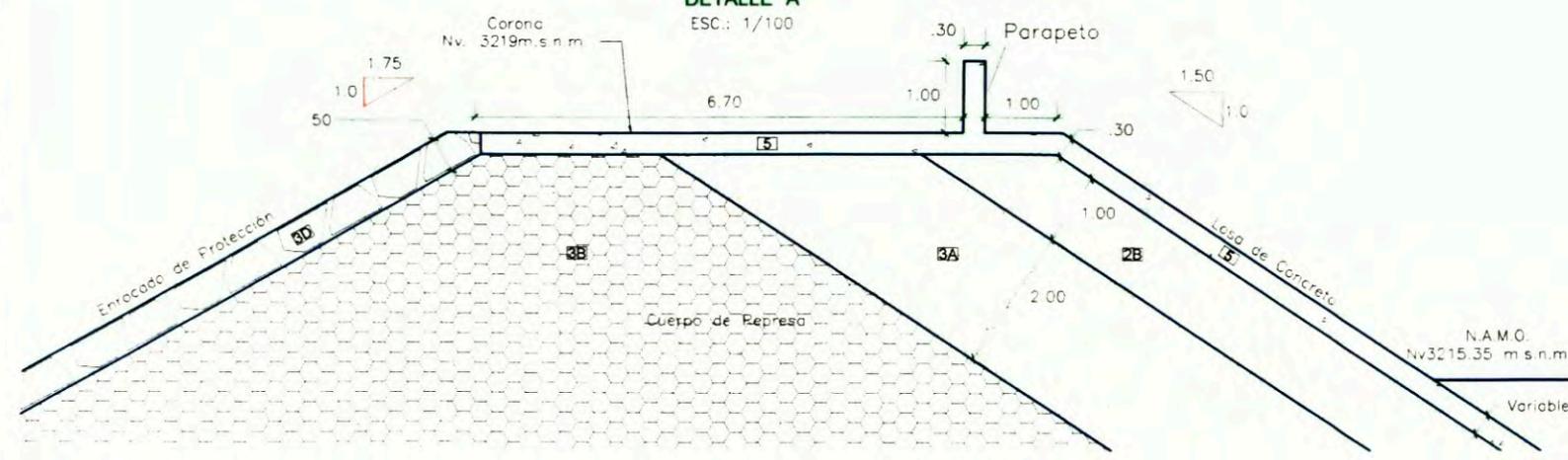
SECCIÓN TÍPICA



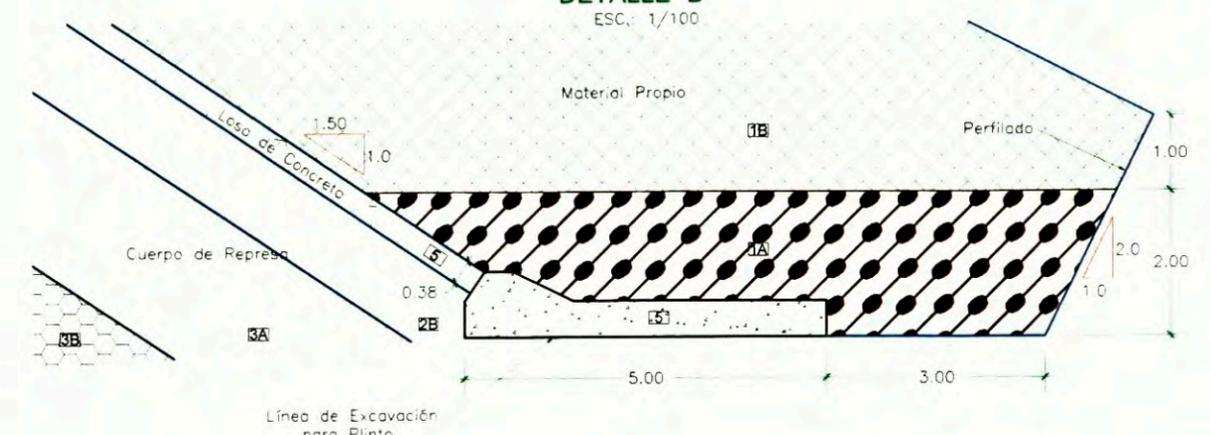
SECCIÓN TÍPICA
NÚCLEO DE MATERIAL DE BAJA PERMEABILIDAD
Escala: 1/400



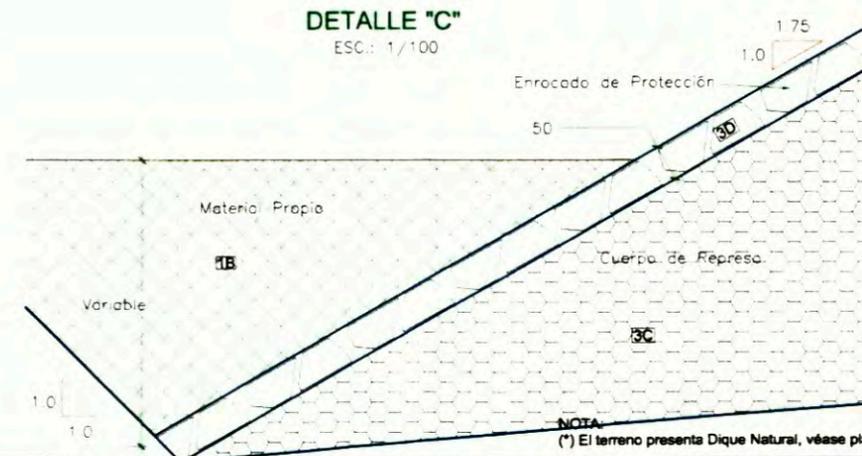
DETALLE "A"
ESC.: 1/100



DETALLE "B"
ESC.: 1/100



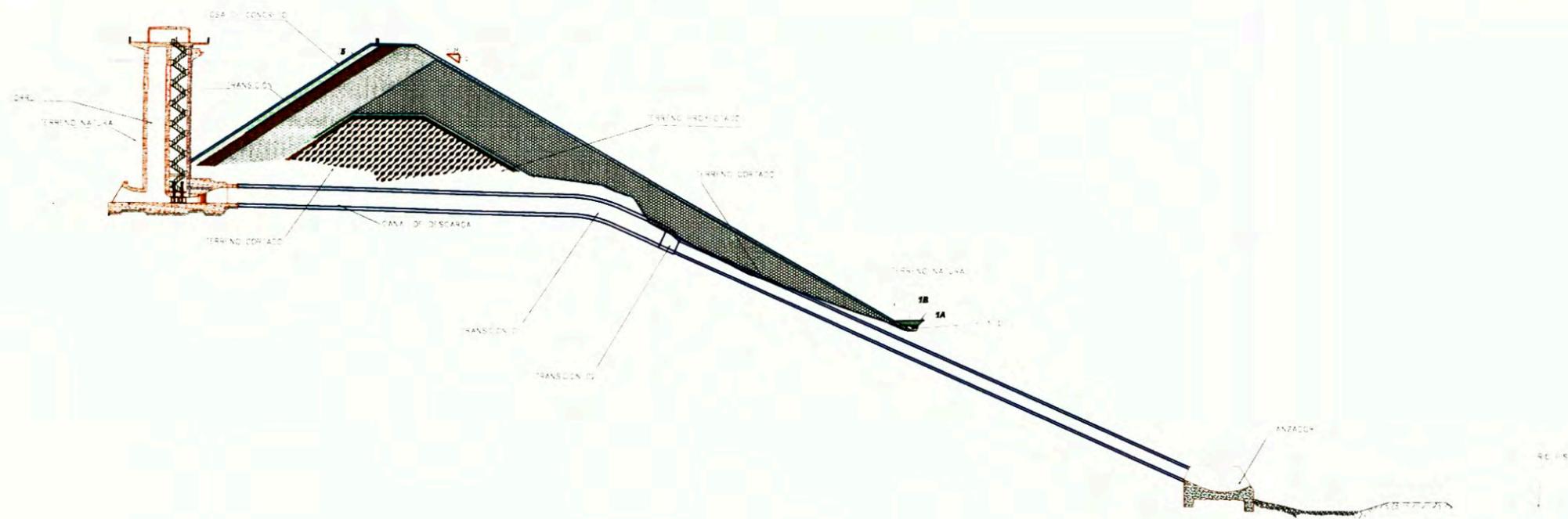
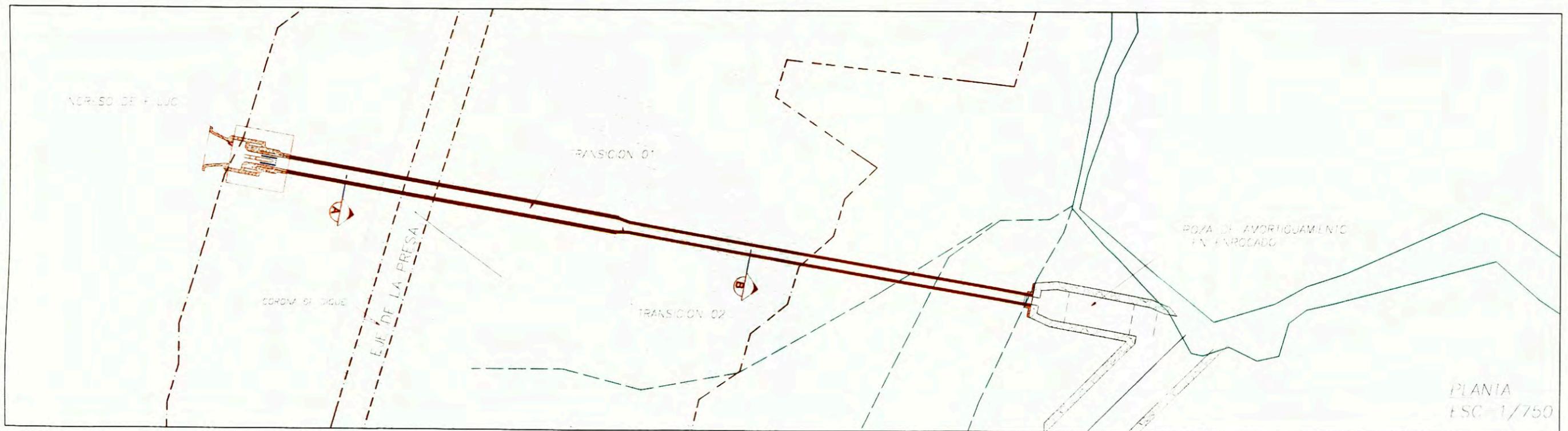
DETALLE "C"
ESC.: 1/100



SÍMBOLO	ELEMENTO	DESCRIPCIÓN
1A	SUELO DE BAJA PERMEABILIDAD	SELLADOR EN ZONA DE PLINTO, RELLENO COMPACTADO AL 95% PROCTOR STANDAR, MATERIAL GC 30% fino + 70% grava
1B	RELLENO COMUN	RELLENO DE PROTECCION AL MATERIAL 1A, MATERIAL PROPIO SIN CLASIFICAR, EN CAPAS DE 0.50M
2B	ZONA DE TRANSICIÓN / FILTRO	GRAVA BIEN GRADUADA T MAX 1 1/2"
3A	ZONA DE TRANSICIÓN / FILTRO	GRAVA BIEN GRADUADA T MAX 3"
3B	ENROCADO T MAX 76mm finos 7%	GRAVA BIEN GRADUADA T MAX 3" NO SE DEBEN USAR ROCAS GRANDES PARA EVITAR VACIOS
3C	ENROCADO T MAX 40cm finos 7%	ROCA EN CAPAS DE HASTA 0.90M COMPACTADAS CON RODILLO VIBRATORIO
3D	ENROCADO DE PROTECCION E= 100 M	ROCA (ARISTA < 0.60) COLOCADO EN CAPAS DE 10M CON TRACTOR D-B O SIMILAR
5	LOSA DE CONCRETO E= variable	CONCRETO ARMADO CON CEMENTO TIPO I (fc=280kg/cm2) E PANTALLA 0.30m EN LA SUPERFICIE-0.38 EN EL PLINTO

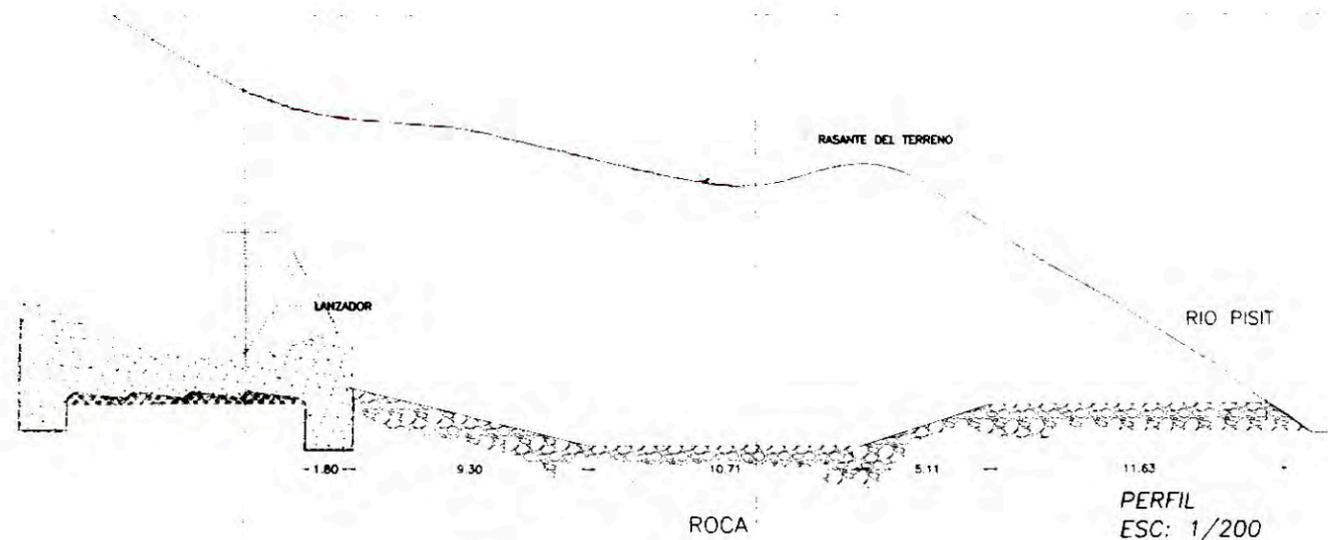
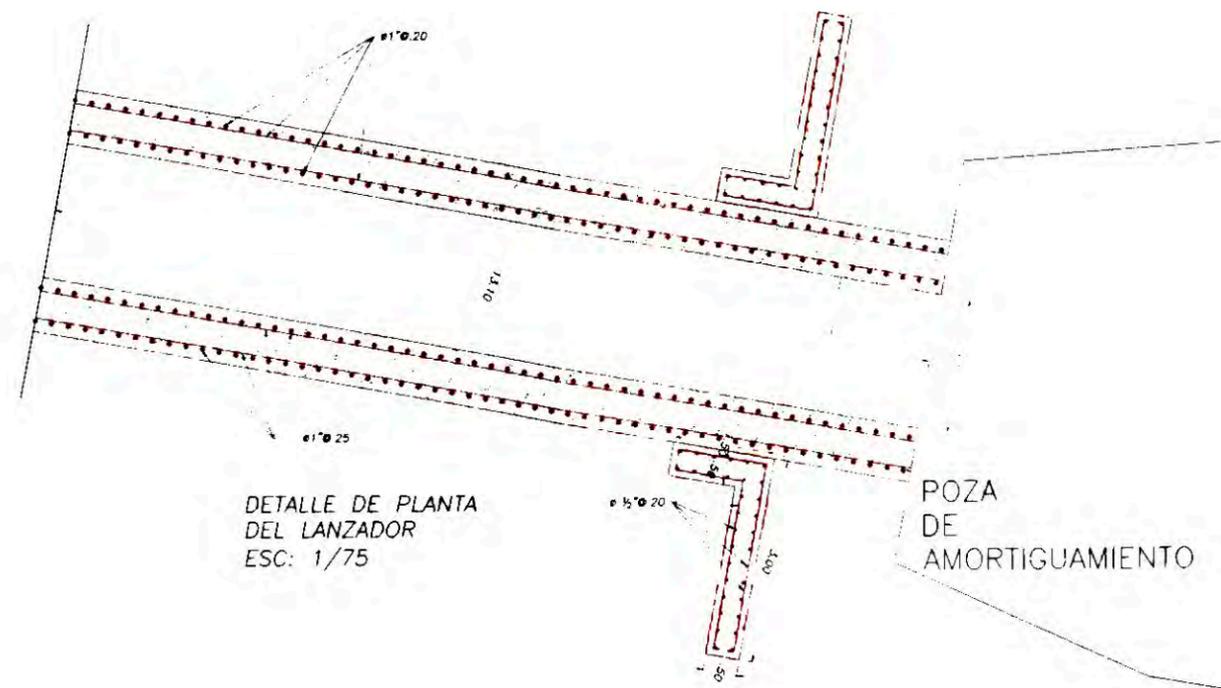
NOTA
(*) El terreno presenta Dique Natural, véase planos PD-04 al PD-09

		MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE SANTA CRUZ				
		PROYECTO: MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE AGUA DEL SISTEMA DE RIEGO - PISIT - CHORRO BLANCO				
ELABORADO POR: 	TÍTULO: SECCIÓN TÍPICA PUNTOS DE MONITOREO					
	DEPARTAMENTO:	CAJAMARCA	ESCALA:	INDICADA	DIBUJO:	J.C.P.S.
	PROVINCIA:	SANTA CRUZ	PROYECCION:	WGS 84	DISEÑO:	O.R.S.
	DISTRITO:	SAUCEPAMPA, SANTA CRUZ, PULAN	FECHA:	OCT. 2013	APROBACIÓN:	
					PD-11	

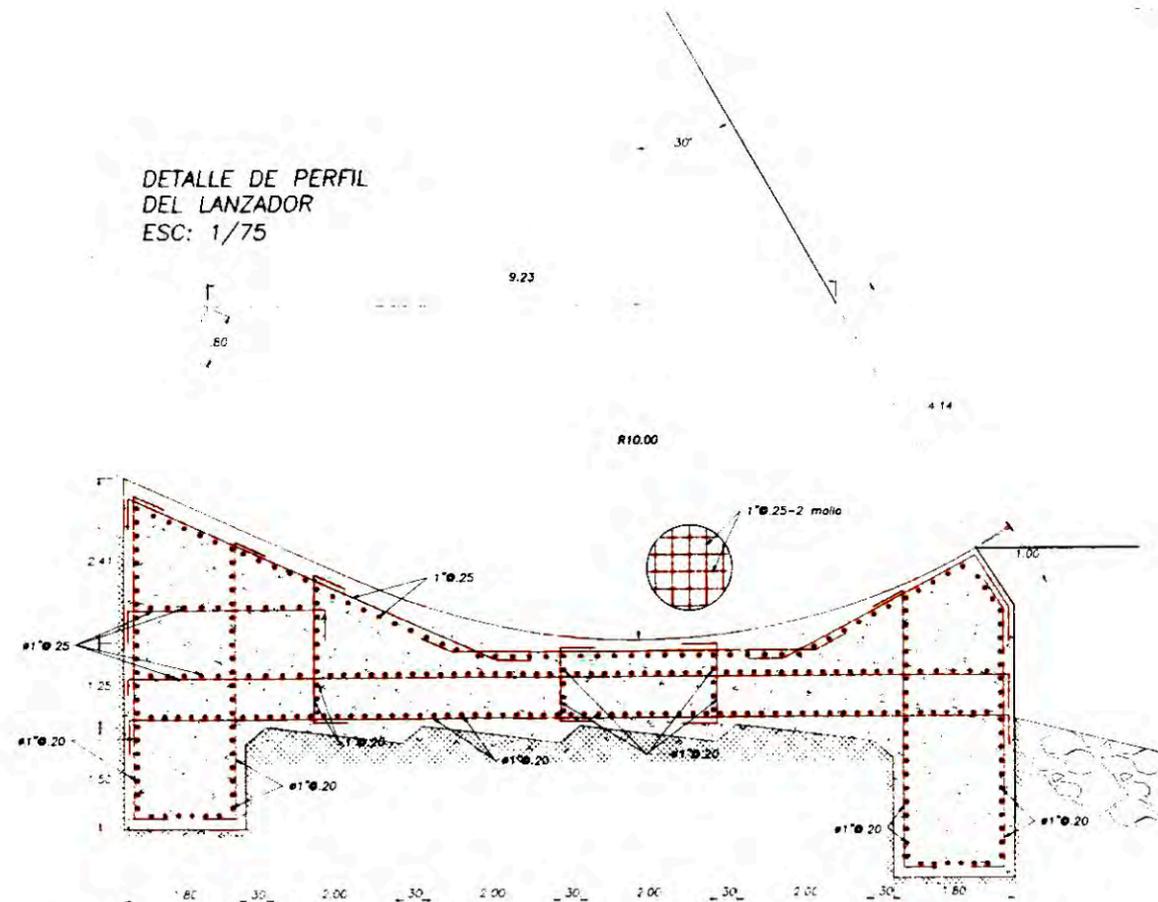


ESC. 1/750
ESC. 1/75

LANZADOR CIRCULAR



DETALLE DE PERFIL DEL LANZADOR
ESC: 1/75



LEYENDA:

- Concreto solado mezcla 1:10 cemento hormigon e=0.05m
- Concreto Armado f'c=280 kg/cm2

ESPECIFICACIONES TECNICAS:

- CONCRETO f'c = 210 Kg/cm2 (Tamaño Máximo del Agregado Grueso 3/4)
- ACERO fy = 4200 Kg/cm2 (ASTM A-615, GRADO 60)

PROYECTO CONSTRUCCION
DE
LA REPRESA PISIT



INSTITUTO PERUANO TECNOLOGIA
INNOVACION Y GESTION

REGION : CAJAMARCA
PROV. SANTA CRUZ
DIST. SANTA CRUZ
LOCALIDAD : PISIT-La Laguna

DISEÑO : JR PROJETS
DIBUJO : J. NAPAN
REVISADO :

APROBADO
O.P.J SANTA
CRUZ

PLANTA
PLANTA - PERFIL Y DETALLE
LANZADOR

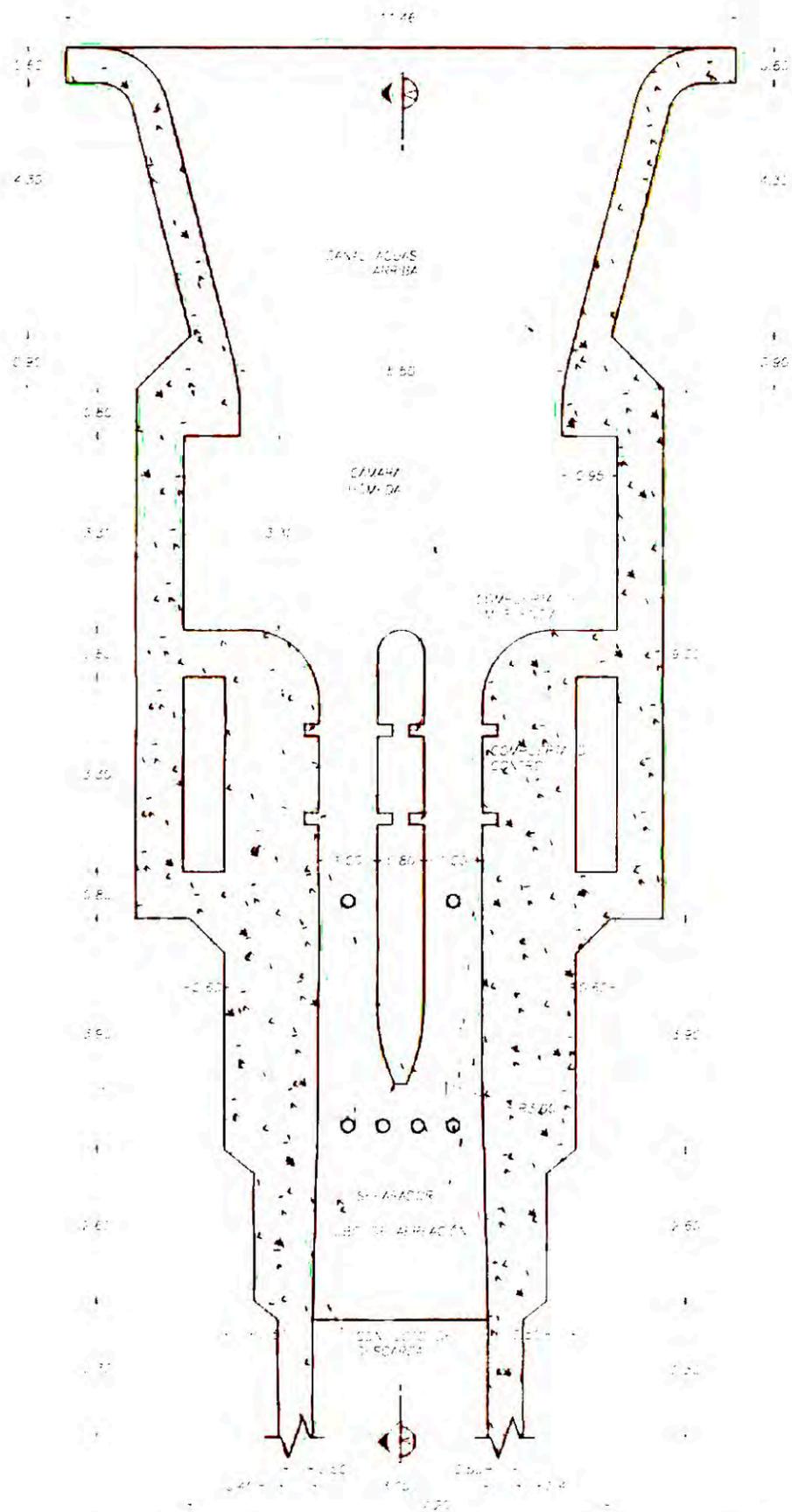


MUNICIPALIDAD DE SANTA CRUZ DE
SUCCHABAMBA
ESTUDIO DE FACTIBILIDAD
CONSTRUCCION REPRESA PISIT

ESCALA
INDICADAS
FECHA
OCT - 2012
CODIGO
PL-DS-02

PLANTA Y OBRA DE TOMA

Esc. 1/75



ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO: 200 kg/m³
 CEMENTO: 300 kg/m³

VER
 DETALLE
 BULLA

