

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA**

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Embalse Bramadero – Proyecto de Abastecimiento de  
Agua a La Mina “La Zanja” y Labores Agropecuarias**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTOR

Héctor Barriga Gallarday

LIMA – PERÚ

2007

***Dedicatoria,***

*A Dios, a mis padres José Enrique y Yolanda, por guiarme y por su apoyo incondicional, a mis hermanos Oscar y Lourdes que siempre son ejemplo para mí. A mis mejores amigos Pepe, César, Poch, Pablo y Eduardo cuyos consejos y cariño siempre llevaré conmigo, agradeceré especialmente también a Emerson Figueroa y al Ing. Eduardo Ruiz que me ayudaron a crecer como profesional y a mi san, por ser mi inspiración cada día y darme una razón más para ser feliz.*

# Tabla de contenido

INTRODUCCIÓN.....	8
CAPITULO 1. DATOS GENERALES.....	10
A. UBICACIÓN DE ZONA DE EMBALSE:.....	10
B. PERSPECTIVA ESTADÍSTICA .....	11
C. PERSPECTIVA HISTÓRICA.....	14
CAPITULO 2. INFORMACION BÁSICA.....	16
A. ESTUDIOS DE REFERENCIA:.....	16
B. INFORMACIÓN GENERAL: .....	17
C. DATOS REFERENCIALES: SUMINISTRO DE AGUA A LA MINA LA ZANJA (WMC):.....	19
D. DATOS REFERENCIALES: ESTUDIO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO PRELIMINAR, EJECUTADO POR KNIGHT PIÉSOLD CONSULTORES / COMPLEMENTADO IGERSA. ....	26
E. ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO.....	37
CAPITULO. 3 EMBALSES .....	38
A. DEFINICIÓN .....	38
B. CLASIFICACIÓN .....	39
C. VENTAJAS DE LOS EMBALSES .....	41
D. DESVENTAJAS DE LOS EMBALSES.....	41
E. CONSIDERACIONES PARA LA SELECCIÓN DEL SITIO DEL EMBALSE. ....	41
F. CAPACIDAD DE UN EMBALSE:.....	43
G. NIVELES CARACTERÍSTICOS .....	44
H. RENDIMIENTO DEL EMBALSE .....	46
I. PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA PLANEACIÓN DE UN EMBALSE .....	46
J. DISEÑO DEL EMBALSE .....	47
K. ESTRUCTURAS QUE CONFORMAN LOS EMBALSES: .....	59
L. CLASIFICACIÓN DE TIPOS DE PRESA .....	60
M. DESCRIPCION DE LOS TIPOS DE PRESA.....	64
N. FACTORES FISICOS QUE GOBIERNAN LA SELECCIÓN DEL TIPO .....	66
CAPITULO 4. TEORÍA DE CÁLCULO .....	71

A. NATURALEZA DE LOS SUELOS .....	71
4.1 Descripción y clasificación de suelos naturales. ....	72
B. FILTRACIÓN A TRAVÉS DE LA PRESA .....	73
4.2 Problemas de permeabilidad.....	73
4.3.-Conceptos generales:.....	75
4.4 Cálculos de filtración:.....	75
4.5 Cálculos Hidrotécnicos.....	76
4.6 Gradiente Hidráulico .....	76
4.7 Resistencia de las presas de materiales locales a la falla por filtración.....	77
4.8 Diseño de filtros .....	77
4.9 Cálculo de la resistencia a la falla casual por filtración para régimen permanente de filtración. ....	78
4.10 Calculo de la resistencia a la falla puntual .....	80
4.11 Resistencia de los elementos de impermeabilización a la falla local por filtración .....	85
4.12 Resistencia de la cimentación de la presa a la falla por filtración.....	87
4.13 Resistencia a la Falla por filtración de la presa para un régimen no permanente .....	87
4.14.- Control de filtración en las presas de materiales locales.....	91
4.15.- Recomendaciones para incrementar la resistencia del núcleo en el contacto con la cimentación rocosa.....	93
4.16 Fundamentos teóricos de la inyección en roca .....	94
4.17 Presión de inyección.....	97
4.18 Diseño de tratamientos .....	97
4.19 Método GIN Grouting Intensity Number (presión y volumen constante)....	100
4.20 Resistencia al corte .....	101
4.21 Etapas del análisis de estabilidad .....	105
4.22 Métodos de análisis .....	109
4.23 Problemas de compresibilidad.....	113
4.24 Consolidación .....	113
4.25 Cuerpo de la presa .....	115
4.26 Zonas de la presa mixta (Enrocado) .....	116
4.27 Núcleo impermeable.....	117
4.28 Filtros.....	117

4.29 Material permeable de los espaldones de enrocado.....	118
4.30 Protección del talud aguas arriba.....	118
4.31 Corona .....	118
4.32 Criterios para el Diseño de Presas Flexibles .....	119
4.33 Taludes .....	120
4.34 Fallas más comunes en la construcción de presas flexibles .....	120
<b>CAPITULO 5. CÁLCULOS PRELIMINARES .....</b>	<b>122</b>
<b>A. CLASIFICACIÓN DEL EMBALSE .....</b>	<b>122</b>
<b>B. CONSIDERACIONES PARA LA SELECCIÓN DEL SITIO DEL EMBALSE</b> .....	<b>122</b>
<b>C. OPERACIÓN DE EMBALSES .....</b>	<b>123</b>
5.1 Cálculo del caudal de bombeo:.....	126
5.2 Hidrogramas Aportes vs. Demanda.....	131
<b>D. Determinación de los Volúmenes característicos de los embalses:.....</b>	<b>137</b>
5.3 Determinación del volumen útil .....	137
5.4 Determinación del volumen muerto .....	144
5.5 Capacidad del embalse: .....	147
5.6 Pérdidas de agua en el embalse .....	149
<b>E. NIVELES CARACTERÍSTICOS.....</b>	<b>152</b>
<b>F. ACCIÓN DEL VIENTO.....</b>	<b>152</b>
<b>G. DE LAS CONSIDERACIONES DE DISEÑO:.....</b>	<b>156</b>
5.7 Corona .....	156
5.8 Taludes .....	156
<b>H. ESTRUCTURAS QUE CONFORMAN LOS EMBALSES: .....</b>	<b>156</b>
5.9 Tipos de presa.....	156
5.10 Factores que influyeron en la selección de este tipo de presa. ....	157
<b>CAPITULO 6. ESTRUCTURA HIDRAULICAS .....</b>	<b>160</b>
<b>A. ANÁLISIS DE RESISTENCIA ANTE CARGAS INTERNAS .....</b>	<b>160</b>
6. 1 Diseño de elementos filtrantes e impermeables .....	160
6.2 Inyección en roca.....	169
6.3 Análisis de Filtraciones .....	172
6.4 Filtros y Drenes de Protección.....	175
<b>B. ASENTAMIENTO DE LA PRESA .....</b>	<b>176</b>
6.5 Consolidación .....	177

C. ANÁLISIS DE RESISTENCIA ANTE CARGAS EXTERNAS.....	184
6.6 Estabilidad de la presa .....	184
6.7 Etapas del análisis de estabilidad.....	186
6.8 Resumen de parámetros a utilizar en los análisis de estabilidad. ....	188
6.9 Resultados del análisis de estabilidad –.....	189
6.10 Evaluación de resultados .....	191
CAPITULO 7. ESTRUCTURAS HIDRAULICAS.....	194
A. GENERAL: .....	194
7.1 Información Sistema abastecimiento de agua a la mina:.....	194
B. DISEÑO DEL ALIVIADERO DE DEMASIAS.....	195
7.2 Vertedero .....	195
7.3 Canal de Descarga .....	195
C. DISEÑO DEL SISTEMA DE DESCARGA DE FONDO.....	196
7.4 Captación.....	196
7.5 Conducto de Descarga y Caseta de Válvula.....	197
7.6 Disipador de Energía .....	197
D. CAPTACION EN EL RIO PISIT Y LINEA DE IMPULSION.....	198
7.7 Captación en el Río Pisit .....	198
7.8 Línea de Impulsión .....	198
CAPITULO 8 TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN Y LOS EMPOTRAMIENTOS .....	200
A. PREPARACION DE LAS SUPERFICIES DE CIMENTACION.....	200
B. PROBLEMAS DE CONSTRUCCION Y CONTROL DE MATERIALES.....	200
8.1 Zonas impermeables .....	200
8.2 Enrocamientos .....	201
8.3 Filtros y transiciones.....	202
C. RECOMENDACIONES PARA LOS MATERIALES .....	202
8.4 Presa Principal .....	202
8.5 Dique Lateral .....	203
8.6 Vaso del Embalse .....	203
D. MATERIALES DE PRESTAMO .....	203
8.7 Cantera de Arcilla COCÁN.....	203
8.8 Posibilidad de Mezcla con Arcillas de la Cantera PISIT y otras.....	204
8.9 Cantera de Rocas .....	206

8.10 Agregados para Concreto .....	207
E. INSTRUMENTACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO.....	207
8.11 Piezómetros. ....	207
8.12 Acelerómetros.....	208
8.13 Distribución de instrumentos.....	208
8.14 Periodicidad de las observaciones. ....	208
CAPITULO 9 CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL SISTEMA DEL	
EMBALSE BRAMADERO .....	210
A. CARACTERISITCAS HIDRAULICAS DE DISEÑO.....	210
B. CARACTERISTICAS DE LAS OBRAS HIDROTECNICAS.....	211
9.1 Embalse Bramadero.....	211
9.2 Captación y Línea de Impulsión.....	212
C. HUSOS GRANULOMÉTRICOS.....	213
CAPITULO 10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	214
A. CONCLUSIONES .....	214
B. RECOMENDACIONES.....	216
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	218
ANEXOS .....	222

# INTRODUCCIÓN

Una de las primeras y principales actividades de la ingeniería civil es la construcción de presas. Todas las grandes civilizaciones se han caracterizado por la construcción de embalses de almacenamiento para suplir las necesidades, desde un principio originadas por actividad agrícola organizada. “La prosperidad, la salud y el progreso material se ligaron cada vez mas a la habilidad de almacenar y conducir el agua”. (\*Estructuras hidráulicas P. Novak)

El diseño de presas es un arte que exige un conocimiento de todas las disciplinas que tienen relación con el diseño de este tipo de estructuras:

Geología y Geotecnia, Hidráulica, Estructuras, Sismología, Planeamiento, Impacto Ambiental, Costos, etc.

Cada presa es una estructura única, independiente de su tamaño y tipo, su respuesta a las cargas y su relación interactiva con la hidrología y geología del sitio son de gran complejidad.

Una de las más importantes explotaciones auríferas del departamento de Cajamarca es la considerada en los yacimientos auríferos Pampa Verde, San Pedro Sur y San Pedro Norte, ubicados en la localidad denominada La Zanja o La Redonda.(1), zona donde se ubica el embalse presentado en esta tesis.

Para llevar a cabo las labores de explotación y los procesos de recuperación del mineral aurífero así como la dotación de agua natural para labores agropecuarias de las comunidades situadas aguas debajo de la Mina La Zanja, es indispensable la disponibilidad permanente de “Agua Limpia” cuyo caudal de abastecimiento ha sido obtenido del Estudio “Sistema de Abastecimiento de Agua a la Mina”, desarrollado por la empresa Water Management Consultant<sup>1</sup>, y correcciones de sensibilidad desarrolladas como parte de los estudios básicos de la presente tesis, con las cuales, se prevé la construcción del “Embalse Bramadero” con aguas procedentes de las precipitaciones pluviales en la cuenca de influencia al embalse (Pampa Bramadero).

(1) Fuente: Archivos IGERSA Consultores –Estudio factibilidad Proyecto de Oro - La Zanja 2004

## **OBJETIVOS**

Entregar los documentos de ingeniería necesarios para la habilitación y construcción del “Sistema de Embalse Bramadero” cuyas características de funcionalidad y seguridad, permitan el eficaz almacenamiento del volumen de agua requerida en las labores de explotación y recuperación del mineral aurífero así como de los requerimientos agropecuarios en las áreas situadas aguas abajo de la mina; dentro de este objetivo se buscará:

- a) Obtener una visión general y ordenada del comportamiento de las presas de materiales locales, la diferencia que existen con otros tipos de presas y el porqué de aplicación en este caso en estudio.
- b) Obtener un confiable comportamiento de la presa, ante eventos extremos en cada etapa de su operación, mediante un análisis de estabilidad Estático y Seudo Estático.
- c) Asegurar que no se produzcan asentamientos que puedan perturbar la estabilidad global de la presa, luego de culminada la consolidación.
- d) Asegurar que no existan problemas de deformaciones debido a la acción del flujo filtrante, mediante análisis de Resistencia a la falla por filtraciones.

# CAPITULO 1. DATOS GENERALES

## A. UBICACIÓN DE ZONA DE EMBALSE:

La zona de estudio se encuentra políticamente, en el departamento de Cajamarca, provincia de Santa Cruz de Succhubamba, distrito de Pulán, en la localidad llamada la Zanja o La Redonda.



Fig. 1-1 Mapa Ubicación.

Geográficamente, está comprendido entre las coordenadas UTM siguientes:

Coordenadas:	Norte	9'245,600	9'246,900
	Este	733,400	736,300

Se accede partiendo de Lima (Callao), por la carretera Panamericana Norte hasta el Km. 684 pasando, entre otras, las ciudades de Chimbote, Trujillo, Pacasmayo hasta Ciudad de Dios, de donde parte la carretera asfaltada de penetración a la ciudad de Cajamarca con un recorrido aproximado de 200Km. A partir de la ciudad de Cajamarca, se continúa por la vía hacia la provincia de Bambamarca, los primeros 34Km. Asfaltada (Mina Yanacocha), continuando por carretera afirmada de segundo orden hasta el Km. 65, lugar denominado El Empalme, de donde parte un desvío hacia la mina Sipán, llegando después de un recorrido de 19.0 Km., al paraje denominado Casa de Tejas, desviándose hacia la derecha por carretera carrozable de tercer orden, en mal estado

hasta el Campamento La Zanja con 16.0Km, desde cuyo punto, el área del embalse se encuentra a 1.50 Km. al Noroeste y la toma Pisit a 2.50 Km. al Este.

## **B. PERSPECTIVA ESTADÍSTICA**

No existen estadísticas disponibles para confirmar el número total de presas en operación en el mundo. Los datos estadísticos precisos están restringidos a las presas “grandes” inscritas en listas nacionales en el World Register of Dams (Registro mundial de presas) publicado por la **ICOLD**, Internacional Commission of Large Dams (Comisión internacional de grandes presas 1984, 1988 a)

La ICOLD es una organización no gubernamental muy influyente que representa aproximadamente 80 naciones constructoras de presas.

Su objetivo es promover e intercambiar ideas y experiencias en todas las áreas de diseño, construcción y operación de presas, así como los tópicos ambientales relacionados.

La ICOLD define las grandes presas como aquellas que exceden los 15m de altura o aquellas presas entre 14 y 15m de altura que satisfagan algún otro criterio, como por ejemplo, que el volumen de almacenamiento sea mayor a  $1 \times 10^6$  m<sup>3</sup> o que la capacidad de evacuación de crecientes sea mayor a 2000 m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>, etc.

El registro mundial ha identificado 36 235 grandes presas ya finalizadas o en construcción. De este total, el cual excluye presas de desechos de minería de uso industrial que registran en forma separada, más de 19 000 pertenecen a China y 5459 se hallan en Estados Unidos.

Tabla 1-1 Grandes presas: Estadística del World Register ICOLD

<b>Grupo</b>	<b>Tipo</b>	<b>Código ICOLD</b>	<b>Numero</b>	<b>%</b>
Presas de relleno	Relleno de tierra Enrocado	TE-ER	28 845	82.9
Presas de concreto (incluyendo presas de mampostería)	Gravedad	PG	3953	11.3
	Arco	VA	1527	4.4
	Contrafuerte	CB	337	1.0
	Arco múltiple	MV	136	0.4
<b>Total Grandes presas</b> (ICOLD ,1984)			34 798	
(ICOLD ,1988a)			36 235	

El rápido crecimiento en el número de grandes presas ha estado acompañado por un incremento progresivo en el tamaño de las presas y embalses más grandes.

La magnitud física de los proyectos más grandes se manifiesta en las estadísticas de alturas, volúmenes y capacidad de almacenamiento que se presentan en las tablas a continuación:

Tabla 1-2 Presas más altas (Tomado de Merme, 1994)

<b>Presa</b>	<b>País</b>	<b>Tipo</b>	<b>Periodo</b>	<b>Altura (m)</b>
Nurek	Antigua Unión Soviética	TE	1980	300
Gran Dixence	Suiza	PG	1962	285
Inguri	Antigua Unión Soviética	VA	1980	272
Tehri	India	TE-ER		261
Chicoasen	México	TE-ER	1980	261

14 Presas tienen más de 200m de altura.

Tabla 1-3 Presas con mayores volúmenes (Tomado de Merme, 1994)

<b>Presa</b>	<b>País</b>	<b>Tipo</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Periodo</b>	<b>Volumen (X10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>)</b>
Kambaratinsk	Antigua Unión Soviética	TE-ER	255		112.2
Tarbela	Pakistán	TE-ER	143	1976	105.9
Fort Peck	E.E.U.U	TE	76	1937	96.1
Tucuruí	Brasil	TE-ER-PG	106	1984	85.2
Ataturk	Turquía	TE-ER	184	1990	84.5

Excluyen las presas de desechos de minería. 19 presas tienen volúmenes mayores a 50 x10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>

Tabla 1-4 Presas con la mayor capacidad de embalse (Tomado de Merme, 1994)

<b>Presa</b>	<b>País</b>	<b>Tipo</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Periodo</b>	<b>Capacidad embalse (x10<sup>9</sup> m<sup>3</sup>)</b>
Owen Falls	Uganda	PG	31	1954	2700.0 *
Kakhovskaya	Antigua Unión Soviética	TE-PG	37	1955	182.0
Kariba	Zimbabue – Zambia	VA	128	1959	180.6
Bratsk	Antigua Unión Soviética	TE-PG	125	1964	169.3
Aswan (Alto)	Egipto	TE-ER	111	1970	168.9

19 Embalses tienen una capacidad de almacenamiento mayor a 50 x10<sup>9</sup> m<sup>3</sup>

\*La mayor parte representa la capacidad natural del lago.

Las presas de relleno de tierra continúan siendo dominantes, pero han sido desplazadas por las de enrocado en las estructuras mas grandes debido a que ofrecen varias ventajas.

Se puede reconocer también que actualmente, la mayoría de las presas más grandes se construyeron en sitios menos favorables y de acceso más difícil.

La habilidad para construir con éxito sobre terrenos poco adecuados refleja los avances en la geotecnia y la confianza en los procesos modernos de mejoramiento en el terreno.

## **C. PERSPECTIVA HISTÓRICA**

La historia de la construcción de presas se remonta en la antigüedad hasta las primeras civilizaciones del Medio Oriente y del Lejano oriente. Todas, desde rellenos simples, se construyeron para irrigación.

Se considera que la presa conocida más antigua realmente importante es la construida en Sadd-el-Kafara, Egipto, aproximadamente en 2600 a.C. Consistía en una zona central rellena con material suelto, rodeada por espaldones de roca y con paramentos protegidos por mampostería ordinaria. La altura total era de 14m. Se le abrió una brecha que la desbordo luego de un periodo de servicio corto.

Las primeras civilizaciones construyeron un buen número de presas importantes en el medio oriente, especialmente en Iraq, Irán y Arabia Saudita. (Aprox. 750 a.C.). Mas tarde, los romanos impusieron en el arte de las presas el principio del Arco. Un ejemplo de ello es la Presa en arco de Baume, terminada en el siglo II d.C.

Fue en el periodo posterior a 1000 d.C. que la construcción de presas tuvo un crecimiento notorio, no solo en su altura, sino también en los diseños y concepciones. La construcción de presas en mampostería recorrió países como Afganistán, Alemania, España y fue propagándose por el resto de Europa.

Debido a la expansión rápida del imperio español, la experiencia en construcción de presas se exporto a América central y del Sur. Caso representativo de su amplitud de visión y su habilidad para planear y movilizar recursos, es que la actividad de minería de metales centralizada en Potosí (Bolivia) era, a mediados del Siglo XVII, abastecida por un grupo de 32 embalses.

Se tuvo un avance más o menos lento entre los años de 1700 y 1800, donde se continuó con el diseño basado en la combinación de reglas empíricas y experiencia probada.

Los análisis racionales de presas en mampostería se desarrollaron y refinaron en varios países, desde aproximadamente 1865. Sumado al avance del entendimiento a la mecánica de suelos en un periodo posterior a 1930, los progresos se han dado con una mayor rapidez. En este mismo periodo, en parte por consecuencia de grandes desastres, se estableció la importancia vital que tenía las disciplinas de mecánica de suelos, mecánica de rocas e ingeniería geológica.

En años recientes las técnicas analíticas han progresado con celeridad, de la mano de los MEF (Método de los elementos finitos), que actualmente se utilizan en los análisis más avanzados de todo tipo de presas.

Sin embargo, aún existen limitaciones para la aplicación de dicho método, las cuales surgen en esencia de la complejidad de la respuesta a la carga de todos los materiales utilizados en la construcción de las presas.

## CAPITULO 2. INFORMACION BÁSICA

### **A. ESTUDIOS DE REFERENCIA:**

Como información básica de referencia, relacionada con el Embalse Bramadero, se encuentran los siguientes estudios:

- Estudio hidrológico .Suministro de Agua a la Mina La Zanja, ejecutado por Water Management Consultants, (Abril, 2004).
- Estudio Geológico – Geotécnico Preliminar, ejecutado por Knight Piésold Consultores S.A. (Marzo, 2004) / IGERSA Consultores.

*Fuente: Archivo IGERSA Consultores –Estudio factibilidad Proyecto de Oro –La Zanja 2004*

Del Estudio hidrológico se han obtenido los valores necesarios para las evaluaciones y cálculos hidrológicos, información de caudales de la Quebrada Bramadero y Río Pisit, balance de agua preliminar, los requerimientos dados por la Mina en el estudio de Factibilidad; el control de sedimentos; así como del suministro de agua a la mina.

Del Estudio geotécnico, se han obtenido las características y propiedades geotécnicas de los materiales que interesan al emplazamiento de las obras conexas al desarrollo del prospecto minero San Pedro Sur y la zona Pampa Bramadero.

## **B. INFORMACIÓN GENERAL:**

### **2.1 Recurso minero**

En La Zanja se han identificado dos yacimientos: San Pedro Sur y Pampa Verde, los cuales por su proximidad a superficie y por su importante volumen de mineral en forma diseminada pueden ser explotados a tajo abierto.

Se estima que los recursos minables en los dos depósitos son:

Tabla 2.1 Datos Estudio de Impacto Ambiental –Knight Piésold Consultores S.A. Mayo 04

<b>Toneladas de mineral total</b>	17'346,000 TM.
<b>San Pedro Sur</b>	9'116,000 TM
<b>Pampa Verde</b>	8'229,000 TM
<b>Ley promedio de oro</b>	1,0 g/t
<b>Ley promedio de la plata</b>	6,6 g/t
<b>Cantidad de oro contenido</b>	557 686 onzas
<b>Total de onzas de oro producidas</b>	349 549
<b>Relación de desbroce (desmante: mineral)</b>	0,67 (San Pedro Sur) 0,93 (Pampa Verde)

El mineral extraído de los tajos será trasladado a una plataforma de lixiviación, la solución rica será procesada en una planta de adsorción y regeneración de carbón y el precipitado electrolítico será fundido para la obtención del doré (plata y oro). Este proceso permitirá el aprovechamiento de 17,3 millones de toneladas de mineral con un ritmo de producción promedio de 15 000 TMD obteniendo como producto final anual aproximadamente 100 000 onzas de oro y 200 000 onzas de plata.

## **2.2 Topografía**

La topografía del área de influencia de La Zanja es por lo general accidentada, compuesta por una sucesión de montañas o cerros, con altitudes que alcanzan entre los 3 700 m, con pendientes que varían entre 30% y 70%. Estos cerros se encuentran cortados por numerosas quebradas entre las cuales discurren cursos de agua de alta pendiente en su curso superior, pero que se suavizan conforme confluyen en los ríos Pisit, San Lorenzo y Pulán.

En las inmediaciones de la línea de cumbres, sobre los 3 500 m de altitud, se han desarrollado planicies altas, con pendientes relativamente bajas, como es el caso de la Pampa del Bramadero.(Lugar de emplazamiento del embalse).

## **2.3 Clima**

Se consideró la información proveniente de la estación meteorológica instalada por CMB (Compañía de Minas Buenaventura) en el campamento base. (\*)

Esta estación registra en forma automática los valores de temperatura máxima, mínima y media del aire; velocidad y dirección del viento; presión barométrica; radiación solar; precipitación; humedad relativa y evaporación.

*(\*) Esta fuente fue usada por WMC, para realzar su estudio – Cita Resumen Ejecutivo Estudio WMC...*

Tabla 2.2 Dato Estudio de Impacto Ambiental - Knight Piésold Consultores S.A. Mayo

<b>Temperatura promedio mensual del aire</b> -Sin variación anual significativa-	7.1 °C – 8.2 °C
<b>Presión Barométrica</b> -Relativamente constante-	667,8 mm. Hg. - 669,7 mm. Hg.
<b>Humedad Relativa</b>	78 – 94%
<b>Promedio Radiación Solar</b>	180 W/m <sup>2</sup>
<b>Velocidad viento variable</b> (Promedios mensuales)	9 – 21 Km./h. (*)

2004 (\*) Las direcciones predominantes del viento en el área de estudio son N y NNE

## **C. DATOS REFERENCIALES: SUMINISTRO DE AGUA A LA MINA LA ZANJA (WMC):**

En el estudio hidrológico realizado por WMC (1), se obtuvo el dato de caudal requerido por la mina para sus labores, este dato fue proporcionado a WMC por la Compañía minera y fue estimado en 28.9 lit/sg (2); el cual se distribuirá a la Planta de operaciones en 10 l/s y hacia la poza de solución 18.9 l/s mediante dos estaciones de bombeo en el mismo embalse.

Se analizaron 3 alternativas para el conveniente sistema de abastecimiento de agua a la mina (3), seleccionado de estas, la que consiste en la habilitación del “Embalse

Bramadero”, conformado de una Presa en la quebrada Bramadero, incluyendo un Dique Lateral, Vertedero de Demasías, Descarga de Fondo y Vaso del embalse. Esta podría contar con una estación de Bombeo y Línea de Conducción de agua desde el río Pisit, donde se construiría la captación y desarenador correspondiente.

Para el dimensionamiento óptimo de las unidades que conforman el Embalse Bramadero, se ha tomado del estudio de WMC la siguiente información:

(1) Fuente – Estudio factibilidad Proyecto de Oro - La Zanja 2004 (Archivo IGERSA Consultores)

(2) Pág. (v) Resumen ejecutivo y Pág. 49 Capítulo 3 – 3.2 – “Modelo de optimización abastecimiento”- Estudio WMC. (1).

(3) Pág. (47-48) Capítulo 3 – “Sistema de abastecimiento de agua a la mina”- Estudio WMC. (1).

## **2.4 Información Hidrológica disponible:**

Se tiene como información principal del estudio el hecho de que en la zona existe una estación seca que, normalmente, se desarrolla entre mayo y septiembre, seguida de una estación húmeda de octubre hasta abril.

Los meses de mayor precipitación son febrero, marzo y abril.

Los meses más secos son julio y agosto.

Se estimaron en el estudio de WMC (4) los siguientes parámetros:

Tabla 2.3.- Parámetros hidrológicos.

<b>Precipitación media anual</b>	1,150mm, año húmedo 645mm, año seco.
<b>Intensidad de lluvia máxima horaria (Precipitación máx. en 24 horas)</b>	27mm, período de 10 años. 38mm, período de 100 años 45mm, período de 500 años
<b>Evaporación potencial</b>	900mm/ año. (1)*
<b>Precipitación mensual en meses húmedos</b>	150 a 200mm
<b>Precipitación mensual en meses secos</b>	< 30mm
<b>Altitud mínima</b>	3,500msnm
<b>Altitud máxima</b>	3,530msnm

(1)\*La tasa de evaporación es un poco más alta en los meses secos de invierno debido a mayor radiación solar y reducida humedad relativa.

(4) Pág. (ii) Resumen ejecutivo y Capítulo 2 (Del 2.1 al 2.2) – “Descripción y características del área del proyecto”- Estudio WMC. (1).

Los datos de caudales fueron muy escasos por lo que en el estudio en mención se realizaron modelos hidrológicos numéricos.

Tabla 2.4.- Mediciones de caudal en el área de la Zanja (l/sg)

<b>Fecha</b>	<b>Río Pisit MA-5</b>	<b>Qda. El cedro MA-14</b>	<b>Qda. El Cedro MA-2</b>	<b>Qda. Bramadero MA-12</b>
28-Agost-02	-	45	-	-
29-Agost-02	-	-	390	1.7
30-Agost-02	61	-	-	-
21-Oct-03	90	-	-	-
22-Oct-03	-	80	-	-
23-Oct-03	-	-	290	-
24-Oct-03	-	-	-	20

Fuente: Informe WMC Tabla 2.7- Pág. 14 Capítulo 2- “Descripción y características del área del proyecto”

El modelo utilizado en el estudio de WMC fue el Hydrological Model System (HMS), Versión 2.2.2 (Versión utilizada en el momento del estudio), desarrollado y mantenido por el US Army Corps of Engineers de los Estados Unidos.

El modelo HMS se aplicó en Modelación Continua. Este tipo de modelo permite simular periodos de tiempo largos, del orden de meses o años considerando la interacción de aguas superficiales incluyendo los efectos de evaporación y la variación de humedad del suelo en el tiempo.

El modelo hidrológico continuo HMS se utilizó en el estudio de WMC para:

1) Evaluar los recursos de agua disponible en el Río Pisit y Qda. Bramadero desde donde se prevé se extraerá el agua que necesita la mina para su operación.

Los resultados de la modelación muestran una respuesta rápida de los caudales a las precipitaciones intensas de la época húmeda y una fuerte caída en los caudales durante la época de estiaje.

Los caudales mínimos ocurren en los meses de septiembre y octubre, época en la que comienza la época de lluvias importantes y la escorrentía superficial.

## Evaporación

WMC realizó un estudio regional para estimar la evaporación en el área.

Tabla 2.5.- Totales evaporación anual

<b>Estación</b>	<b>Altitud (m)</b>	<b>Evaporación anual promedio (mm)</b>
El Espinal	850	1234
Lajas	2140	1084
Santa Cruz	2140	888
Chota	2200	1032
Weberbauer	2535	1404
Hualgayoc	3500	655
Minas Conga	3570	792
Maqui Maqui	3969	830
Carachugo	4035	960

Fuente Informe WMC Tabla 2.6- Pag. 13 – Capítulo 2 – “Descripción y características del área del proyecto”-

“La experiencia demuestra que las medidas tomadas con los evaporímetros son más altas que la evaporación real. Por lo que se espera q la evaporación real proveniente de superficies de aguas abiertas sea del orden del 70% de la evaporación de bandeja.

Evap = 630 mm. /año” (5)

(5) Cita Informe WMC – Pág. 13 – Capítulo 2 - “Descripción y características del área del proyecto”

## **2.5 Información Hidrogeológica disponible:**

Del estudio de WMC se obtiene como información que Los yacimientos se encuentran en una zona de fallas localizadas e intensa alteración. La geología del área consta de lavas volcánicas, rocas ígneas y tobas que yacen sobre rocas de edad cretácica penetradas, en algunas áreas, por roca intrusivas.

“La zona superior de agua subterránea de roca meteorizada representa una zona de ínter flujo intermedio o flujo de paso que puede ser de naturaleza efímera. Se observa también que la circulación del agua subterránea está limitada a las zonas de fractura tales como las fallas. El lecho rocoso fresco es de menor permeabilidad y tiene menor presencia de agua subterránea.”(6)

## **2.6 Información Hidroquímica disponible:**

Se puede rescatar del estudio de WMC los ensayos realizados entre agosto del 2001 y Marzo del 2004. Donde concluyen que las aguas son generalmente de naturaleza neutra con pH variables entre **6.8** y **7.4**.

Las concentraciones de sólidos disueltos son menores que **100mg/l** en todos los casos.  
(7)

(6) Cita Informe WMC – Pág. iii – Resumen Ejecutivo – Hidrogeología.

(7) Pág. iii – Resumen Ejecutivo – Hidroquímica.

## **2.7 Información Sistema abastecimiento de agua a la mina:**

Los cursos de agua más importantes cercanos a la mina que pueden abastecer la demanda de agua requerida, estimada en 28.9 lit/sg para un periodo de 3 años de sequía y un T=100 años (*Ver Llamada (2)*) son:

- La Quebrada Bramadero.
- La Quebrada El Cedro.
- Río Pisit.

En el estudio de WMC se plantearon tres opciones de abastecimiento de agua

(*Ver Llamada (3)*) de las cuales se tomó como definitiva la opción N° 3. (*Ver Anexos -*

Plano EB-AG-01-HBG) La cual utiliza el suministro otorgado por la Quebrada Bramadero, apoyado con la extracción de agua desde el Río Pisit solamente en los meses de excedencia.

El sistema de abastecimiento se diseñó en base a la premisa mencionada para una sequía de diseño severa constante de tres años secos con periodo de retorno de 100 años. “La probabilidad de que la sequía de diseño ocurra durante la vida de la mina (Estimada en 5 años) es de 5%”.(8)

a. Se puede rescatar de las obras de toma:

Cota aproximada de la obra de toma 3250 m y fue proyectada para excluir sedimentos gruesos (gravas), acarreadas por la quebrada en las crecidas.

Se propone un desarenador, cuyo propósito es del de decantar sedimentos hasta el tamaño de arenas finas, esta estructura consta de un canal de entrada, un cuenco decantador, un vertedero de rebose y una compuerta de purga.

(8) Pág. 16 – Tabla 2.8 Riesgo falla suministro agua – Capitulo 2 – Estudio WMC.

b. Se puede rescatar de la presa en la Quebrada Bramadero:

Para el vertedero se tomó datos del estudio de WMC, como la crecida de diseño para un periodo de retorno de 500 años; Con el Modelo hidrológico HMS se simuló la cuenca de la Qda. Bramadero con el embalse para laminar la crecida. El pico de la crecida de diseño resultó ser de 20 m<sup>3</sup>/sg. para una precipitación máxima estimada en 101 mm. en 24 horas con periodo de retorno de 500 años. (9)

### **2.8 Información Balance de aguas e impactos hidrológicos potenciales:**

Se pudo rescatar del estudio de WMC, los resultados de análisis de los impactos del bombeo de caudales desde el río Pisit. Los impactos en el Río Pisit, serán limitados a los meses de menor caudal, por lo que los caudales en estos meses permanecerán inalterados.

Se indica también que no existe una diferencia significativa entre el impacto de una sequía de 10 años y 50 años.

En promedio, el impacto durante los meses excedentes es una disminución de caudales en el río Pisit aproximadamente entre un 10% a un 15% del caudal original.

El impacto mayor durante la sequía de diseño ocurre durante el tercer año ya que es el año más seco de la secuencia. En promedio el impacto durante los meses excedentes para este último año de la sequía es una disminución de caudales en el Río Pisit de aproximadamente un 17% del caudal original. (10)

(9) Pág. 11 – Tabla 2.5 Precipitación máx. 24 horas - Capítulo 2 – Estudio WMC

(10) Pág. ix – Resumen Ejecutivo. – Estudio WMC

### **2.9 Premisas obtenidas del Estudio Hidrológico:**

- Respetar la provisión a las operaciones de la Mina con el caudal constante de 28.9 lit/sg. En forma ininterrumpida para las condiciones hidrológicas de diseño en una sucesión de tres años secos con un periodo de retorno de 100 años.
- El volumen total del embalse será el requerido para satisfacer las demandas tanto de la mina como el de las necesidades agropecuarias. Calculo de volúmenes con datos proporcionados en el informe.
- Se evitara el bombeo del río Pisit durante los meses de estiaje comprendido en el mes de Junio, Julio, Agosto, septiembre y parcialmente octubre.
- Las operaciones de bombeo se realizaran desde mediados del mes de octubre hasta el mes de Mayo, utilizando la capacidad total durante los tiempos de lluvia.

### **D. DATOS REFERENCIALES: ESTUDIO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO PRELIMINAR, EJECUTADO POR KNIGHT PIÉSOLD CONSULTORES / COMPLEMENTADO IGERSA.**

El estudio geotécnico elaborado por Knight Piésold, contiene en general, los resultados del levantamiento geológico local con incidencia en los aspectos geomorfológicos, secuencia estratigráfica donde se identifican rocas volcánicas de borde de caldera, infra caldera y domos e intrusiones sub.-volcánicos; también se incluye una breve descripción de los aspectos de geodinámica externa, con mayor énfasis sobre las áreas de influencia del yacimiento San Pedro Sur y plataforma de lixiviación.

### **2.10 Investigaciones de Campo:**

Las investigaciones geotécnicas de campo se basaron en la ejecución de una serie de perforaciones diamantinas de prospección, excavación de calicatas, densidad y humedad

natural, algunas pruebas de permeabilidad del tipo Lefranc en suelos y rocas sueltas, y del tipo Lugeón en rocas masivas de mejor calidad.

### **2.11 Investigaciones de Laboratorio:**

Las muestras de suelos y rocas recolectadas en el campo, han sido procesadas en el laboratorio mediante ensayos estándar para determinar propiedades índice y de clasificación de suelos, y otras pruebas especiales que permiten determinar las propiedades geomecánicas e hidráulicas, como son:

En Suelos.- Consolidación, corte directo, corte triaxial, permeabilidad

En Rocas.- Resistencia a la compresión mediante pruebas de carga puntual.

Del cúmulo de información geotécnica, son de utilidad para la presente tesis, las investigaciones realizadas en el área del botadero de desmonte de construcción (por extrapolación), y en las áreas de depósito de materiales impermeables, (canteras Pisit, y en reserva Alcaparrosa Este y Alcaparrosa Oeste); y de rocas aflorantes en el cerro Cocán.

### **Resumen de Resultados**

Tabla 2.6 Canteras de Suelo Impermeable

Cantera	Volumen Explotación	Propiedades Geotécnicas							Clasif.
		<# 200	$\gamma_{nat}$	$\gamma_{max}$	Wopt.	Ll.	Ip.	Permeabilidad	SUCS
Cocán	10,000	58.2	1.45	1.60	19.4	50.0	21.0	3.3x10E-8	MH –(SM) CH-(SC)
PISIT	15,000	78.4		1.406	32.1	55.0 57.0	15.0 17.0	7.8x10E-8	MH-(S), MH-(S)
Alcaparrosa Este	40,000	46.7		1.727	18.0	50.0	19.0	1.4x10E-7	SM
Alcaparrosa Norte	15,000	76.9		1.504	23.2	77.0 79.0 73.0	37.0 18.0 20.0	4.1X10E-8	MH, SM, MH

## **2.12 Estudios complementarios:**

Se ejecutaron perforaciones de prospección profunda mediante sondajes diamantinos y prospecciones superficiales mediante la excavación de calicatas de hasta 3.0 m de profundidad.

Las perforaciones se ejecutaron en el área de emplazamiento de la Presa Principal y el Dique lateral, mientras que las excavaciones de calicatas se realizaron en el vaso de embalse y en la cantera de finos Cocán hasta alcanzar el Basamento de roca.

\*(Ver Anexo – Plano EB-PG-01-HBG)

Complementariamente se realizan pruebas in-situ de permeabilidad utilizando los métodos de Lefranc y Lugeón en las perforaciones diamantinas así como en los 3 piezómetros tubulares tipo Casa grande.

En las calicatas se han realizado pruebas de densidad y humedad naturales, permeabilidad método del pozo abierto (excepto en las de cantera) y la recuperación de muestras representativas perturbadas y no perturbadas.

Las investigaciones geotécnicas tienen por objetivo, obtener la mejor relación de características físicas, propiedades geomecánicas e hidráulicas de los materiales del subsuelo que interesan a la cimentación de las estructuras hidrotécnicas del embalse, tales como la presa principal, dique lateral, vertedero y canal de control de demasías y del propio vaso, en cuya extensión se almacenará el agua para el abastecimiento a las operaciones de la mina.

Las propiedades geomecánicas definen básicamente, el comportamiento estructural de las obras, en presencia de la actividad de cargas inducidas por el sistema del embalse (presa, carga hidráulica y componentes), en tanto que, las propiedades hidráulicas definen la capacidad retentiva del sistema interactuante, es decir vaso → subsuelo → presa y/o dique.

En los cuadros que se adjunta, se presenta un resumen de resultados de las investigaciones efectuadas.

## INVESTIGACIONES GEOTECNICAS MEDIANTE PERFORACION DIAMANTINA

Tabla 2.7 – Ubicación de perforaciones

SONDEO N°	UBICACIÓN			PERFORACION	
	COORDENADAS		NIVEL	Fecha	LONGITUD
	NORTE	ESTE	(m.s.n.m)	De -- a	(m)
<b>ZPB-01</b>	9°246,055.75	733,599.38	3,517.50	08/09 – 09/09	25
<b>ZPB-02</b>	9°246,037.75	733,578.37	3,510.00	29/08 – 01/09	25
<b>ZPB-03</b>	9°246,027.75	733,563.38	3,522.00	13/09 – 14/09	25
<b>ZPB-04</b>	9°246,024.75	733,589.37	3,514.30	10/09 – 11/09	20
<b>ZPB-05</b>	9°245,765	733,504.00	3,523.00	15/09 – 16/09	10
<b>ZPB-06</b>	9°245,744	733,515.00	3,523	17/09 – 17/09	10

Tabla 2.8 – Estratigrafía perforaciones

SONDEO N°	MATERIAL SUELTO			ROCA DE BASAMENTO			OBSERVACION
	CLAS. SUELO			CLASIFICACION			
	ORGANICO	ARCILLA Y/O LIMO	RESIDUAL	MUY FRACTURAD	FRACTURAD	POCO FRACTURAD	
<b>ZPB-01</b>			0.00 – 1.70	1.70 – 9.50			PRESA
					9.50 – 17.0		
						17.0 – 25.0	
<b>ZPB-02</b>	0.0 – 0.70	0.70 – 1.10	1.10 – 1.40	1.40 – 3.00			PRESA
					3.0 – 11.0		
						11.0 – 25.00	
<b>ZPB-03</b>				0.00 – 0.60			PRESA
						6.0 – 9.0	
					9.0 – 14.0		
						14.0 25.0	
<b>ZPB-04</b>	0.0 – 0.50	0.50 – 1.40	1.40 – 1.90	1.40 – 3.80			PRESA
					3.80 – 10.0		
						10.0 – 15.0	
				15.0 – 20.0			
<b>ZPB-05</b>	0.0 – 0.50	0.50 – 1.50	1.50 – 1.90	1.90 – 4.0		4.0 – 10.0	DIQUE
<b>ZPB-06</b>	0.0 – 0.30	0.30 – 1.00	1.00 – 1.60	1.60 – 4.0		4.0 – 10.0	DIQUE

Tabla 2.9 – Permeabilidad perforaciones

SONDEO N°	PERMEABILIDAD			OBSERVACION
	TRAMO	LUGEON	LEFRANC	
	De -- á	UL ( lit/sg./m)	Cm/seg.	
<b>ZPB-01</b>	3.5 – 6.65		4.04x10E-6	PRESA
	6.65 – 9.50		2.77x10E-6	
	10.0 – 15.0	0.61	7.93x10E-6	
	15.0 – 20.0	0.67	8.71x10E-6	
	20.0 – 25.0	0.12	1.56x10E-6	
<b>ZPB-02</b>	1.10 – 1.80		1.28x10E-4	PRESA
	1.80 – 2.40		6.68x10E-5	
	5.0 – 10.0	1.08	1.40x10E-5	
	10.0 – 15.0	9.25	1.20x10E-4	
	15.0 – 20.0	9.54	1.24x10E-4	
	20.0 – 25.0	4.48	4.48x10E-5	
<b>ZPB-03</b>	3.50 – 5.0		7.92x10E-6	PRESA
	5.0 – 10.0	13.31	1.73x10E-4	
	10.0 – 15.0	1.18	1.53x10E-5	
	15.0 – 20.0	1.63	2.12x10E-5	
	20.0 – 25	1.53	1.98x10E-5	
<b>ZPB-04</b>	2.40 – 4.40		8.80x10E-6	PRESA
	5.0 – 10.0	1.17	1.52x10E-5	
	10.0 - 15.0	2.85	3.71x10E-5	
	15.0 – 20.0	15.72	2.04x10E-4	
<b>ZPB-05</b>	5.0 – 10.0	10.94	1.42x10E-4	DIQUE
<b>ZPB-06</b>	5.0 – 10.0	10.83	1.41x10E-4	DIQUE

**INVESTIGACIONES GEOTECNICAS MEDIANTE EXCAVACION DE CALICATAS**

Tabla 2.10 – Ubicación calicatas

CALICATA	FECHA	UBICACION			PROFUND.
	Excavación	Coorden.	Coorden.	Elevación	Excavación
		Norte	Este	m.s.n.m	(m)
CPB-01	27-Ago	9'246,007	733,620	3,513.90	0.9
CPB-02	29-Ago	9'245,917	733,600	3,519	2.2
CPB-03	30-Ago	9'246,007	733,708	3,516	2
CPB-04	31-Ago	9'245,936	733,695	3,516.70	1.6
CPB-05	01-Sep	9'246,019	733,743	3,516.40	1.7
CPB-06	02-Sep	9'245,781	733,588	3,522	1.6
CPB-07	04-Sep	9'245,844	733,660	3,517.40	2.2
CPB-08	06-Sep	9'245,854	733,743	3,519	2.5
CPB-09	07-Sep	9'245,949	733,763	3,518.20	2.5

Tabla 2.11– Estratigrafía calicatas

CALICATA	CLASIFICACION DE SUELOS			ROCA
	Orgánico (m)	Arcilla y/o Limo (m)	Suelo Residual (m)	Basamento (m)
<b>CPB-01</b>	0.0 – 0.55	0.55 – 0.7		0.7 – 0.90
<b>CPB-02</b>	0.0 – 0.80	0.8 – 1.30	1.9 – 2.20	2.2
		1.5 – 1.90		
<b>CPB-03</b>	0.0 – 0.50	0.5 – 1.60		1.6 – 2.00
<b>CPB-04</b>	0.0 – 0.40	0.5 – 0.90	0.9 – 1.40	1.4 – 1.60
<b>CPB-05</b>	0.0 – 0.80	0.8 – 1.30		1.3 – 1.70
<b>CPB-06</b>	0.0 – 0.60	0.6 – 1.20	1.2 – 1.60	1.6
<b>CPB-07</b>	0.0 – 0.40	*0.9 – 1.50	1.5 – 1.90	1.9 – 2.20
<b>CPB-08</b>	0.0 – 0.50	0.5 – 1.60	1.6 – 2.40	2.4 – 2.50
<b>CPB-09</b>	0.0 – 1.30	1.3 – 1.80	2.2 – 2.50	2.5

Tabla 2.12 – Permeabilidad calicatas

CALICATA	PERMEABILIDAD IN SITU		Densid.	OBSERVACION
	Método Pozo Abierto		Seca	
	Tramo	Ko. = cm./seg.	Tn/m3.	
<b>CPB-01</b>				
<b>CPB-02</b>	0.8 – 1.30	K1=1.65x10E-6	0.81	
	1.4 – 1.90	K2=3.65x10E-7	1.91	
<b>CPB-03</b>	0.6 – 1.10	K3=1.37x10E-6	0.96	
	1.1 – 1.60	K4=1.01x10E-6		
<b>CPB-04</b>	0.4 – 0.90	K5=1.88x10E-6	0.79	
<b>CPB-05</b>	0.8 – 1.30	K6=2.21x10E-6	1.14	
<b>CPB-06</b>	0.6 – 1.10	K7=2.17x10E-6	0.96	
<b>CPB-07</b>	0.8 – 1.30	K8=2.47x10E-6	0.94	* Horizonte grava
<b>CPB-08</b>	0.5 – 1.00	K9=2.32x10E-6	1.1	
<b>CPB-09</b>	1.3 – 1.80	K10=2.44x10E-6	1.16	

## 2.13 Geología Local

### *a) Geomorfología*

En el área de emplazamiento del embalse, la morfología presenta un valle extendido, de baja a moderada pendiente de sus laderas. Interiormente en el vaso, se observan ondulaciones de poca altura, y hacia el Norte, se presenta la zona de estrechamiento dando inicio a la quebrada Bramadero cuya morfología corresponde a una incisión volcánica en “V”. Debido a las condiciones morfológicas que favorecen la seguridad y la economía, se ha seleccionado dicho estrechamiento para la ubicación de la presa principal del embalse.

### *b) Geología*

El embalse se ubica dentro de la franja volcánica de la región Cajamarca, formación que se caracteriza por la presencia del Grupo Calipuy La cobertura volcánica cenozoica que regionalmente sigue una franja NWSE, entre los 7°-8° S se presenta débilmente plegada y se compone de secuencias de lavas y piroclásticos intercalados con horizontes sedimentarios (fluviales y lacustres). Y dentro de ésta, se encuentra como miembro el volcánico Llama perteneciente al terciario inferior.

### *c) Litoestratigrafía*

Se reconocen unidades litoestratigráficas constituidas por formaciones volcánicas terciarias, inferior y medio. Las unidades que interesan, son:

Volcánico Llama: son rocas volcánicas piroclásticas, lávicas, derrames andesíticos, intrusivos y derrames basálticos.

Depósitos cuaternarios: Horizonte superficial orgánico, seguido de un banco de arcilla plástica y en el contacto con la roca, suelos residuales producto de la meteorización de la roca base.

### *d) Geología Estructural*

Las rocas que afloran en el lugar del embalse, presentan estructuras irregulares y varios sistemas de fracturamiento, las cuales, agrupadas convenientemente nos han permitido establecer una clasificación geomecánica.

Las rocas aflorantes en el entorno del Embalse, presenta en general, hasta tres (03) sistemas de fracturamientos, cuya clasificación geomecánica en el sistema RMR – Bienawski es como sigue:

1° Sistema: N72° - 30°SE; N72° - 55°SO

2° Sistema: N203° - 73°NE; N203° - 77°SO

3° Sistema: N95° - 5.5°SO; N100° - 6°NE.

Valuación geomecánica RMR = 64; Roca Buena – Tipo II.

Tabla 2.13 CLASIFICACION RMR – BIENIAWSKI

PARAMETROS DE CLASIFICACION	DESCRIPCION	VALUACION
Resistencia de la roca inalterada	100 – 200 Mpa.	12
RQD, (Rock Quality Designation)	50 – 75 %	13
Espaciamiento de Juntas	< 1.0 m.	20
Estado de las fisuras	Superficies algo rugosas, separación +/- 1.0 mm.	12
Agua subterránea	Paredes de roca sueva. Menor de 20 lts/min.	7
Valuación Total y Clasificación	Regular a Buena Roca	64
TIPO DE ROCA	III á II	

## **2.14 Resultados de las Investigaciones Geotécnicas de Campo y Laboratorio**

### *a) Presa Principal*

Suelo orgánico: Aproximadamente el 15 % del área de terreno en el emplazamiento de la presa, contiene una cobertura de suelo orgánico en matriz de limo y/o arcilla arenoso. Este material no es apropiado para la cimentación de la presa, por lo que deberá ser eliminado íntegramente.

Suelo Residual: Producto de la alteración in situ de la roca de basamento; se localiza por zonas y con espesor máximo de 1.30 m. Este material necesariamente debe ser eliminado en la franja de cimentación del núcleo impermeable de la presa.

En las zonas de cimentación de los espaldones, este material puede quedar formando parte del sub suelo de cimentación, siempre y cuando se compruebe su buena compacidad y/o consistencia que garanticen confiable capacidad de carga.

Roca de Basamento: El 85% del área de emplazamiento de la presa está ocupada por los afloramientos de la roca, presentándose intensamente fracturada y alterada superficialmente, las que van en disminución paulatina con la profundidad, en virtud de los resultados de las prospecciones diamantinas profundas.

Desde el punto de vista estructural, se distinguen dos (02) niveles de calidad de la roca, los mismos que se relacionan con el grado de fracturamiento, grado de meteorización, propiedades geomecánicas como la dureza, resistencia compresiva, porcentaje de recuperación RQD y clasificación geomecánica RMR. Para ser diferenciadas, se han establecido los siguientes niveles estructurales:

#### Nivel Estructural 01:

Roca tobácea de origen volcánico, amorfo, color rojizo/violáceo y transiciones beige a gris, intensamente fracturada y meteorizada. La calidad de la roca (RQD) es relativamente baja (< 20 %), aunque el porcentaje de recuperación en las perforaciones supera el 70 % en promedio.

En concordancia con la evaluación geomecánica y las pruebas hidromecánicas, este nivel de roca es de mediana competencia con una capacidad de carga en compresión de 4.0 á 6.0 Kg./cm<sup>2</sup> (admisible), y con un grado de conductividad hidráulica comprendida de  $K_o = 10E-4$  á  $10E-5$  cm./seg., que define de mediana a baja permeabilidad.

#### Nivel Estructural 02:

Basamento volcánico, tobáceo de color violáceo a gris blanquecino, poco fracturada a fracturada (F2, F3), ligeramente meteorizada (W2) y resistencia masiva que supera los 100 Mpa. en compresión. En concordancia con las pruebas de permeabilidad a presión (Lugeon), la roca se caracteriza masivamente de “baja a muy baja permeabilidad”, en virtud de los resultados que consignan de 0.5 á <10.0 UL (unidades Lugeón) los que representan de conductividad hidráulica de  $10E-6$  cm./seg. a  $10E-4$  cm./seg.

#### *b) Dique Lateral:*

Suelo orgánico: desde la superficie del terreno hasta una profundidad máxima de 1.50 m, se encuentra la cobertura típica de suelo orgánico debido a la vegetación nativa de pastos e ichu de enraizado profundo. Con fines de cimentación del dique, este material debe ser necesariamente eliminado.

Suelo Residual.- capa de suelo en transición que sobre yace a la roca de basamento, de espesor promedio de 0.50 m, el cual puede considerarse apropiado para la cimentación del cuerpo del dique, siempre y cuando se compruebe durante la construcción, su buena compacidad y/o consistencia.

Roca de Basamento.- La roca tobácea encontrada subyacente a la cobertura de suelos, posee las mismas características estructurales de la roca de Nivel Estructura 01 en la zona de la presa principal. En cuanto a sus propiedades hidráulicas con un coeficiente

de permeabilidad  $K_o. = 10E-4$  cm./seg. califica a la roca de mediana a baja permeabilidad.

Los parámetros encontrados deberán tomarse en cuenta en el diseño de los elementos de impermeabilización del dique.

*c) Vaso de Embalse*

Suelo orgánico: de 0.40 m á 1.30 m. de espesor, cubierto superficialmente de vegetación nativa (pastos naturales e ichu), enraizados en matriz de suelo orgánico de muy húmedo a saturado, este, constituye una “protección natural” a los efectos erosivos de las aguas de escorrentía superficial de las laderas y fondo del vaso.

Capa de Arcilla Plástica y Arena Arcillosa Aluvial, materiales que se encuentran subyacentes al suelo orgánico, con espesor que varía de 0.50 m. a 1.10 m. constituye naturalmente, un “Tapiz de Muy Baja Permeabilidad”. Los resultados de las pruebas de permeabilidad in situ y de laboratorio, califican de baja a muy baja conductividad hidráulica, ( $K_o.= 10E-5$  cm./seg.), garantizando la propiedad retentiva del vaso.

Suelo Residual y Basamento de Roca.- Materiales que se localizan subyacente a la cobertura de protección natural y tapiz impermeable; en general califican de baja permeabilidad, a través de las cuales, las posibilidad de filtración de aguas desde el vaso del embalse serán mínimas.

*d) Vertedero de Demasías*

En el 95% del área de emplazamiento de ésta estructura, se observa el afloramiento de roca tobácea, intensamente fracturada y alterada, cuya clasificación con fines de excavación se distribuye:

Roca suelta	80%
Roca Fija	20%

### *e) Geodinámica externa*

En el área de influencia del Embalse, no se observan procesos geodinámicos que signifiquen riesgo a la seguridad y estabilidad de las obras proyectadas. Se debe fundamentalmente, a la ausencia de nevados o lagunas de agua embalsada en las zonas de cabecera del embalse, en particular, descartándose la eventualidad de ocurrencia de algún fenómeno relacionado con avalanchas o desbordes.

El relieve morfológico ondulante y de suave pendiente en la zona del proyecto, así como los afloramientos de roca volcánica de baja a moderada altura que circundan la zona, garantizan su estabilidad, excluyendo los peligros de deslizamientos o derrumbes que puedan afectar la seguridad de las obras.

Los únicos fenómenos activos que afectan al área del proyecto son los procesos erosivos por acción eólica y las escorrentías de agua superficial, siendo mayor la intensidad durante las temporadas de lluvia en la región. En el área del proyecto, la intensidad del fenómeno se ve atenuada debido a la protección natural que ejerce la capa orgánica la cual cubre la mayor parte de la superficie del terreno.

### **2.15 Premisas obtenidas del Estudio Geológico - Geotécnico:**

- Impermeabilización y Consolidación de la cimentación de la Presa principal y el Dique lateral - Debido a los resultados de conductividad hidráulica en la roca de fundación ( $K_o = 10E-4$  á  $10E-6$  cm./seg.), no se requiere la ejecución de inyección de impermeabilización; sin embargo, dado el intenso fracturamiento de la roca en el Nivel Estructural 01, es probable que se requiera el mejoramiento de la capacidad portante con fines de cimentación, por lo que se recomienda la ejecución de un mínimo de inyecciones de consolidación, especialmente en las zonas central y estribo derecho de la presa.
- En vista que la cobertura vegetal de superficie constituye la protección natural a los efectos erosivos de las aguas de escorrentía y la capa de arcilla subyacente con un alto grado de impermeabilidad ( $K_o=10E-5$  á  $10E-6$  cm./seg.), se recomienda no alterar por ningún motivo las condiciones naturales actuales, para la cual todos los caminos de acceso a las zonas de las obras deben ser ubicadas sobre la cota 3525.0 msnm., o en su defecto prever la restitución de la

vegetación natural al término de la ejecución de la obra y previo al llenado del embalse.

## **E. ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO**

No se cuenta con un estudio preliminar del “peligro sísmico” para la aplicación a las obras de ingeniería de la zona en estudio.

Por lo que se optó que para el Embalse Bramadero se use la información del “Estudio de Peligro Sísmico del Perú”, elaborado por el Dr. Jorge Alva H. /Ing. Jorge Castillo A. – 1993, para la evaluación correlacionada de la información tectónica y sismicidad instrumental de 20 fuentes asociadas al proceso de subducción y al proceso de reajuste del aparato andino.

Con este procedimiento, se determinaron los parámetros sismológicos dentro de un esquema estadístico confiable, obteniéndose mapas de “isoaceleraciones” para excedencias del 10% en períodos de retorno de 50 y 100 años.

Utilizaremos el valor de la aceleración sísmica que resulta de la interpolación de curvas de distribución en el mapa de isoaceleración que se adjunta, para el punto de ubicación del embalse.

Tabla 2.14 Valores de la aceleración sísmica de diseño

Coeficiente de aceleración máxima	amáx. = 0.38 g.
Coeficiente de aceleración de diseño	adis. = 0.19 g, (al 50% de a máx.)

# CAPITULO. 3 EMBALSES

## A. DEFINICIÓN

Un Embalse es una acumulación artificial de agua cuya particularidad radica en que puede ser vaciado parcial o totalmente por gravedad o por aspiración.

Desde el punto de vista de riego, se puede definir el Embalse como un lago artificial construido para almacenar agua durante la estación de mayor precipitación y luego distribuirla durante la estación de sequía, esta es una condición netamente en función a las condiciones meteorológicas de las zonas de emplazamiento.

Se puede dar distintos usos a los embalses, como por ejemplo:

- Riego; usos domésticos e industriales, donde el beneficio; es el incremento de la producción agropecuaria. Suministro de agua para uso de las poblaciones y de las industrias. Como es el caso de la presente tesis.
- Control de inundaciones; Prevención de daños causados por desbordamiento durante la creciente, en defensa de las poblaciones y áreas cultivadas o industriales.
- Generación de Energía; protección y suministro de energía para usos domésticos e industriales.
- Navegación; facilidades de transporte por vía fluvial, permitiendo la navegación entre poblaciones.
- Control de sedimentos; pequeños embalses para control de sedimentos a otros embalses o a corrientes de agua. Control de erosión.
- Recreación.
- Mejoramiento de la piscicultura para usos industriales. Mejoramiento de la ecología vegetal y animal.

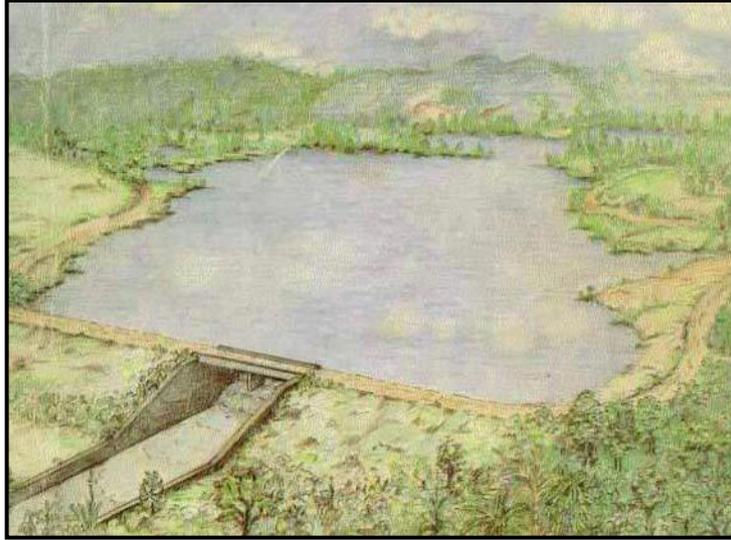


Fig. 3.1 Ilustración de un embalse. Villamizar C., A. 1989.

## **B. CLASIFICACIÓN**

Se pueden clasificar los embalses de la siguiente manera:

### **3.1 Según su función**

- Embalses de acumulación: retienen excesos de agua en períodos de mayor precipitación para ser usados en épocas de sequía.
- Embalses de distribución: no producen grandes almacenamientos pero facilitan regularizar el funcionamiento de sistemas de suministro de agua, plantas de tratamiento o estaciones de bombeo.
- Pondajes: pequeños almacenamientos para suplir consumos locales o demandas pico.

### **3.2 Según su tamaño**

Este tipo de clasificación se hace con fines estadísticos.

Tabla 3.1 Tamaño embalses.

Embalses gigantes	> 100,000 Mm3
Embalses muy grandes	100,000 Mm3 > > 10,000 Mm3
Embalses grandes	10,000 Mm3 > > 1,000 Mm3
Embalses medianos	1,000 Mm3 > > 1 Mm3
Embalses pequeños o pondajes	< 1 Mm3

Fuente: ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS. EMBALSES. M. E. GUEVARA

**Mm3:** millones de metros cúbicos.

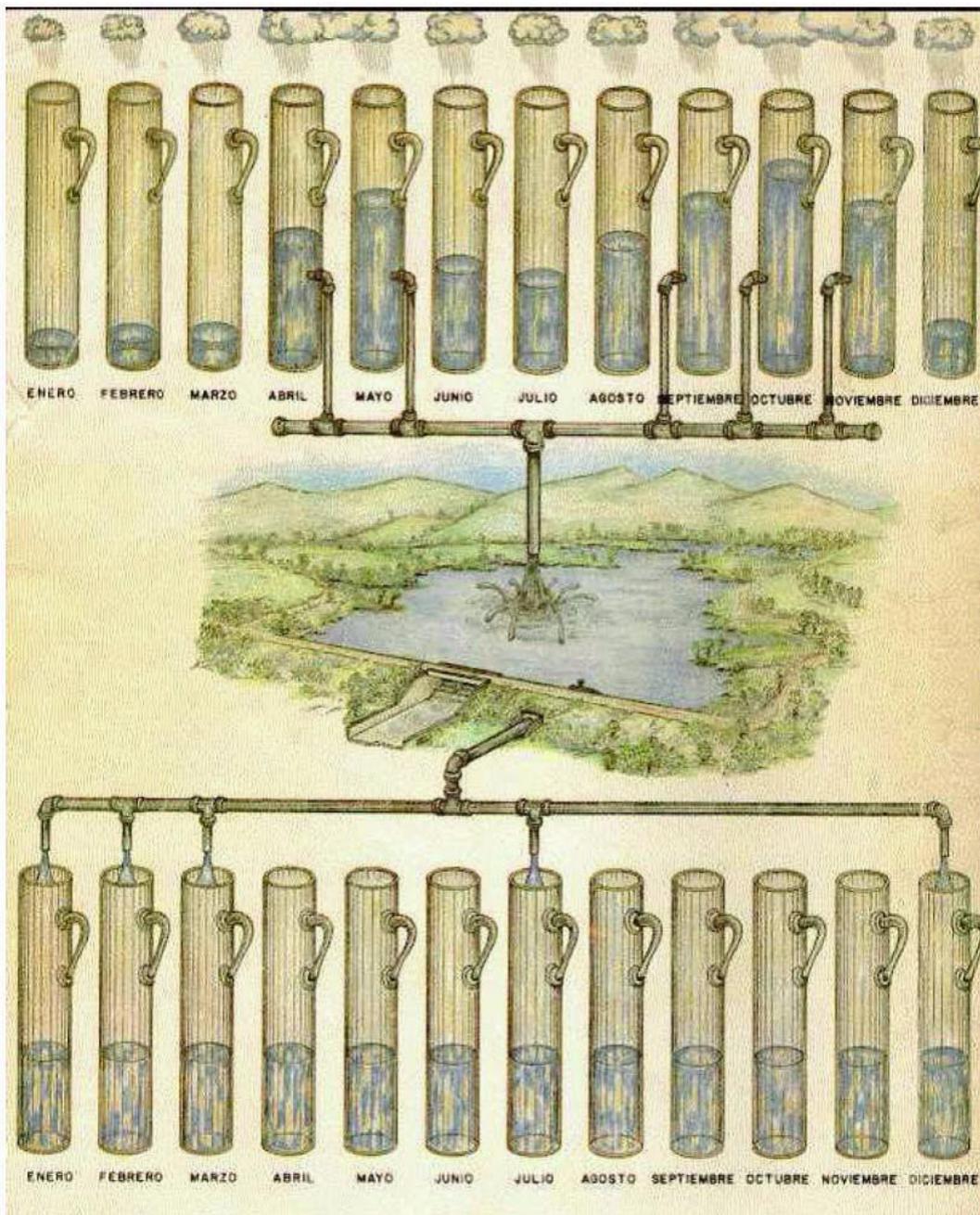


Fig. 3.2 Capacidad reguladora de los embalses. Villamizar C., A. 1989.

## **C. VENTAJAS DE LOS EMBALSES**

- Mejoramiento en el suministro de agua a núcleos urbanos en épocas de sequía.
- Aumento de las posibilidades y superficie de riegos.
- Incremento de las posibilidades de recreación.
- Mantenimiento de reservas de agua para diferentes usos.
- Incremento de vías navegables y disminución de distancias para navegación.
- Control de crecientes de los ríos y daños causados por inundaciones.
- Mejoramiento de condiciones ambientales y paisajísticas.

## **D. DESVENTAJAS DE LOS EMBALSES**

- Pérdidas en la actividad agroindustrial por inundación de zonas con alto índice de desarrollo.
- Cambios en la ecología de la zona.
- Alteraciones sobre el nivel freático.
- Evaporación de embalses e incremento en la humedad atmosférica.
- Traslado de asentamientos humanos siempre difíciles y costosos.
- Inestabilidad en los taludes.
- Posible incremento de la actividad sísmica, especialmente durante el llenado de embalses muy grandes.

## **E. CONSIDERACIONES PARA LA SELECCIÓN DEL SITIO DEL EMBALSE**

En primer lugar se debe tener una adecuada capacidad, esta es definida por la topografía de la zona requerida. Se debe obtener una relación mayor entre el agua almacenada y el volumen de la presa.

Otro punto a tener en cuenta es la geología del sitio, desde un punto de vista de la filtración en el vaso del embalse, estudiando fallas, contactos y fisuras. Es de vital importancia, no solo en pérdidas de agua sino también porque ocasionan el ascenso del nivel freático modificando las condiciones de los suelos adyacentes.

Las mejores condiciones para un embalse las dan los suelos arcillosos o suelos formados por rocas sanas, las peores las dan los suelos limo-arenosos.

Como pudimos observar en el capítulo anterior, la zona del vaso para el embalse presenta suelos arcillosos y material orgánico que le proporciona al vaso un tapiz impermeable natural.

Si las filtraciones son muy grandes, se puede impermeabilizar el vaso, si es que resulta económico, sino es factible, el vaso no será apto para almacenamiento.

Se debe analizar la estabilidad de los taludes del embalse en la situación de desembalse, pues al estar lleno el vaso no se presenta problemas serios por el equilibrio de fuerzas originado. El área del embalse tampoco debe tener en lo posible vías importantes, ni edificaciones de reubicación costosa.

Los aportes de agua de la cuenca hidrográfica deben ser suficientes durante los períodos de lluvia para llenar el embalse y poder suplir la demanda durante épocas de sequía; en otro caso, hay que estudiar la posibilidad de trasvases.

En el capítulo anterior, también se pudo observar que el aporte de la cuenca bramadero podría no satisfacer la demanda, por lo que sería necesario un bombeo desde el río Pisit, los cálculos y datos los veremos en capítulos posteriores. La calidad del agua es importante y está supeditada a las características de uso del embalse.

El impacto ambiental y social tanto aguas arriba como aguas abajo debe considerarse y evaluarse. La limpieza de la zona del embalse puede resultar costosa y debe considerarse a favor o en contra. Materias flotantes, árboles, y otros desechos pueden ser causa de problemas en el funcionamiento de las obras y en la explotación del embalse. La cuenca hidrográfica debe presentar pocos síntomas de erosión.

Por último y de un gran impacto en la selección del tipo de presas a utilizar es la ubicación de materiales para la construcción adyacentes al vaso de embalse.

## F. CAPACIDAD DE UN EMBALSE:

La capacidad de un embalse se refiere al volumen de agua contenido en el vaso de almacenamiento para una altura dada de la presa.

Para calcular la capacidad se utilizan los levantamientos topográficos de la zona de emplazamiento. Para esto, una vez fijado el sitio de la presa y la cota de fondo se medirán las áreas abarcadas para cada curva de nivel. Luego, se calcula la semisuma de las áreas entre curvas y multiplicado por la diferencia de cotas entre ellas se obtiene el volumen parcial para ese desnivel.

$$\Delta V = \frac{A1 + A2}{2} * \Delta h$$

$\Delta V$  = Volumen Parcial

$A1$  = Área Curva de Nivel 1

$A2$  = Área Curva de Nivel 2

$\Delta h$  = Diferencia de niveles

El volumen total se obtiene acumulando estos volúmenes parciales hasta la cota requerida.

$$V = \sum \Delta V$$

$V$  = Volumen Acumulado para un nivel determinado

$\Delta V$  = volumen parcial correspondiente a cada nivel

Una vez obtenidos los datos de volúmenes, se graficará la Curva de capacidad, con la cual podremos observar los volúmenes capaces de ser almacenados en el sitio, así como las áreas que serán inundadas para una altura de presa determinada.

Esta gráfica nos ayudará a seleccionar para una altura de presa la mejor alternativa de almacenamiento.

La curva Capacidad es la fusión de estas dos curvas:

1. Curva área-elevación: se construye a partir de información topográfica con los datos del área comprendida entre cada curva de nivel del vaso topográfico. Indica la superficie inundada correspondiente a cada elevación.
2. Curva capacidad-elevación: se obtiene mediante la integración de la curva área-elevación. El detalle y cálculo de la curva de Capacidad se verá en el Capítulo 4 – Cálculos Preliminares.

## **G. NIVELES CARACTERÍSTICOS**

### 3.3. Nivel de embalse muerto o nivel mínimo (NAMI):

Es el mínimo nivel de agua en el embalse, este debe exceder en capacidad al volumen de sedimentos depositados durante la vida útil.

### 3.4 Nivel normal del agua o nivel ordinario (NAMO):

Delimita superiormente al volumen útil del embalse, que es el que se aprovecha y gasta en función de diferentes propósitos.

### 3.5 Nivel forzado de agua o nivel máximo extraordinario (NAME):

Se presenta temporalmente durante la avenida máxima de diseño, este es evacuado por el vertedero de demasías.

En condiciones normales ocurre oscilación del nivel del agua entre el *NAMI* y *NAMO*.

Volumen total del embalse = volumen muerto + volumen útil + volumen forzado.

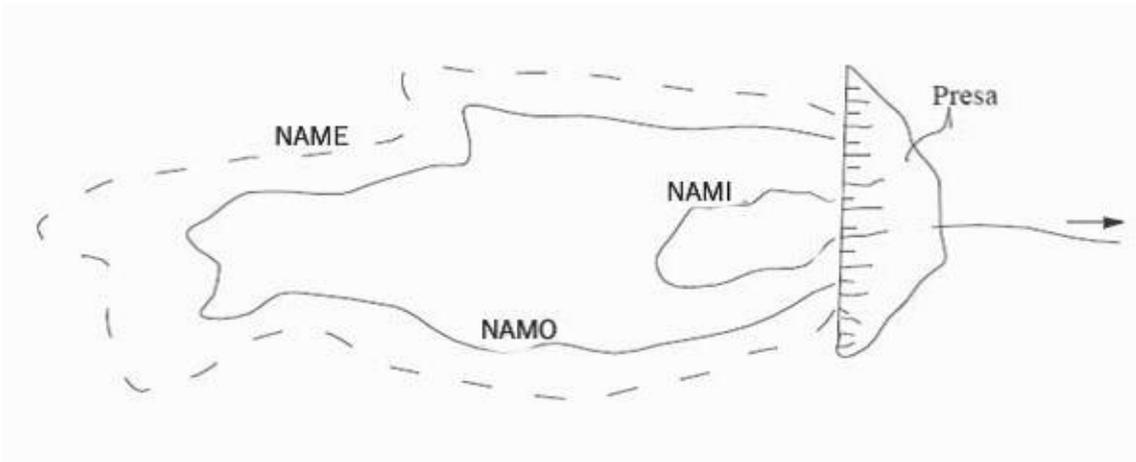


Fig. 3.3 Vista en planta de los niveles característicos de los embalses.

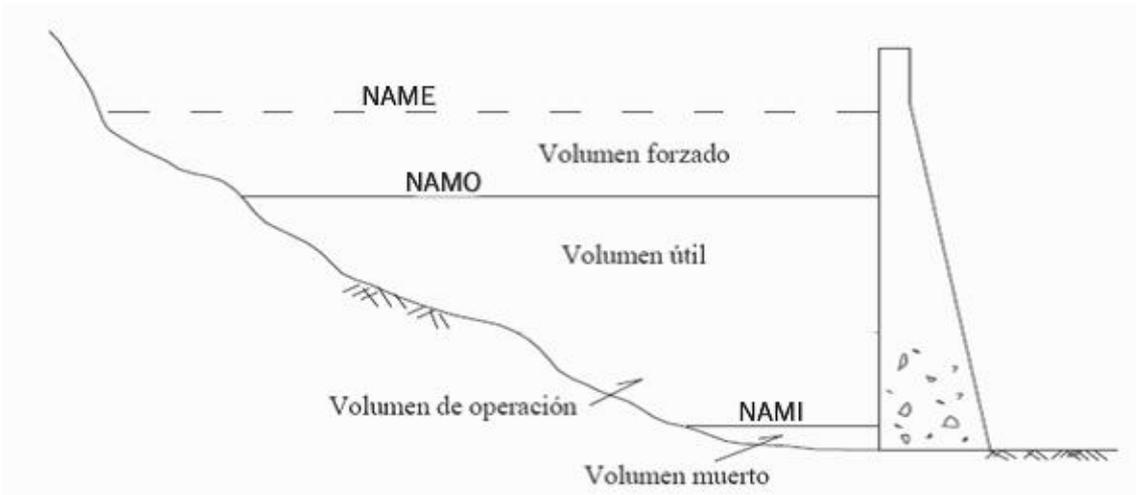


Fig. 3.4 Vista en planta de los niveles característicos de los embalses.

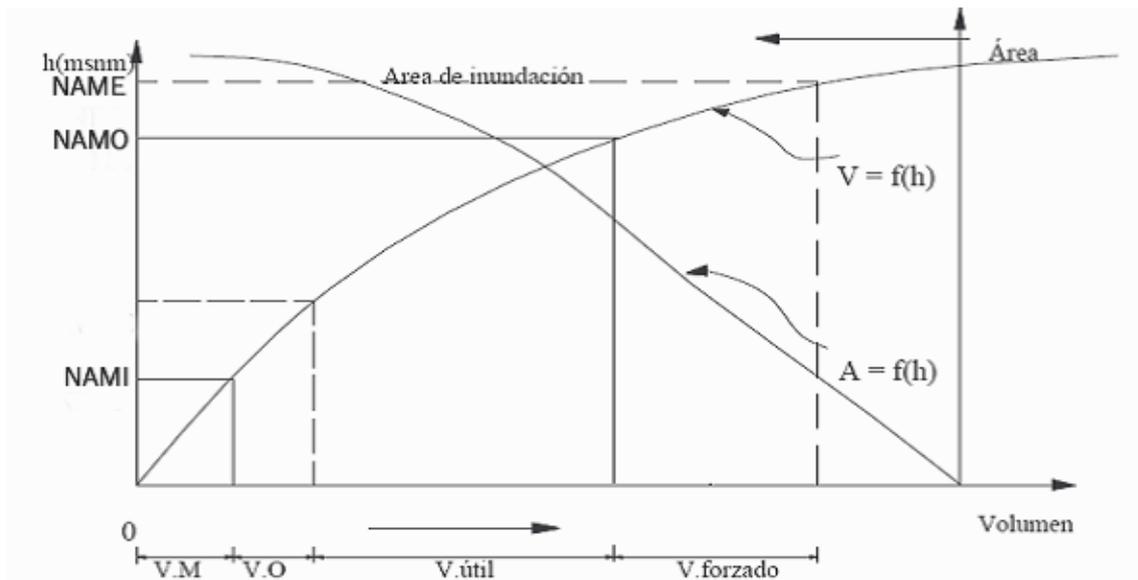


Fig. 3.5. Representación de la curva de capacidad.

## H. RENDIMIENTO DEL EMBALSE

Se define como la cantidad de agua proporcionada por el embalse en un intervalo específico de tiempo.

El rendimiento seguro es la cantidad máxima de agua que puede garantizarse durante un periodo crítico de sequía.

El rendimiento secundario es el agua disponible en exceso del rendimiento durante los periodos de precipitación máxima.

## I. PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA PLANEACIÓN DE UN EMBALSE

1. Cálculo del costo del embalse para varias alturas del llenado.
2. Cálculo del costo del beneficio que se puede obtener al garantizar una demanda para varias alturas de llenado.
3. Cálculo del beneficio neto.
4. Selección del sistema con mayores beneficios, considerando si es necesario y posible, otros factores como el social y el ecológico.

Al hacer una optimización de este tipo, se comprueba que el suministro de agua sin embalse puede proporcionar algún tipo de beneficio y por otro lado, que se llega un momento en que un incremento en la altura de la presa no significa un incremento en el beneficio neto. Esto se explica por el hecho de que no se puede extraer un recurso más allá de los aportes que suministra en un período determinado.

El estudio de costo beneficio fue realizado en el informe de Hidrológica WMC (a). Por lo que no se entrara en más detalles al tener como mejor opción la #3 que indica el abastecimiento mediante un embalse regulador en la quebrada bramadero y obras de toma con estación de bombeo en el río Pisit (Bombeo solo en meses precipitación máxima).

## **J. DISEÑO DEL EMBALSE**

En esta etapa veremos la determinación del tamaño del almacenamiento incluyendo el volumen muerto, útil, las pérdidas, volumen forzado y el borde libre.

### **3.6 Operación de embalses**

Es la simulación del comportamiento del embalse a través del tiempo.

Estas reglas de operación son deducidas con los datos hidrológicos actuales, por lo que la regulación que se establezca para el embalse debe ser ajustada de acuerdo a las condiciones reales de funcionamiento a presentarse en la vida útil de la obra.

Los estudios de operación se pueden dividir en tres tipos:

- Determinando la descarga óptima para almacenamientos largos o estacionales (anuales, mensuales). **Caso en estudio.**
- Hacer la operación del embalse para suplir las fluctuaciones de la demanda en horas picos (regulación horaria, diaria, semanal).
- Solo operación del embalse en épocas de sequía o de precipitaciones extremas.

(a) Fuente: Estudio WMC – Capítulo 3 “Sistema de abastecimiento de agua a la mina”.

La operación del embalse se hace para cualquiera de los siguientes casos:

- Determinar el volumen necesario a embalsar para suplir la demanda. **Caso en estudio**
- Determinar el consumo máximo que se puede garantizar si se tiene como limitante el volumen del embalse.
- Optimización del embalse multipropósito.

La operación de embalses se basa en las siguientes ecuaciones:

Ecuación de continuidad

$$\Delta V = V_{entra} - V_{sale}$$

$V\Delta$  = Cambio en el almacenamiento durante un período dado (semana, mes).

$V_{entra}$  = Aportes al embalse durante un período dado (semana, mes).

$V_{sale}$  = Caudales de demanda, vertimiento, pérdidas durante un período dado.

Las pérdidas en el embalse pueden ser por evaporación o por filtración.

$$\Delta V = V_f - V_i$$

$V_f$  = Almacenamiento al final del período

$V_i$  = Almacenamiento al inicio del período

La operación de embalse se realizará para un ciclo. Un ciclo está formado por el número de años para los cuales existen datos hidrológicos.

Se asume también que el caudal ocurrido en el pasado se repetirá en el futuro.

“Teóricamente se puede construir una presa en cualquier sección de un curso de agua pero no siempre resulta práctico hacerlo de modo que resulte segura, económica y de capacidad suficiente para suplir las necesidades de los usuarios.”

Fuente: Estructuras Hidráulica. Embalses. M. E. Guevara

El balance hidrológico de aportes y demandas, así como sus cálculos y procedimientos se detallan en el Capítulo 4. Cálculos preliminares

Se puede distinguir tres volúmenes característicos en los embalses:

- Volumen muerto
- Volumen Útil
- Volumen total

### 3.7 Determinación del volumen útil

Se consideran los siguientes criterios:

- Embalse lleno la mayor parte del año
- La operación del embalse a inicio de ciclo se considera a embalse lleno.
- El embalse se considera lleno cuando el volumen de almacenamiento es cero y desocupado cuando el volumen es igual al máximo valor.
- Solo cuando el embalse está lleno y el suministro sea mayor que la descarga se considerará rebose.
- Al final de la operación se debe tener un volumen igual al inicio de operación. La operación no termina hasta tener este ajuste.
- El volumen útil requerido es el mayor valor absoluto de la operación.
- El periodo crítico es el número de periodos de tiempo para su desembalse.

(\*) Los hidrogramas, el cálculo del volumen útil y procedimiento utilizado esta descrito en el capítulo 4 – Cálculos preliminares.

### 3.8 Determinación del volumen muerto del embalse

#### a) Aporte de sedimentos al embalse

Esta etapa de cálculo es importante, pues la acumulación de sedimentos ocasionan en el embalse una reducción de la capacidad de almacenamiento y pueden llegar a ocasionar problemas en el funcionamiento de tomas y descargas de agua.

Veamos antes una descripción del problema al que nos enfrentamos:

Los sedimentos son todas aquellas partículas transportadas en un flujo, ya sea por deslizamiento, rodamiento, o saltación; en suspensión o sobre el fondo del lecho.

Estos tienen su origen en el lecho, en las laderas del río y en la cuenca hidrográfica.

De aquí se distinguen tres clases de materiales en un cauce natural, considerando la resistencia que ofrecen a ser transportados por una corriente:

- Materiales no cohesivos o granulares, compuesto por partículas sueltas, su movimiento está supeditado al peso de cada partícula y su coeficiente de fricción.
- Materiales cohesivos, compuesto por partículas pequeñas y su movimiento está supeditado a la ruptura de la cohesión entre sus partículas (donde tendría un comportamiento granular)
- Rocas, este usualmente no es transportado, pero si esta fracturado puede comportarse como granular.

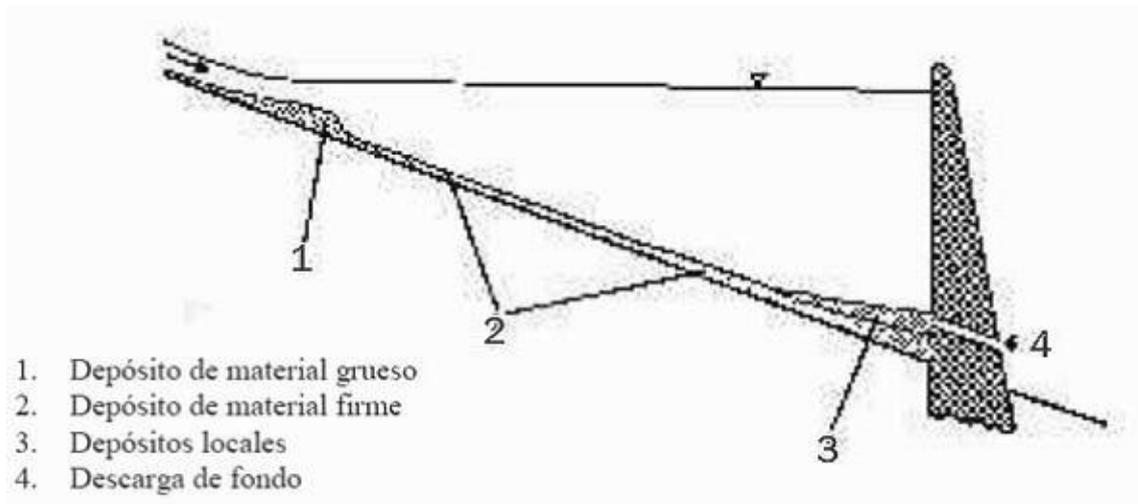


Figura 3.6. Distribución de sedimentos en un embalse.

Novak, P., Moffat, A.I.B., Nalluri, C. y Narayanan, R. 1990.

#### b) Problemas causados por los sedimentos

- Reducción del volumen útil, obstrucción de tomas.
- Calidad deficiente del agua, afecta a las plantas de tratamiento y desgaste a máquinas y tuberías.

Es posible calcular teóricamente el volumen de sedimento aplicando principios de mecánica de fluidos, pero la dificultad está en la adquisición de la información necesaria.

Para determinar el material suspendido se necesita recurrir a la toma directa de muestras de campo.

Para el dimensionamiento del volumen muerto de un embalse, se requiere contar con información de caudales máximos y de aporte y calidad de los sedimentos que llegan al embalse.

Se consideraran dos formas para calcular el volumen muerto teniendo en cuenta si se tienen o no información sobre caudal y sedimentos.

c) Cálculo del volumen

Teniendo en cuenta información de caudal y de sedimentos

$$VM = \frac{CQT}{\rho_{bt}} \times FC$$

**VM** = Volumen muerto (m<sup>3</sup> / Mm<sup>3</sup>)

**C** = concentración de sedimentos en un intervalo de tiempo  $\Delta t$  (Kg./m<sup>3</sup>)

**Q** = caudal máximo mensual (m<sup>3</sup>/s)

**T** = vida útil de la obra (años)

$\rho_{bt}$  = densidad volumétrica (Bulk) del sedimento al cabo de la vida útil del embalse, (Kg./m<sup>3</sup>)

**FC** = factor de conversión de unidades 1 año = 31'536,000 segundos

$$\rho_{bt} = \rho_{bt} + \beta \text{Log} T$$

$\rho_{bt}$  = densidad volumétrica (bulk) inicial [Kg./m<sup>3</sup>]

$\beta$  = coeficiente de consolidación

Tabla 3.2 Parámetros de densidad y consolidación – Fuente: Lane & Koelzer (1953)

Estado de embalse	Arena		Limo		Arcilla	
	$\rho_{b1}$ (Kg /m <sup>2</sup> )	$\beta$	$\rho_{b1}$ (Kg /m <sup>2</sup> )	$\beta$	$\rho_{b1}$ (Kg /m <sup>2</sup> )	$\beta$
Siempre o casi siempre lleno	1500	0	1050	90	500	250
Embalse algo bajo	1500	0	1185	45	750	170
Embalse casi vacío	1500	0	1275	45	950	100
Embalse normalmente vacío	1500	0	1320	0	1250	0

El volumen muerto se puede calcular en el tiempo considerado de la información hidrológica disponible (mes a mes o año a año).

El volumen muerto total en un año se obtiene sumando el volumen muerto obtenido para cada intervalo de tiempo  $\Delta t$  en un año y multiplicándolo por el número de años de vida del embalse.

También en casos donde no se tenga ningún tipo de información y de manera más conservadora se puede asumir que el volumen muerto se encuentra entre un 8% y un 12 % del volumen útil.

Del informe de WMC – Información hidroquímica disponible se puede rescatar que la concentración de sólidos disueltos son menores que 100 mg./l aproximadamente 0.1 Kg./m<sup>3</sup> para todos los casos analizados.

El cálculo del volumen muerto y procedimiento utilizado esta descrito en el capítulo 4 – Cálculos preliminares.

### 3.9 Pérdidas de agua en el embalse

#### a) Evaporación

Para el cálculo de la evaporación se debe tomar en cuenta el tamaño de la superficie libre del embalse. Y se puede calcular mediante la siguiente formula:

$$V_{ev} = 10AxE_vxC$$

$V_{ev}$  = volumen de agua evaporada [m<sup>3</sup>]

$A$  = superficie media del embalse [ha]

$$A = \frac{A1 + A2}{2}$$

$A1$  = área correspondiente al embalse lleno

$A2$  = área correspondiente al embalse vacío

$E_v$  = evaporación promedio [mm./mes]

$C$  = número de meses correspondientes al período crítico contados desde que el embalse está lleno hasta que esté vacío

Del informe de WMC – Información hidrológica disponible se puede rescatar que la Evaporación real proveniente de aguas abiertas es del orden del 70% de la evaporación de bandeja (Estimada en 900mm/año) por lo que la Evaporación real es de 630mm/año.

Como medida de seguridad se utilizara la evaporación de bandeja, asumiendo q el periodo crítico tendrá lugar en la época de sequía.

## b) Infiltración

Al igual que los otros cálculos, no siempre se cuenta con la información necesaria para el cálculo de la infiltración, por lo que se puede tomar para pequeños embalses un porcentaje del volumen útil.

Tabla 3.3 Pérdidas por infiltración en el embalse. Villamizar C., A. 1989.

Suelos del embalse	Infiltración mensual
Impermeable	1
Regular permeabilidad	1.5
Permeable	2 a 5

$$V_{\text{inf}} = Cx\% VU$$

$V_{\text{inf}}$  = Volumen de infiltración.

$\% VU$  = Porcentaje del volumen útil. (m3. /mes)

**C** = numero de meses correspondientes al periodo critico contados desde que el embalse esta lleno hasta q esta vacío

Tanto las pérdidas por evaporación como por infiltración se calculan para un período de tiempo igual al del déficit continuo de mayor duración. El cálculo del volumen de evaporación e infiltración y procedimiento utilizado esta descrito en el capítulo 4 – Cálculos preliminares.

El siguiente es un resumen de la distribución del agua en un embalse:

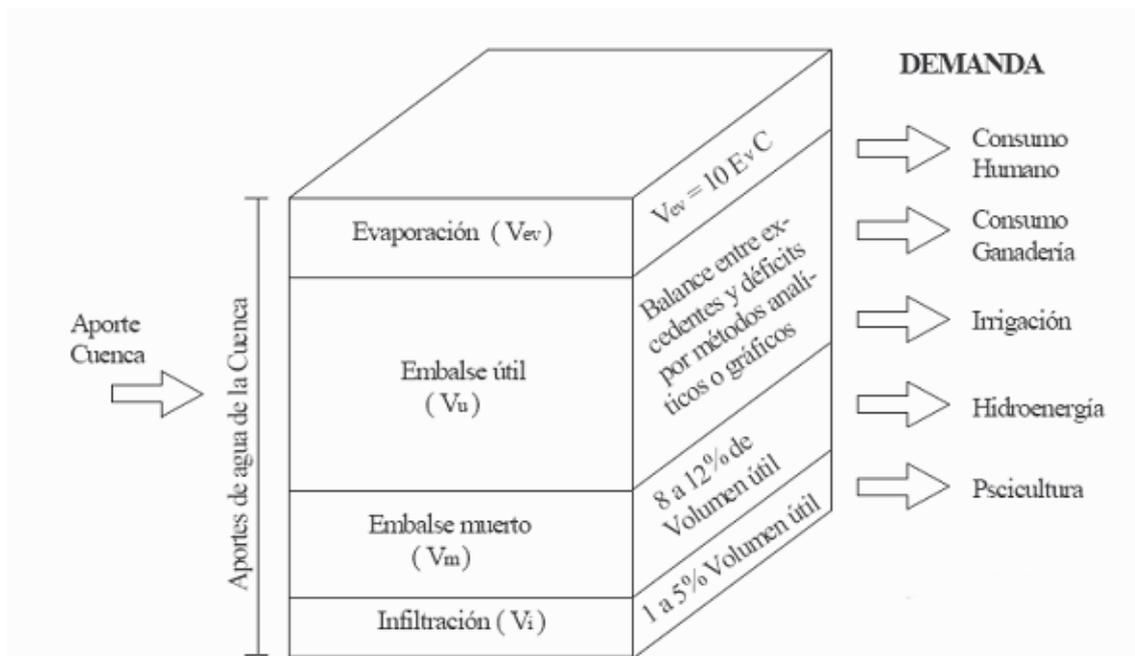


Fig. 3.7 Distribución del agua en un embalse. Villamizar C., A. 1989.

### 3.10 Acción del viento -Borde libre (BL)

Se entiende por borde libre a la distancia vertical entre el nivel máximo de agua y la corona de la presa.

Este sirve para evitar el rebosamiento por oleaje, algún asentamiento no previsto, una situación de tormenta mayor a la prevista, etc.

El valor estimado para pequeñas presas va de 0.5m a 3.0 m.

El borde libre debe tener en cuenta los siguientes aspectos de acuerdo con V. I. Ziparro y H. Hazen (1993):

- Altura de la ola generada por el viento
- Altura de trepada de la ola sobre la superficie de la presa
- Factor adicional de seguridad considerado necesario para tener en cuenta especialmente asentamientos de la presa, y sub. dimensionamiento del vertedero de rebose.

Para embalses pequeños la acción del viento se puede considerar con un factor de seguridad adicional en el borde libre de la presa.

El oleaje causado por el viento se calcula por medio de fórmulas empíricas de las cuales dos ejemplos son:

· Formula de Diakon

$$h_0 = 0.186xV^{0.71}xF^{0.24}xP^{0.54}$$

$V$  = Velocidad del viento [m/s]

$F$  = Fetch [Km.]

**Fetch** = Longitud máxima del embalse sobre la que sopla el viento dominante

$P$  = Altura de la presa [m]

· Formula de Stevenson – Molitor

$$h_0 = 0.0323x \overline{VF} + 0.76 - 0.272^4 \overline{F}$$

$h_0$  = Altura de la ola [m]

$V$  = Velocidad del viento [Km./h]

$F$  = Fetch [Km.]

Es recomendable calcular la altura de la ola para dos casos:

a) considerar la fetch para la dirección del viento dominante.

b) considerar la fetch para la dirección del viento no dominante pues esta combinación puede resultar en mayor altura de la ola.

a) Altura de trepada de la ola

“La ola sufre una sobre elevación al chocar contra la presa, por lo que en el cálculo del borde libre se debe tener en cuenta este efecto. Este se puede considerar incrementando la altura de la ola en un 30% “

*Cita: M. E. Guevara “Estructuras hidráulicas – Embalses”.*

Teniendo la información sobre la altura de la ola, el borde libre se puede estimar de la siguiente forma:

$$BL = \frac{4}{3} F_s h_0$$

$BL$  = borde libre

$4/3$  = factor que considera la altura de trepada de la ola sobre el paramento de la presa

$F_s$  = factor de seguridad. Puede tomarse igual a 1.5

$h_0$  = altura de la ola

Tabla 3.4 Borde libre para presas pequeñas. Bureau de Reclamación de los Estados Unidos.1987.

Fetch (Km.)	Borde libre	
	Normal (m.)	Mínimo (m.)
< 1.6	1.2	0.9
1.6	1.5	1.2
4.0	1.8	1.5
8.0	2.4	1.8
16.0	3.0	2.1

Las presas deben tener suficiente borde libre arriba del nivel máximo del embalse para que las ondas no puedan sobrepasar la cresta. El oleaje en un embalse es causado por el viento y por los movimientos propios del agua.

Del Estudio de Impacto Ambiental – Kingth Piesold (Mayo 2004) se puede rescatar que la velocidad del viento se encuentra entre 9 y 21 Km/h.

Las direcciones predominantes del viento en el área de estudio son N y NNE (Dato promedio mensuales)

El cálculo del borde libre y procedimiento utilizado esta descrito en el capítulo 4 – Cálculos preliminares.

## **K. ESTRUCTURAS QUE CONFORMAN LOS EMBALSES:**

Un embalse debe estar constituido por 3 estructuras básicas: La presa, el aliviadero y las obras de toma.

La presa o dique, es la estructura encargada de retener el agua y resistir su empuje.

Por lo tanto debe ser estable ante las cargas externas e internas, impermeable, no solo en sus estribos sino también en su cimentación.

El aliviadero o la estructura de descarga, es la estructura que se encarga de descargar, como su nombre lo dice, los excedentes que ingresen al embalse.

Es de vital importancia pues impide el desborde del agua por encima de la cresta de la presa evitando así un posible colapso.

Las obras de toma son un juego de estructuras donde intervienen la estructura de entrada, la transición y la salida. Sirve para trasportar las aguas del embalse hacia las zonas de riego o abastecimiento previsto con el caudal de diseño, de acuerdo a los niveles indicados de operación.

Estas obras de toma pueden incluir, como es el caso de esta tesis, tomas adicionales de agua para alcanzar los niveles que requiere, como es la toma en el Río Pisit y el consiguiente bombeo hacia el vaso del embalse.

## **L. CLASIFICACIÓN DE TIPOS DE PRESA**

### 3.11. Según la función

- a) Presas de embalse
- b) Presas de derivación

Ambos tipos elevan el nivel del agua y hacen posible su derivación.

La presa de embalse usualmente no están construidas para permitir el vertimiento de las aguas por encima, sino q poseen aliviaderos laterales, usualmente en presas de materiales sueltos, o vertederos combinados con la presa en caso de presas rígidas.

Su objetivo principal es el almacenar agua en los periodos de mayor precipitación y usarlos en los de sequía.

La presa de derivación tiene como objetivo primordial el incrementar el nivel del agua para ser desviado hacia algún sistema de conducción, el almacenamiento es un objetivo secundario.

### 3.12 Según como permitan el paso del agua

- a) Presas de sección sorda
- b) Presas de sección vertedora
- c) Presas de sección mixta

Las presas de sección sorda no permiten el vertimiento del agua por encima de su cresta, se usan aliviaderos y estructuras de conducción.

Las presas vertedoras permiten el agua a través de orificios en su cuerpo, para este tipo de presas se utiliza las presas de concreto. Están pueden estar reguladas por compuertas.

Las mixtas son aquellas presas que en una zona de su corona permite el vertimiento del agua manteniendo lo restante de su longitud sin verter.

### 3.13 Según la relación de esbeltez

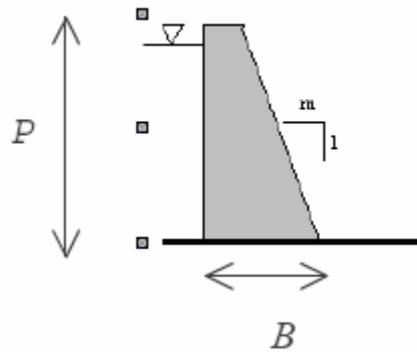


Fig. 3.8 Relación de esbeltez

$$\beta = B / P$$

$B$  = ancho de la base de la presa

$P$  = altura de la presa

Según la relación de esbeltez las presas pueden ser de cuatro tipos:

Tabla 3.5 Clasificación por esbeltez. Fuente: Presas rígidas M. E. Guevara A.

<b>Presas flexible</b>	$\beta \geq 1.0$
<b>Presas de concreto gravedad</b>	$0.6 \leq \beta < 1.0$
<b>Presas de arco gravedad</b>	$0.3 \leq \beta < 0.6$
<b>Presas de arco puro</b>	$\beta < 0.3$

### 3.14 Según la forma de trabajo estructural

a) Presas rígidas:

Las presas rígidas son básicamente construidas en concreto.

Pueden ser: masivas (gravedad), de contrafuertes o presas de gravedad aligeradas, y también de arco o que transmiten las fuerzas lateralmente.

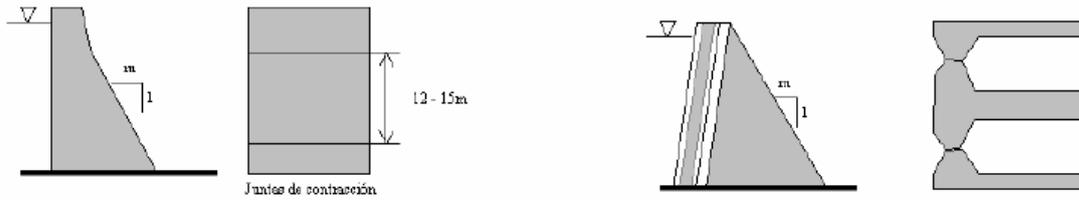


Fig. 3.9 Tipos de presas rígidas.

b) Presas flexibles:

Estas son rellenos de suelo y/o enrocado, cuya sección transversal es un trapecio como taludes bien tendidos de acuerdo a las condiciones y propiedades del material que lo conforma.

Pueden ser homogéneas y mixtas:

Las presas flexibles homogéneas y mixtas son aquellas estructuras construidas con tierra, o con una combinación de enrocado y núcleo impermeable de materiales finos.



Fig. 3.10 Tipos de presas flexibles.

3.15. Según la altura de presión creada por la presa

a) Presas altas

Se puede considerar alta a una presa con una altura de presión mayor a los 75m de altura.

#### b) Presas intermedias

La presión en este caso es media, con una altura comprendida entre los 25 y 75m.

#### c) Presas bajas

Estas son las presas con una presión menor a 25 m.

### 3.16. Clasificación según los materiales.

Esta es la clasificación más común y se basa en los materiales que conforman la estructura:

Presas de tierra, en las cuales el volumen principal del cuerpo de la presa se hace con suelos arcillosos, arenosos, o areno-gravoso de grano fino.

Presas de roca-tierra, en las cuales el volumen principal del cuerpo de la presa se hace de suelos de grano grueso y los elementos impermeables de suelos de grano fino.

Presas de enrocados, en las cuales el cuerpo principal de la presa se hace de materiales con grano grueso y los elementos impermeabilizantes de materiales aglutinados (pantallas impermeables).

### 3.17. Según el tipo de fundación

#### a) Presas sobre fundación rocosa:

Estas permiten la construcción de presas con cualquier altura de presión.

#### b) Presas sobre fundación no rocosa:

Se puede tener un límite de altura de presión media y baja (<30m).

### 3.18. Según la disposición en planta de la presa

El eje en planta de la presa puede ser recto, quebrado, curvo, etc.

Este alineamiento lo definen las condiciones geológicas y topográficas del sitio.

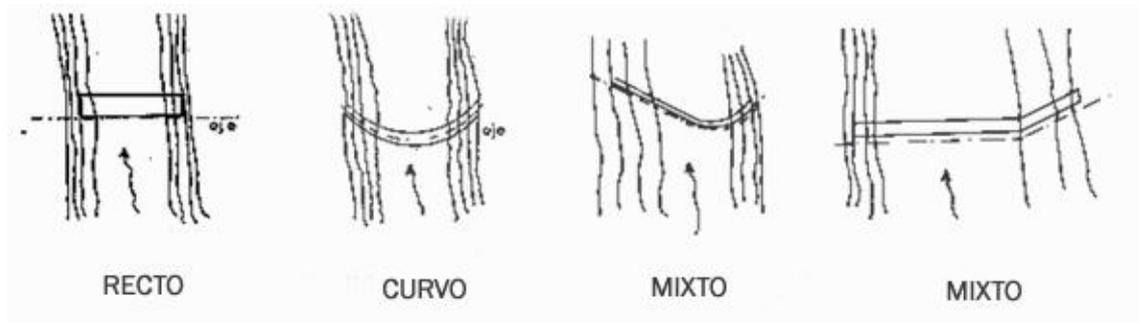


Fig. 3.11 Posibles ejes de presas. Fuente: Vega R.O. Arreguin C., F.I.1987.

## M. DESCRIPCION DE LOS TIPOS DE PRESA

### 3.19 Presas de tierra.

Una presa puede denominarse de relleno de tierra si es que los suelos compactados representan más del 50% del volumen colocado.

Esta se constituye principalmente de suelos seleccionados cuidadosamente para la ingeniería, de compactación uniforme e intensiva en capas más o menos delgadas, cuyo contenido de humedad es controlado.

Además se tienen requisitos para las cimentaciones más exigentes y presentan ventaja para los almacenamientos.

Son necesarios en este tipo de presas los aliviaderos o vertederos de demasías, dándole a estos las condiciones de trabajo necesarias para evitar cualquier tipo de deterioro o rebose, que puedan ocasionar daño o destrucción de la presa.

### 3.20 Presas de enrocamiento.

En estas presas se da estabilidad a una zona impermeable utilizando roca de todos los tamaños. Esta zona puede ser una capa de material impermeable, una pantalla de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, o cualquier otro material semejante.

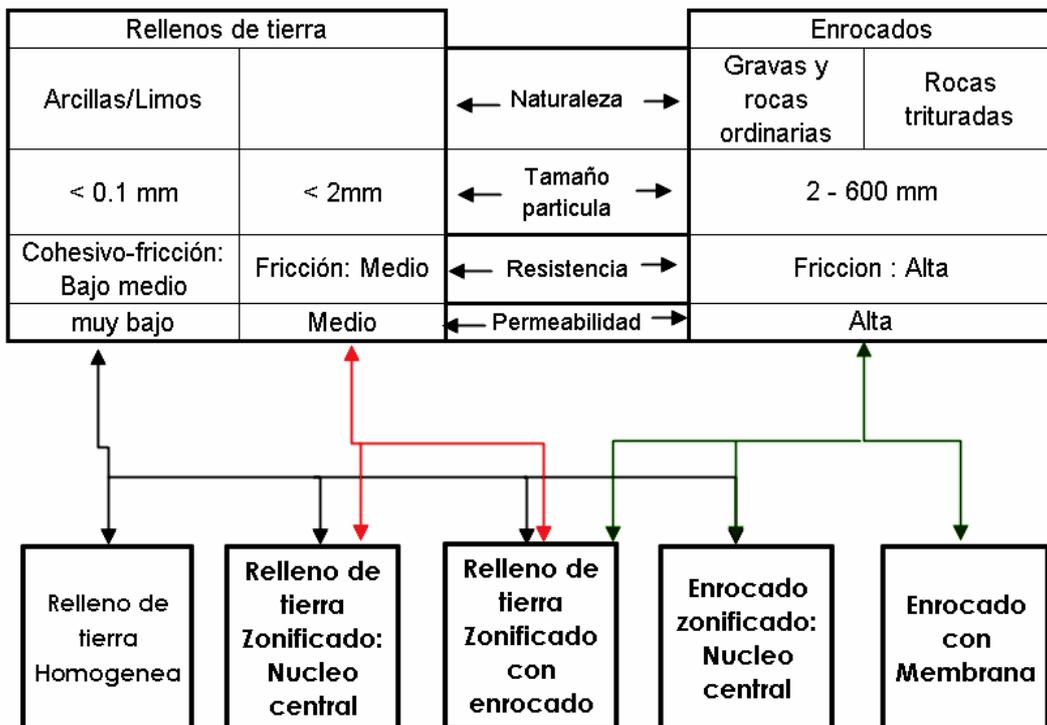
Uno de los tipos usados con frecuencia es el núcleo de material impermeable al centro o inclinado hacia aguas arriba.

Esta designación como presa de enrocado es apropiada cuando más de 50% del material de relleno se puede clasificar como roca (material friccionante de granulometría gruesa)

Este tipo de presa también necesita un aliviadero para evitar el rebose del agua.

La cimentación en este tipo de presas debe guardar las condiciones necesarias para evitar la ruptura de la zona impermeable, las más adecuadas sería la cimentación en roca.

Tabla 3.6 Tipos de presa según los materiales.



### 3.21 Presas de concreto del tipo de gravedad.

Estas son las presas rígidas, y dentro del grupo de estructuras de concreto se pueden distinguir a las de gravedad, masivas o aligeradas, y a las de arco, simple o doble curvatura.

Las de arco se pueden apoyar en contrafuertes.

No se entrará a más detalle sobre este tipo de presas pues no es este el objetivo de la presente tesis.

## **N. FACTORES FISICOS QUE GOBIERNAN LA SELECCIÓN DEL TIPO**

Para la elección del tipo de presa a utilizar se pueden evaluar diferentes factores, que requieren de experiencia en construcción de obras hidráulicas, solamente en condiciones excepcionales se podría afirmar que solo un tipo de presa es el conveniente o el más económico.

Influyen desde aspectos de diseño hasta la influencia de la mano de obra y del equipo que se disponga, el factor tiempo y cuan accesible sea el lugar de emplazamiento de la presa.

Se presentan a continuación, a grandes rasgos, algunas consideraciones para la elección del tipo de presa.

### 3.22 Topografía.

Este punto es uno de los de mayor influencia en la elección del tipo de presa, una quebrada angosta entre desfiladeros de roca, llanuras bajas, onduladas, etc.

Cuando se tienen condiciones medias, son los demás puntos los que toman importancia. La localización del vertedor es un factor importante que dependerá en gran parte de la

topografía local y que, a su vez, tendrá una gran importancia en la selección final del tipo de presa.

### 3.23 Hidrología

Las características hidrográficas de la cuenca pueden influir en la elección del tipo de presa, las limitaciones en el almacenamiento del vaso y la forma de la boquilla pueden dar factores predominantes para algunas presas vertedoras.

Un estudio de avenidas máximas nos daría una noción del peligro al que puede estar expuesta la presa y nos indicaría que tipo podría reaccionar mejor ante estas eventualidades.

El criterio final que se sigue es el más conservador ante el posible rebose de las aguas de avenida máxima y su consiguiente daño o destrucción de la presa.

### 3.24 Las condiciones geológicas y la cimentación.

Las características de la geología de la zona de emplazamiento escogida y la presencia de depósitos en el cauce, pueden ser factores decisivos en la elección del tipo de presa.

La Geología influye de gran manera en las condiciones de la cimentación, de esta depende el espesor de los estratos, su inclinación, permeabilidad, fallas, fisuras.

Como se observa la geología y cimentación son aspectos que limitan el elección de los tipos de presas pues la cimentación debe proporcionar un apoyo estable para el terraplén en todas sus condiciones de carga y saturación, debe tener resistencia a la filtración para evitar daños por erosión y pérdidas de agua.

Se pueden encontrar distintos tipos de cimentación:

- Cimentaciones de roca sólida, estas presentan relativamente alta resistencia a las cargas, a la erosión y filtración y presentan pocas restricciones. El factor que influye en este tipo de cimentación es el factor económico, en cuanto a la remoción de roca fracturada, y la inyección de cemento para sellar las grietas o fallas en ella.

- Cimentaciones de grava, son buenas si presenta un buen grado de compactación.
- Pero se debe tomar en cuenta la permeabilidad de esta, dando como precaución la impermeabilización de la zona.
- Cimentaciones de limo o de arena fina, estas no sirven para presas de enrocamiento, pues presentan asentamientos, tubificaciones y pérdidas por filtración, así como la erosión al pie del talud aguas abajo.
- Cimentaciones de arcilla, estas requieren un tratamiento especial debido a los grandes asentamientos que se pueden producir.
- Cimentaciones saturadas, es necesario estudiar el grado de consolidación del suelo previa identificación del mismo. El estudio es extensivo y puede resultar costoso. Algunas medidas constructivas son: reemplazar o quitar los suelos blandos, instalar sistemas de drenaje durante la construcción, suavizar los taludes del terraplén.
- Cimentaciones relativamente secas, son suelos buenos desde que la relación de vacíos sea adecuada. Si el suelo es seco y de baja densidad pueden surgir asentamientos considerables cuando se cargue la presa y se sature el suelo, causando la falla bien sea por asentamientos totales y disminución del borde libre de la presa, o por asentamientos parciales que pueden partir el núcleo impermeable. Medidas constructivas a tomar son: reemplazo del suelo; delantales impermeables aguas arriba; filtro permeable aguas abajo; humedecimiento previo del suelo.

Tipo de presa	Características
<b>Terraplén</b>	Adecuadas para cimentaciones en roca y suelos. Pueden aceptar asentamientos diferenciales limitados con núcleos relativamente amplios y de material plástico. Se requiere tabique hasta el material impermeable. Tienen pocos esfuerzos de contacto. Requieren varios materiales para núcleo, filtro, enrocado, etc.
<b>Pedraplén o enrocado</b>	Preferiblemente en fundación rocosa. Aceptan calidad variable y algo de intemperismo. Se requiere tabique hasta el material impermeable. Se facilita la colocación en cualquier clima. Requieren materiales para núcleo, filtros, etc.
<b>Concreto gravedad</b>	Adecuadas en valles amplios, desde que la excavación sea menor de 5 a 10 m. Se acepta desgaste limitado de la roca. Deben chequearse las discontinuidades de la roca con relación al deslizamiento. Tienen bajos esfuerzos de contacto. Requieren de materiales que a veces toca importar como el cemento.
<b>Contrafuertes</b>	Como presas de gravedad, pero mayores esfuerzos de contacto, requieren de roca sana. El ahorro de concreto con relación a las presas de gravedad es del 40 al 60%.
<b>Arco</b>	Adecuados en gargantas estrechas con rocas sana de alta resistencia y poca deformabilidad en las zonas de fundación y estribos. Alta carga sobre los estribos. El ahorro de concreto con relación a las presas de gravedad es del 50 al 85%.

### 3.25 Materiales disponibles.

Se puede encontrar en la zona de emplazamiento, materiales para construir cualquier tipo de presa, la comparación de costos para la obtención de los mismos, es lo que define qué tipo de material y tipo de presa usaremos para el caso en estudio.

Debemos recordar, que las presas de tierra y de enrocamiento deben reunir requisitos mínimos y es de estas propiedades mecánicas que se toman las consideraciones de diseño para la sección de la presa.

Los materiales encontrados en la zona o cercanos a ella son normalmente:

- (1) Suelos para los terraplenes.
- (2) Rocas para terraplenes y para enrocamiento.
- (3) Agregados para concreto (arena, grava y piedra triturada).

Una partida que influye de gran manera en el costo final total de la obra es el acarreo de materiales, es al final que se optara por el tipo más económico de presa, usando materiales encontrados en la localidad o dentro de distancias razonables de transporte.

Se debe disponer también de arena buena y grava para el concreto, esto depende también de la cantidad de concreto a utilizar y si realmente es económica una presa de este material.

Una constante en este punto es que se deberá aprovechar todos los recursos locales para reducir el costo de la obra sin sacrificar la eficiencia y calidad de la estructura final.

### 3.26 Tamaño y situación del vertedero de demasías.

Como hemos visto anteriormente el vertedero es un elemento vital en el funcionamiento y futura estabilidad de la presa, normalmente su ubicación, tipo y restricciones naturales serán el factor decisivo para la elección del tipo de presa.

La capacidad del vertedero está en función de las características de escurrimiento y el caudal de salida, independientemente de las condiciones topográficas, tipo o tamaño de

presa. La elección del tipo de vertedero dependerá de la magnitud de las avenidas, si estas son predominantes, el vertedero se convierte en el factor determinante al elegir la presa.

### 3.27 Sismicidad de la región

La falta de información sobre la sismicidad y de estudios que permitan evaluar los efectos en las zonas de emplazamiento hace difícil la predominancia del tema. Pero se tienen estudios generales como los utilizados en la tesis para determinar y estimar datos confiables que modelen los efectos y la perturbación sísmica en las estructuras.

### 3.28 Objeto y relación costo-beneficio.

Este estudio sirve para ver la relación entre el costo de un determinado tipo de presa y su beneficio, ver si función de almacenamiento continuo y seguro, el control de avenidas máximas, la regulación de caudales o derivación de aguas cumple su cometido.

Son pocos los sitios que nos den las condiciones de construir una presa segura y de bajo costo, por lo que se deberá tener un gasto justificable que amerite su aprobación.

### 3.29 Tiempo de ejecución.

Este factor está ligado a las condiciones geológicas del sitio, disponibilidad de materiales, clima de la región, etc.

Se puede ejecutar la construcción en dos o más etapas y debemos tener en cuenta que no todos los tipos de presa ofrecen igualdad de facilidades.

# CAPITULO 4. TEORÍA DE CÁLCULO

## A. NATURALEZA DE LOS SUELOS

Se pudo ver ya las diferencias entre los distintos tipos de presa. Ahora se debe dar una introducción a los elementos básicos de la mecánica de suelos en cuanto a la naturaleza, clasificación y características de los suelos para la ingeniería.

El suelo se define como el agregado natural de granos minerales separables por medios mecánicos moderados.

La roca, es mas bien un agregado natural de minerales ligados por enlaces cohesivos fuertes y permanentes.

La línea divisoria entre lo que es roca y suelo difiere de muchas maneras, está por ejemplo las rocas blandas o meteorizadas o areniscas débilmente cementadas, por dar algunos ejemplos.

Se puede decir que todo suelo no orgánico se formó mediante procesos de meteorización o degradación de la roca.

Puede ocurrir in-situ formando suelos Residuales, así como si estos son movilizados por agentes naturales y depositados en otra parte se formarían suelos Transportados. Rocas blandas o meteorizadas forman parte de los suelos residuales.

Los suelos al ser transportados sufren cambios progresivos en su tamaño, forma y distribución granulométrica, las partículas finas son conducidas más lejos.

Se debe distinguir dos grupos genéricos de suelos inorgánicos debido a su proceso de meteorización. Las partículas minerales más grandes, con formas más regulares, como son los limos, arenas y gravas, se originan por la rotura de rocas debido a procesos físicos, como la erosión, desintegración, etc.

El otro grupo proviene de las rocas químicamente menos estables como el Feldespato, que al experimentar cambios en su composición mineral producen plaquetas “bidimensionales” de minerales de arcilla de tamaño coloidal, que por su energía

superficial alta presentan fuerte atracción al agua y generan propiedades como la cohesión, plasticidad y la variación de volumen ante un cambio en su contenido de humedad.

#### 4.1 Descripción y clasificación de suelos naturales.

Las partículas de suelo varían desde mas de 1000mm hasta menos de 0.002mm (arcillas) Los suelos se presentan de manera combinada, pero se denominan de acuerdo al comportamiento de la partícula dominante. Un suelo es cohesivo cuando presenta estas características propias de los materiales arcillosos.

Se puede utilizar un diagrama que muestra la clasificación y comparación de los suelos a partir de la distribución del tamaño de partículas.

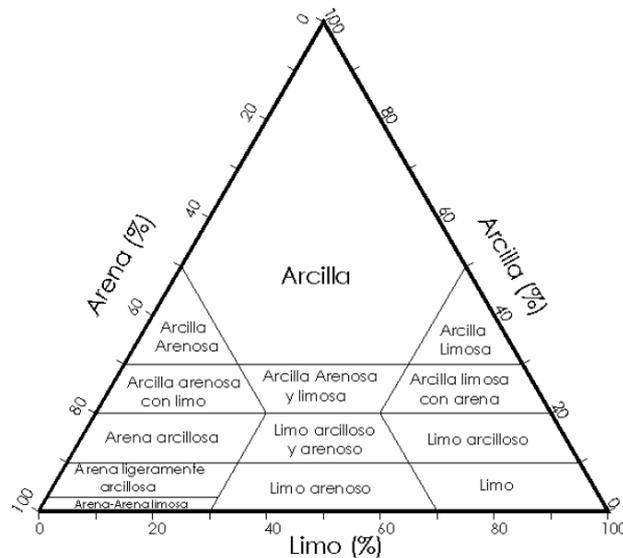


Fig. 4.1 Diagrama de identificación y clasificación suelos (Head, 1980)

Para suelos con granos finos o cuando la matriz incluye una proporción de finos plásticos, el análisis granulométrico es insuficiente, por lo que es necesaria una clasificación secundaria basada en el grado de plasticidad utilizando los límites de consistencia en función a su contenido de agua.

El limite liquido (Wl), es el contenido de humedad que define el cambio del suelo de su estado plástico al líquido.

El limite plástico (Wp), es el punto por debajo del cual el suelo es demasiado seco para exhibir plasticidad.

La escala de contenido de agua donde el suelo presenta el comportamiento plástico se expresa en el Índice de plasticidad (Ip) con:

$$I_p = W_l - W_p$$

Esta clasificación secundaria se determina usando el Ip y el Wl en los diagramas de clasificación.

Entre los sistemas de clasificación más comunes se encuentra el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y el sistema de clasificación AASTHO (American Association of State Highway and Transportation Officials), donde el suelo se divide en grupos, a los que se le asigna un símbolo, usualmente compuesto por dos letras.

Los esfuerzos totales y efectivos en el suelo serán vistos más adelante, así como su resistencia al corte, factores importantes para el análisis de estabilidad.

## **B. FILTRACIÓN A TRAVÉS DE LA PRESA**

### **4.2 Problemas de permeabilidad**

Uno de los problemas que más caracteriza a un embalse, son los problemas de filtración debido a la permeabilidad de los materiales en uso, llega un punto en que hacerlo totalmente impermeables resulta antieconómico, por lo que se permite un grado de filtración mínimo, teniendo controles periódicos.

a) Suelos cohesivos:

La permeabilidad en estos suelos es tan baja que, desde el punto de vista práctico, pierde significación. El coeficiente respectivo varía de  $10^{-5}$  a  $10^{-9}$  cm./seg.

b) Materiales granulares:

El flujo de agua a través de estos medios plantea dos cuestiones importantes:

a) Estimación del gasto de agua

b) Posibilidad de tubificación o erosión interna del suelo.

La primera se resuelve con pruebas de permeabilidad, preferiblemente de campo, La segunda es posible estudiarla en el laboratorio, con muestras inalteradas, las que se someten a la acción de gradientes hidráulicos crecientes, observando el acarreo de partículas. Esta prueba tiene particular aplicación a los limos arenosos no plásticos.

c) Rocas

En la mayoría de cimentaciones o empotramientos formados por rocas, la permeabilidad es consecuencia de su fracturamiento o disolución; sin embargo, ciertas areniscas, tobos y conglomerados tienen una permeabilidad intrínseca no despreciable.

La forma usual de investigar este problema es mediante las pruebas de absorción de agua, ya sea expresada en unidades Lugeon (Lit/sg/m perf) o en términos de un coeficiente de permeabilidad equivalente, cuando se ejecuta el ensayo Lefranc.

Puede decirse que la formación es prácticamente impermeable si las pruebas acusan valores menores que 1 Lugeon; si la absorción es mayor que 5 Lugeons, deben esperarse filtraciones importantes a través de la cimentación o empotramientos.

Para garantizar la seguridad en la presa, tenemos que darle la resistencia para contrarrestar todos los fenómenos que alteren su operación en condiciones estáticas y dinámicas. Uno de estos fenómenos es la Filtración, que se entiende por el desplazamiento del flujo desde el nivel aguas arriba hacia el nivel aguas abajo, a través del cuerpo de la presa o su cimentación.

La presencia de Fuerzas Hidrodinámicas (en las filtraciones) generan disminución en la estabilidad de los taludes y deformaciones del esqueleto en forma de tubificación, colmatación, erosión por contacto, reventón, etc.

En la solución y cálculo de estas fuerzas y su resistencia, se dimensionan los principales elementos de las presas, algo que influye en su perfil y su costo.

Si observamos la estadística en cuanto a falla de las presas en el mundo se podrá ver que casi el 50% de estas, son provocadas por la pérdida de resistencia del cuerpo o cimentación debido a una falla por filtración.

Las presas de materiales locales fallan más por consecuencia de tubificación de los elementos impermeabilizantes (núcleo, filtro) y pocas veces debido a la erosión del material de cimentación.

### 4.3.-Conceptos generales:

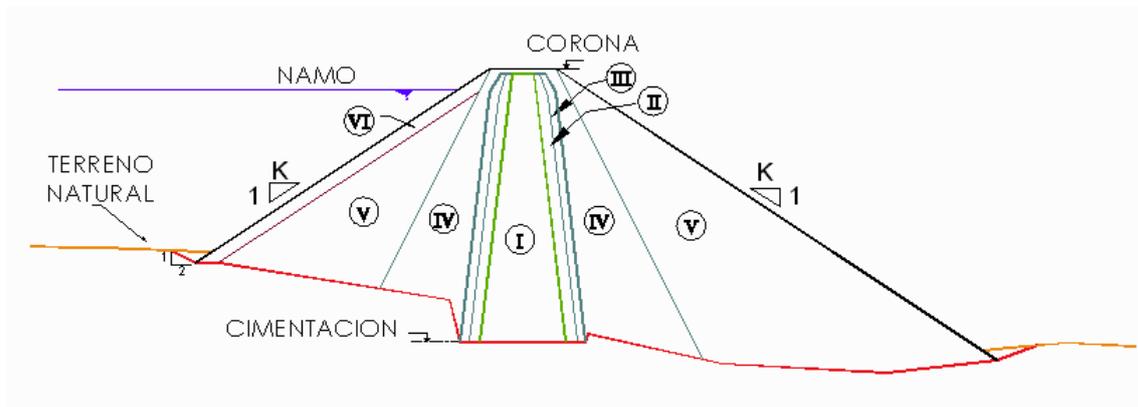


Fig. 4.2 Representación típica presa y su zonificación

### 4.4 Cálculos de filtración:

Son los cálculos puramente hidráulicos, determinando los valores numéricos de los parámetros de flujo filtrante.

- Determina la línea superior de flujo filtrante o Curva de depresión
- Determina la carga hidráulica y presión en los diferentes puntos de filtración.
- Determina la velocidad de filtración en el flujo filtrante.
- Determina el caudal de filtración parcial o total.
- Se puede elaborar la red o malla de filtración.

## 4.5 Cálculos Hidrotécnicos

Son los cálculos de los cuales se alteran las dimensiones de los elementos principales de la presa, y sirven para juzgar su seguridad de obra.

- Comprueba la estabilidad del material a la erosión interna (Tubificación mecánica, etc.), o presencia de venas de filtración puntuales.
- Determina estabilidad suelo al reventón debido flujo filtrante.
- Determina dimensión de elementos de impermeabilización (Núcleo, pantalla).
- Determina dimensiones y composición de los materiales de filtro y drenes.

## 4.6 Gradiente Hidráulico

$$J = \frac{\Delta h}{L}$$

Dónde:

$\Delta h$  = Pérdida de carga.

L = Recorrido donde se produce la pérdida.

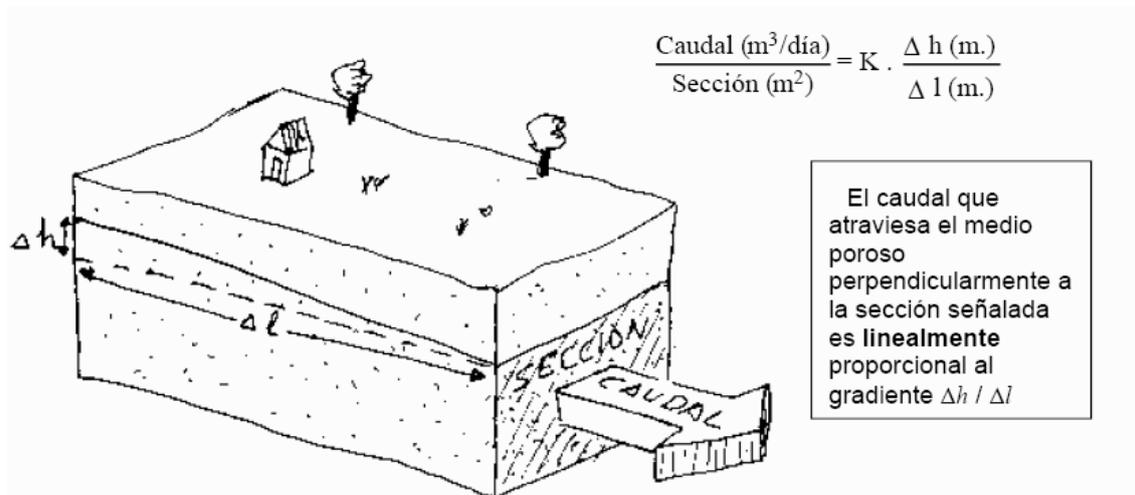


Fig. 4.3 Representación del gradiente hidráulico

## **4.7 Resistencia de las presas de materiales locales a la falla por filtración**

### A. Resistencia a la falla local por filtración

Se basa en los principios de la mecánica, se pueden dar en la salida del flujo filtrante (Aguas abajo-fenómeno Reventón), o en el contacto de dos materiales de diferente granulometría.

### B. Resistencia a la falla casual (Aleatoria).

Estos son difícil de ser ubicados, por lo que adquiere un valor aleatorio, estas se dan por: Mala compactación, asentamientos inesperados y origen de venas de filtración, heladas y otras de carácter orgánico.

Los fenómenos vistos de tubificación o reventón, no sacan de servicio a la presa, pero su duración puede dar una probabilidad de falla a la estructura.

La tubificación interna se controla por dos métodos:

- Observando el caudal de filtración, si incrementa es que ha sucedido tubificación.
- Observando la curva de depresión con piezómetros en el cuerpo de la presa. Si la curva se deforma con el tiempo, entonces se tiene falla por filtración.
  - Si pendiente de la curva crece se presentó tubificación
  - Si pendiente de la curva disminuye se presentó colmatación o sellado de los intersticios del material.

## **4.8 Diseño de filtros**

Estos requieren ser suficientemente finos para prevenir la migración del suelo que protegen (Tubificación) y al mismo tiempo, ser suficientemente permeables para permitir la descarga libre de la filtración (Permeabilidad).

Se debe hacer de manera gradual con un filtro en etapas o zonas de transición, como por ejemplo: Núcleo → arena → arena gruesa → grava fina → espaldón grueso.

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{85} \text{ suelo}} \leq 5 \text{ Criterio contra erosión interna}$$

$$\frac{D_{50} \text{ filtro}}{D_{50} \text{ suelo}} \leq 25 \text{ Criterio contra erosión interna}$$

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{15} \text{ suelo}} \geq 5 \text{ Criterio Permeabilidad (Drenaje fácil)}$$

Donde D15 se refiere al tamaño por el que pasa el 15% en la curva granulométrica.

Mayores análisis se verán a continuación.

#### **4.9 Cálculo de la resistencia a la falla casual por filtración para régimen permanente de filtración.**

a) Consideraciones generales

Se necesita el principio del Gradiente hidráulico de control  $J_c$ . (Porf. Dr.R. Chugaev – Academia de Ciencias de Rusia)

La presa no estará expuesta a una falla casual por filtración si se cumple:

$$J_c \leq J_c \alpha$$

Donde:

$J_c$  = Gradiente hidráulico característico calculado.

$(J_c)_a$  = Valor admisible del gradiente hidráulico de control que depende del tipo de suelo.

De la formula ()

$$J = \frac{\Delta h}{L}$$

Podemos obtener la longitud mínima admisible que determina, por ejemplo, el ancho del núcleo.

Este cálculo es de carácter comprobatorio.

b) Determinación del valor del gradiente hidráulico admisible de control ( $J_c$ )a

A partir del análisis del funcionamiento de varias presas así como del tratamiento estadístico de los datos se obtuvo la siguiente tabla (Principalmente para presas de altura mayor a 50m)

Tabla 4.1 Valores de gradiente hidráulico de control para predimensionar.

Tipo	$J_c$
Presas de tierra	4-10
Presas de Tierra-Enrocado	2-6

c) Determinación del valor de gradiente hidráulico de control  $J_c$

Se tienen dos métodos:

- Método de separación del cuerpo de la presa y cimentación con ayuda de la línea de corriente horizontal (Calcular  $J_c$ , para presa y cimentación)
- Método de la línea de depresión “recta”, solo halla el  $J_c$  del cuerpo de la presa.

Para el cuerpo de la presa con núcleo:

Se determinan dos valores de  $J_c$ :

- $(J_c)_n$  para el núcleo de la presa
- $(J_c)_{c.p}$  para la otra parte del cuerpo

Se debe determinar la magnitud de la caída de la línea de depresión en el núcleo ( $\Delta h$ )

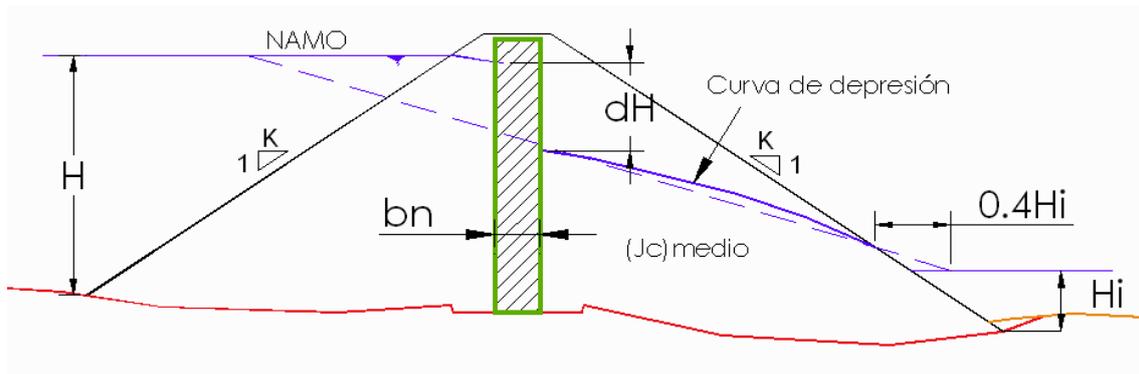


Fig. 4.4 Caída de la superficie libre del flujo filtrante

Después de ello se determina:

$$J_{c n} = \frac{\Delta h}{b_n}$$

Dónde:

$b_n$  = Ancho promedio del núcleo.

#### 4.10 Cálculo de la resistencia a la falla puntual

##### a) Consideraciones generales

Se debe diferenciar las deformaciones por filtración no peligrosas y peligrosas, es decir, aquellas que con el tiempo desaparecen y aquellas que pueden provocar fallas.

Deformaciones no peligrosas son las que se presentan durante el periodo inicial de operación, en forma de tubificación y colmatación.

Sabemos que el flujo filtrante interactúa con los elementos en la presa y en ciertas condiciones hidrodinámicas se puede provocar deformaciones por tubificación. Las deformaciones dependen de los gradientes hidráulicos y las propiedades de filtración tubificación (tubificación, cohesión, granulometría, etc.)

En la figura que se muestra se pueden apreciar las posibles deformaciones en las presas de materiales locales ante gradientes hidráulicos puntuales:

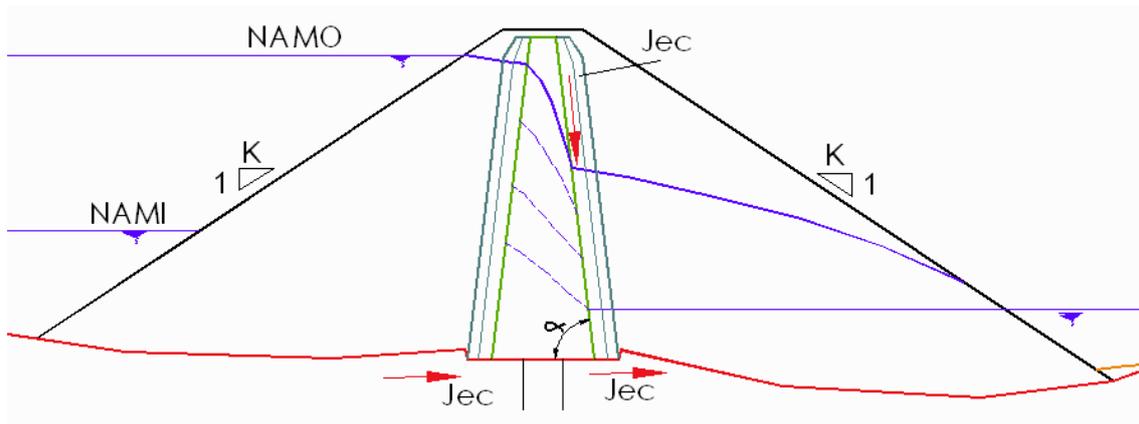


Fig. 4.5 Probables deformaciones por filtración en presas de materiales locales

Se puede garantizar la ausencia de falla por filtración si se cumple:

$$J_{elem} \leq J_a$$

Dónde:

$J_{elem}$  = Gradiente hidráulico en la región del elemento analizado (Cuerpo o cimentación)

$J_a$  = Gradiente hidráulico admisible para el caso específico.

La falla por filtración se puede presentar de no cumplirse esta condición.

En forma general se deben seguir los siguientes pasos:

- Determinar las características geofísicas y de diseño del cuerpo o cimentación de la presa.
- Determinar si los suelos son o no tubificables y en qué grado
- Calcular los gradientes hidráulicos críticos (puntuales) de tubificación, erosión por contacto, reventón, etc.
- Determinar el diámetro de partículas tubificables  $d_b$  que pueden ser sacadas por el flujo filtrante o porcentaje en función de los gradientes.
- Determinar los gradientes hidráulicos de cálculo admisibles, el porcentaje de partículas finas que pueden ser sacadas del material sin afectar su resistencia.

b) Criterios para determinar si el suelo es o no tubificable:

**1er método:**

Para este método no importa si la velocidad sea mayor a la crítica, si se cumple no habrá lavado de partículas.

Son suelos tubificables aquellos que tengan partículas cuyos diámetros  $d_{ti}$  son menores a las dimensiones de los intersticios o venas de filtración  $D_0^{max}$

Entonces los suelos serán tubificables si:

$$d_{ti} < D_0^{max}$$

El diámetro del intersticio se puede determinar de la siguiente manera, considerando la segregación del material:

$$D_0^{max} = XC \frac{n}{1-n} d_{17}$$

Dónde:

X = Coeficiente que tiene en cuenta la distribución

Heterogénea de las partículas.

n = Porosidad del suelo

$d_{17}$  = Diámetro de partículas menores que corresponden al 17% del peso de la curva granulométrica (cm.)

El valor de C se calcula con ayuda de la siguiente expresión:

$$C = 0.455C_u^{1/6}$$

Dónde:

$C_u$  = Coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

La magnitud de X depende del coeficiente de uniformidad del suelo.

Para  $C_u \leq 25$

$$X = 1 + 0.05 C_u$$

Para  $C_u > 25$

$$X = 0.35 + (3 + C^{1/3} \text{Log } C_u)$$

El tamaño máximo de la partícula  $d_{ti}^{\max}$  cuyo desplazamiento es posible al interior del suelo, se determina:

$$D_{ti}^{\max} \leq 0.77 D_0^{\max}$$

Ó

$$d_{ti}^{\max} = 0.77 D_0^{\max} < d_{\min}$$

Entonces si:

$$d_{ti}^{\max} = 0.77 D_0^{\max} < d_{\min}$$

Suelo No Tubificable.

## 2do método:

El material se debe considerar prácticamente no tubificable si se satisface la relación:

$$\frac{d_5}{d_{17}} \geq N$$

$$N = 0.32 C_u^{1.6} (1 + 0.05 C_u) \frac{n}{1 - n}$$

Dónde:

n = Porosidad

Cu = Coeficiente de uniformidad

Si el flujo expulsa partículas en cantidad no mayor a 3-5% respecto a la masa total la resistencia y estabilidad del suelo se conserva.

### c) Principales deformaciones puntuales por filtración en presas de materiales locales

#### c.1 Erosión por contacto del material del Núcleo y cimentación de la presa

Caracterizado por el gradiente de Erosión por contacto Jec.

En el cuerpo de las presas se pueden encontrar en contacto estratos de suelo de granos finos gruesos (Núcleo de la presa y material de la primera capa de filtro de zona de transición).

#### c.2 Reventón o tubificación por levantamiento

Este se produce por acción de las fuerzas de filtración, que rompe o eleva un volumen de suelo en la superficie de salida. Se da si la línea de filtración llega a tocar el talud en gran magnitud.

#### c.3 Deformación del material del talud de la presa por acción del oleaje.

#### c.4 Deformación del Núcleo

El espesor del núcleo tendrá que responder a las condiciones hidrodinámicas, soportar los gradientes hidráulicos y tener un IP entre 7 y 25.

El material inmediato aguas abajo de núcleo debe tener una composición granulométrica que excluya cualquier posibilidad de falla por filtración.

c.5 Deformación en la zona de contacto del núcleo con la cimentación Se puede tener deformación la zona de contacto conformado por roca fisurada, durante la construcción o en su operación.

#### **4.11 Resistencia de los elementos de impermeabilización a la falla local por filtración**

Los elementos deben cumplir lo siguiente:

- a) Disminuir el caudal de filtración
- b) Abatir la curva de depresión, aumentando estabilidad aguas abajo
- c) Disminuir el gradiente hidráulico del flujo en el cuerpo de la presa dándole más resistencia a la falla por filtración.

Estos elementos de impermeabilización deberán auto garantizar su resistencia a la falla por filtración, evitando la exfoliación de sus partículas hacia los intersticios del espaldón o de la primera capa de filtro.

La resistencia de un suelo cohesivo con índice de plasticidad  $I_p \geq 3-5$  (Material de los elementos de impermeabilización) a la falla por filtración, estará garantizada, cumpliendo las siguientes características:

No existirá falla en el núcleo si:

$$J_n = \tan \alpha \leq J_a$$

Dónde:

$J_n$  = Gradiente hidráulico máximo del Núcleo de la presa al nivel aguas abajo

$\alpha$  = Angulo de inclinación del talud aguas abajo del núcleo respecto a la Horizontal.

$J_a$  = Se calcula con:

$$J_a = \frac{1}{\phi} \frac{0.34}{D_0^{max} 2} - 1$$

Donde  $D_0^{max}$  es la dimensión del material del cuerpo de la presa o espaldón (caso ausencia de filtro) o del material de la primera capa del filtro.

El valor de  $\phi$  se obtiene de la siguiente tabla.

Tabla 4.2 Valores de  $\phi$  en función del  $D_0^{\max}$ .

$D_0^{\max}$ cm.	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.55	0.58
$\Phi$	0.5	0.46	0.42	0.32	0.18	0.08	0

Si  $D_0^{\max} > 0.58\text{cm}$ . Se deberá construir una subcapa de 0.3-0.5m de espesor con  $D_0^{\max}$ , o de lo contrario aumentar el espesor del núcleo.

El gradiente  $J$  en el suelo cohesivo en la salida hacia la primera capa de filtro se determina con los cálculos mostrados a continuación:

Las gradientes del flujo filtrante en la salida del parámetro aguas abajo del propio núcleo:

$$J_t = \sin \alpha$$

$$J_n = \sin \alpha * \tan \beta$$

En donde  $\beta$  se toma de la malla hidrodinámica.

$$J = \frac{\sin \alpha}{\cos \beta}$$

Sin embargo por consideraciones de seguridad como gradiente se toma su valor máximo, obtenido cuando  $\beta = \alpha$

El material del núcleo no deberá experimentar erosión por contacto a lo largo de su talud aguas abajo, por consiguiente el Gradiente de cálculo para la comprobación de la falla por erosión se calculara a través de la fórmula:

$$J_t = J_{ec} = \sin \alpha$$

En función de la carga hidráulica  $\Delta h$  se puede determinar el espesor del núcleo considerando la resistencia a la falla por filtración

$$b_p = \frac{\Delta h}{J_a}$$

#### **4.12 Resistencia de la cimentación de la presa a la falla por filtración**

Teniendo flujo de filtración en el cuerpo de la presa y cimentación, se deben tomar medidas, como adicionar elementos de impermeabilización en el cuerpo o cimentación.

Se debe tener en cuenta los siguientes casos en la unión Cuerpo-base:

- Capa impermeable en la superficie (Suelo arcilloso o roca)
- Capa impermeable en a profundidad alcanzable y es posible el contacto.
- Capa impermeable a profundidad inalcanzable.

Sabemos que en nuestro caso en particular se tiene Cimentación en roca, sabemos que la roca en su superficie presenta fisuras, que a veces se propagan a profundidades considerables.

En función del grado de fisuramiento de la superficie rocosa de la cimentación (Ancho fisura, profundidad, etc.) se deben definir las soluciones para su consolidación o reforzamiento:

- La superficie con fisuras leves y de pequeña profundidad se debe sellar con inyección de cemento antes de la colocación del material. Se debe nivelar también la superficie.
- Si fisuras son considerables, se debe vaciar una capa de suelo de aprox. 3m y se debe ejecutar un área de inyecciones de manera q la solución no fugue por las fisuras de la roca.
- Si las fisuras se propagan a profundidades considerables se debe utilizar a parte de las anteriores una cortina o pantalla de impermeabilización.

#### **4.13 Resistencia a la Falla por filtración de la presa para un régimen no permanente**

a) Consideraciones generales.

Normalmente la falla por filtración está asociada a un régimen permanente, donde se consideran invariables las condiciones de frontera.

La variación de niveles bajo ciertas condiciones puede hacer cambiar la dirección de las fuerzas hidrodinámicas de filtración del talud que se encontraba sumergido.

Se entiende que dentro de este tema se encuentra el concepto de “desembalse rápido” (Rapid drawn down), cada suelo tiene un diferente tipo de respuesta ante este fenómeno, desde un punto de vista de estabilidad el suelo arcilloso no puede actuar como un suelo arenoso o de partículas grandes, sin olvidar el factor de mayor influencia en la estabilidad, el talud de la presa.

La curva de depresión se ubica de acuerdo al nivel del embalse en tres casos fundamentales:

- Vaciado instantáneo  
Cuando la velocidad de vaciado del embalse  $V_e$ , supera considerablemente a la variación de la velocidad vertical  $V_v$  de la curva de depresión en el eje transversal de la presa.
- Vaciado lento  
En este caso la velocidad de cambio de posición de la curva de depresión  $V_v$ , coincide con la velocidad de vaciado del embalse.
- Vaciado intermedio  
Cuando la  $V_e$  y  $V_v$  se diferencian muy poco.

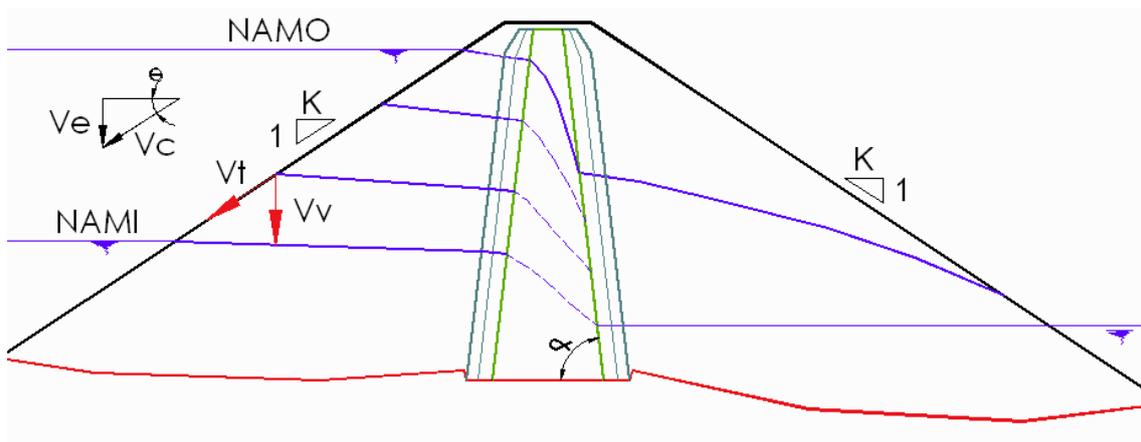


Fig. 4.6 Posición de la curva de Depresión para valores diferentes de la velocidad de vaciado del embalse.

1 – Vaciado instantáneo

2- Caso intermedio

3- Vaciado lento.

Cuando la disminución del nivel del embalse caracterizado por  $Z_e$ , sobrepasa el descenso de la curva de depresión  $Z_n$ , es decir  $Z_c > Z_n$ , se producirá colgamiento del agua filtrante sobre el talud.

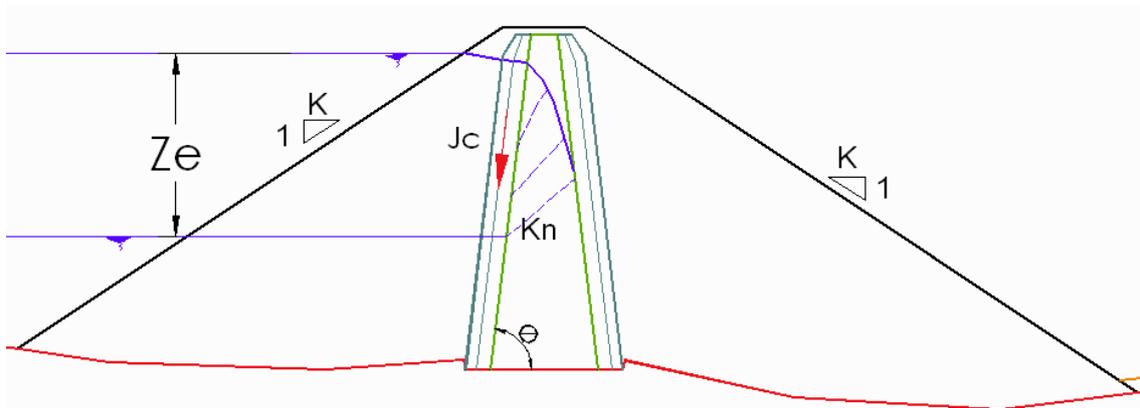


Fig. 4.7 Esquema de cálculo de resistencia de los elementos de la presa de materiales locales para el vaciado del embalse

b. El material cohesivo del núcleo en contacto con el material de la primera capa de filtro no tendrá falla por erosión de contacto si:

$$D_0^{max} \leq \frac{0.56}{J_c + 0.56^2} \text{ cm}$$

Dónde:

$D_0^{max}$  = Diámetro máximo del intersticio de la primera capa del filtro < 1.8cm.

$J_c$  = Gradiente hidráulico de cálculo del material de fracciones gruesas =  $\sin \theta$

$\theta$  = Ángulo de inclinación que forma talud de aguas arriba del Núcleo.

Si cumple la condición de la formula, el descenso del nivel de embalse se puede aceptar para:

$$Z_e > Z_n$$

$$Z_n = K_n T$$

$$Z_e = V_e T$$

Donde

$Z_e, Z_n$  = Disminución del nivel del agua en el embalse y núcleo

$K_n$  = Coeficiente de permeabilidad del Núcleo.

$V_e$  = Velocidad de descenso del embalse

La velocidad de vaciado se calcula de la siguiente manera:

- Obtener la curva de capacidad-elevación
- Calcular el volumen de abastecimiento para un caudal  $Q$  en un periodo  $T$

$$V = Q T$$

- En la curva de capacidad se puede hallar el nivel para el gasto de aquel volumen en el periodo de cálculo.
- Luego determinar el valor de  $V_e$  de la formula

De **no** cumplir la condición se hallara el  $D_0^{\max}$  para el  $J_c$  ingresado y se deberá tomar esas características para el material de filtro.

c. El material no cohesivo del núcleo se comprueba para evitar la erosión y fuga de las fracciones del núcleo, esta no tendrá lugar si se cumple:

$$\frac{d_n}{D_0} \geq 0.70$$

Dónde:

$D_{ii}$  = Diámetro de la fracción del material del núcleo < d5%

$D_0$  = Diámetro medio del intersticio del material de la primera capa de filtro en contacto.

$$D_0 = 0.455 C_u^{1.6} \frac{n}{1-n} D_{17}$$

#### **4.14.- Control de filtración en las presas de materiales locales**

Esta es una de las principales actividades de control rutinarias junto con las de deformación de la presa.

En esta se cuantifican parámetros de operación como la permeabilidad, resistencia a la deformación, resistencia a la falla por filtración, etc. Así como la variación en el caudal y en la curva de depresión.

Algunos factores que influyen en la seguridad de la presa es la condición de llenado y vaciado de esta, el clima, etc.

Se debe en campo realizar las siguientes labores:

- Determinar la carga hidrodinámica
- Ubicar la curva de depresión
- Medir el caudal de filtración

Además algunas otras como medir la temperatura, composición química, velocidad de filtración, etc.

Con esta información se puede tener un estimado de los parámetros del flujo filtrante en el cuerpo y cimentación de la presa.

### Control del caudal filtrante:

Se toma el caudal aguas abajo de la presa y se realiza una gráfica del nivel del embalse contra el caudal recolectado, si no se tiene variación en las características de permeabilidad de la presa el caudal dependerá solamente de la carga hidráulica de la estructura.

La grafica debe construirse durante los primeros años de operación, se pueden presentar errores o incoherencia en los datos, pero es debido a la toma de los datos o variación en el proceso de filtración (Si es llenado o vaciado del embalse para un mismo nivel).

Tenemos que tener en cuenta que debido a la compactación y colmatación del material del cuerpo de presa el caudal disminuirá con el tiempo para un nivel constante de embalse.

### Control Piezométrico:

Este relaciona la medida de presión filtrante con la posición de la curva de depresión.

Un indicativo de un normal comportamiento de la filtración es la coincidencia en el tiempo de los datos de niveles máximos y mínimos en los piezómetros, así como tramos de elevación y disminución del nivel del agua en el embalse y en piezómetros.

Para presas con núcleo, la curva de depresión en el cuerpo de la presa posee características en el espaldón aguas arriba en el talud hasta el núcleo, esta es horizontal debido a la alta permeabilidad de la zona.

En los límites del núcleo se tiene una caída brusca para luego tomar una pequeña pendiente en el espaldón aguas abajo

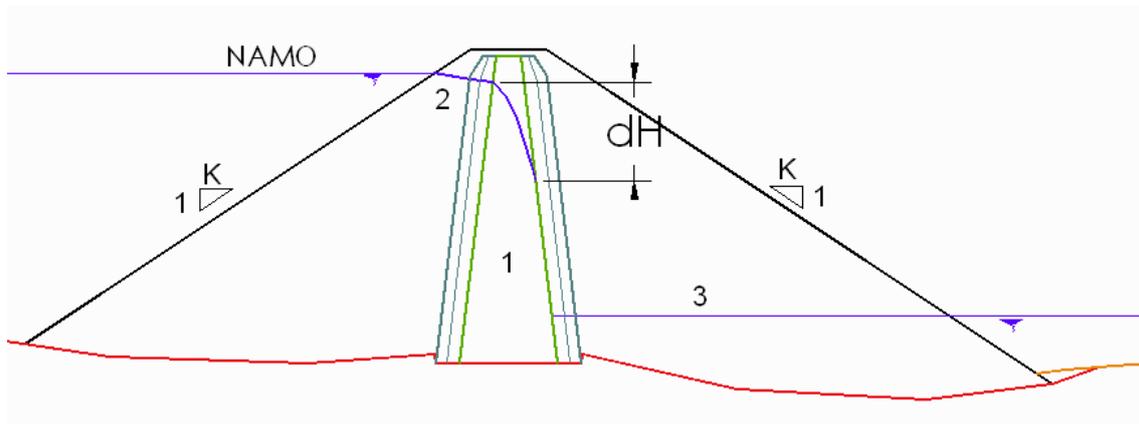


Fig. 4.8 Filtración en las presas con Núcleo impermeable.

- 1- Núcleo
- 2- Curva de Depresión en el Núcleo
- 3- Curva de Depresión en el espaldón aguas abajo

#### 4.15.- Recomendaciones para incrementar la resistencia del núcleo en el contacto con la cimentación rocosa.

Como se vio antes, para solucionar los problemas de filtración se deben tomar dos medidas:

- Extender el camino de filtración
- Mejorar los elementos constructivos de protección.

Dándole un ángulo entre 45 y 60° en vez de uno entre 75 y 80°; con lo que el gradiente hidráulico se reduciría.

$$J_{cal}^{max} = \tan \alpha$$

## **4.16 Fundamentos teóricos de la inyección en roca**

Es en este proceso que se introduce fluido a presión en el terreno a tratar, con el objetivo de sustituir el aire o agua en las fisuras, grietas que presente.

El fluido puede reducir el flujo de agua (Impermeabilizándolo) y en otros casos aumenta su resistencia y módulo de deformabilidad (Consolidación)

En la roca se deben rellenar las discontinuidades en el macizo rocoso y grietas, pues es por ellas que se presentan los mayores flujos de filtración.

### **a. Tipo de tratamientos**

#### **a.1) Inyecciones o Pantalla impermeable:**

Plano formado por perforación de barrenos e inyección de mezclas que reducen la permeabilidad del terreno y filtraciones a través del macizo rocoso.

Sus dimensiones dependen de las características estructurales del terreno.

#### **a.2) Inyecciones de consolidación:**

Inyecciones que cubren la superficie, generalmente no mayores a 10m, dependiendo de las características de la roca, sirven para mejorar las propiedades de deformabilidad del macizo rocoso.

Se debe tener una buena información geológica de las rocas, discontinuidades y propiedades mecánicas e hidráulicas del terreno.

### **b. Productos empleados en la inyección**

Las mezclas empleadas en la inyección de macizos de roca figurados se pueden dividir en dos grandes grupos: las suspensiones y las soluciones:

#### b.1) Las suspensiones:

Se fabrican con agua y cemento tipo Pórtland, se puede adiconan materiales inertes como la arena, ceniza volante o puzolana y aditivos químicos para mejorar sus propiedades geológicas.

Las mezclas fabricadas con cemento se pueden dividir en:

Lechada: Formada por agua, cemento y bentonita o aditivo químico para estabilizarla, fluidificarla y/o incrementar la velocidad de fraguado.

Mortero: Formado por agua, cemento, bentonita y arena. También adicionada con aditivos químicos para estabilizarlo, darne mayor fluidez y/o incrementar la velocidad de fraguado.

Concreto: Formado por agua, cemento, arena, grava y puede o no tener algún aditivo químico para darle mayor fluidez y mejorar su resistencia.

#### b.2) Las soluciones:

Son productos químicos líquidos que reaccionan una vez inyectados en el terreno, las más empleadas son:

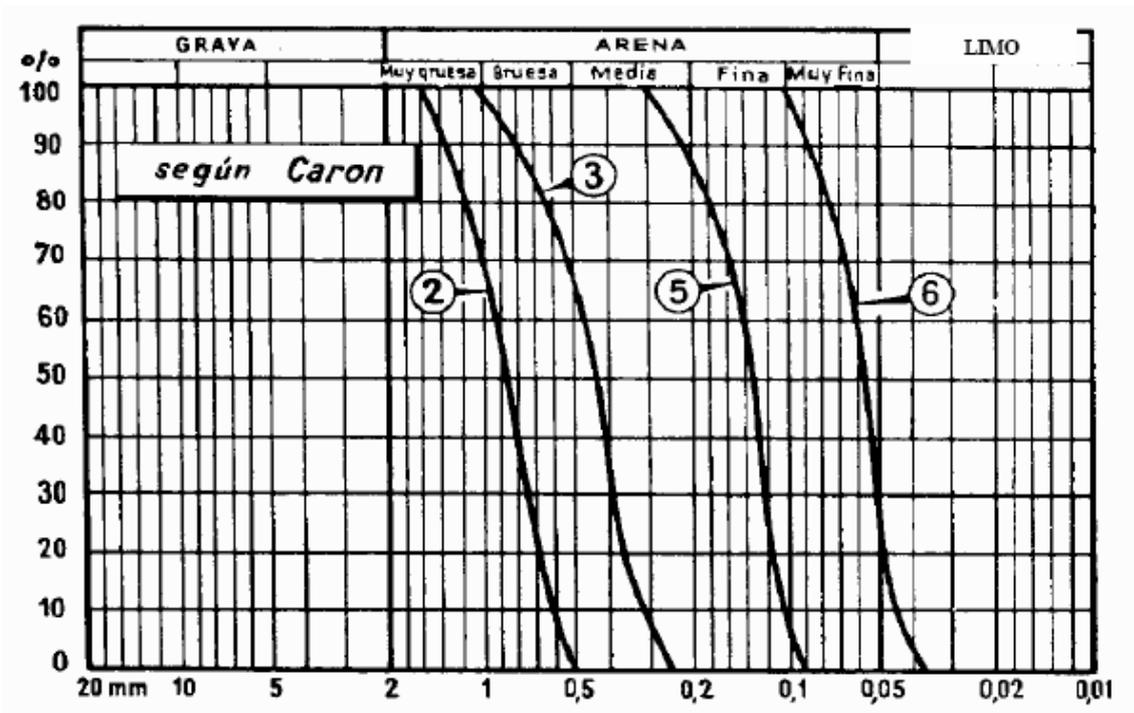
Silicato de sodio: Utilizando como reactivo el cloruro de calcio para formar un gel.

Polímeros: Que reaccionan al contacto con el agua.

Resinas: Que se polimerizan por medio de un catalizador.

La selección de la mezcla depende del ancho de las fisuras y del tamaño de los poros que se requieren rellenar.

(\*) En la figura 4.9 se muestra la relación entre tipo de mezcla y el ancho de fisuras o bien, en el caso de suelos, el tamaño granulométrico del material.



- 2- arcilla-cemento
- 3- arcilla
- 5- gel de sílice
- 6- emulsión de betún-resina

Fig. 4.9 Representación del gradiente hidráulico

La gran mayoría de los trabajos de inyección en tocas fisuradas se logran terminar exitosamente empleando las mezclas elaboradas con cemento.

Los aditivos modernos tipo super fluidizantes y estabilizadores permiten fabricar mezclas con mayor contenido de cemento empleando proporciones que van de 0.6 a 1:1 (agua: cemento), poseen mayor resistencia final y buena fluidez y alcanzan mayor penetrabilidad en el terreno, siempre que se tenga control continuo de su cohesión.

La penetrabilidad de una mezcla es directamente proporcional a la presión aplicada y a la apertura de las fisuras y es inversamente proporcional a la cohesión. Se debe tener cuidado con inyectar la mezcla en tramos localizados por encima del nivel freático, pues si la superficie de las fracturas están secas, la mezcla puede perder agua incrementando rápidamente su cohesión y reduciéndose la penetrabilidad.

#### **4.17 Presión de inyección**

Se debe tomar en cuenta las propiedades del macizo rocoso, pues se podría llegar a un hidrofracturamiento al aplicar presiones mayores a las permisibles.

Se puede hincar considerando una presión máxima equivalente a 1.5 a 2 veces la presión hidráulica del embalse, siempre que el terreno permita estas presiones.

Si la roca es débil se establecen presiones menores a la crítica pero se reduce el espaciamiento entre las perforaciones para que la mezcla alcance a cerrar todos los espacios.

#### **4.18 Diseño de tratamientos**

##### a) Pantallas de impermeabilización

Se forma la pantalla con la perforación e inyección de una serie de barrenos dispuestos en una o más líneas paralelas. Las pantallas en las presas deben recorrer todo su perfil, pasando por el fondo del cauce hasta llegar a las laderas de empotramiento.

Las características de una pantalla se definen por:

- Número de líneas:

El número de líneas depende de la resistencia de la cimentación así como de su fracturamiento y permeabilidad. Se puede llegar a proyectar dos o más líneas paralelas si es que no se pueden aplicar altas presiones al terreno.

- Inclinación del plano de pantalla:

El plano de pantalla es la superficie generada por el conjunto de las inyecciones, el objetivo de la pantalla es que cruce las principales discontinuidades.

El objetivo de la inclinación es que la resultante del empuje hidrostático tenga una dirección hacia el interior del macizo rocoso.

- **Inclinación y dirección de las perforaciones:**

Estas dependen de las discontinuidades, se debe proyectar la perforación de manera que crucen el mayor número de ellas, el ideal es que las atraviesen de forma normal, se puede aceptar ángulos de hasta 60°.

- **Separación de barrenos:**

La separación está en función de la resistencia del macizo y la penetrabilidad de la mezcla. En rocas fracturadas la separación entre los barrenos se reduce para no correr riesgo de provocar su hidrofracturamiento.

La separación final de los barrenos varía entre 2 a 3m para rocas con fracturamiento regular (RQD entre 50% y 80%)

- **Etapas de inyección:**

Las perforaciones se hacen por etapas, para tener una impermeabilización progresiva de las fracturas.

La primera etapa tiene una separación de 10 a 12m, la segunda de 5 a 6m de separación inyectando los barrenos al centro de los de la primera etapa.

La tercera se realiza colocándolos al centro de la segunda etapa, a 2.5 o 3m de separación.

Solo se inyectaran barrenos adicionales en las zonas donde los consumos de mezcla hayan sido altos.

- **Forma de inyección:**

Puede ser de progresión ascendente o descendente.

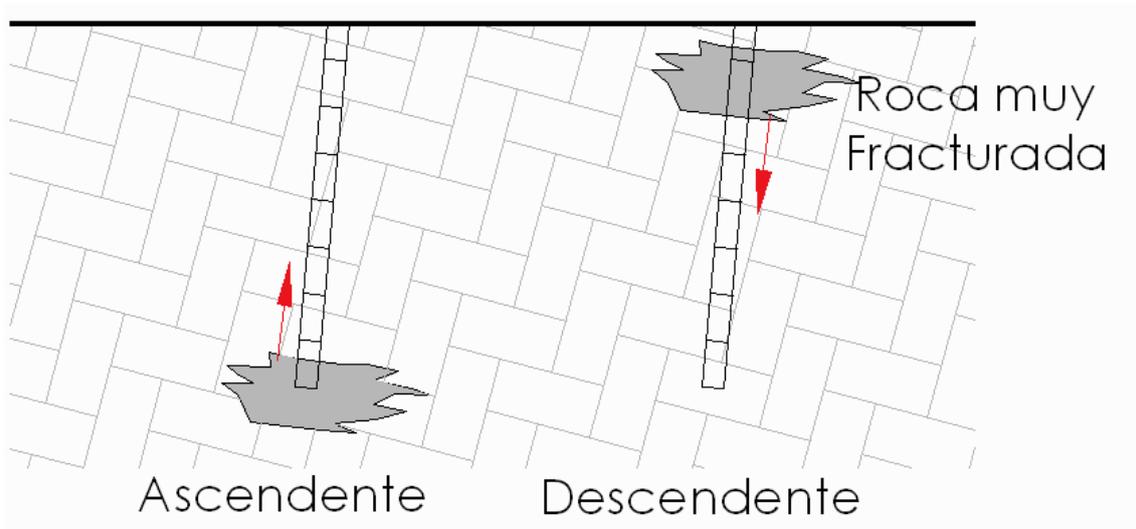


Fig. 4.10 Inyección por medio de progresiones ascendentes y descendentes

- El primero es para perforaciones muy fracturadas cuyas paredes no son estables, se avanza de forma progresiva hasta encontrar la zona más estable.
- El segundo se usa cuando la perforación es más estable y se puede realizar la inyección del fondo hasta arriba.
- Llevar un registro de presión y consumo de mezcla.

#### b) Inyecciones de consolidación

Sirven para mejorar las propiedades mecánicas de la roca con el objetivo de reducir las deformaciones, también mejor la permeabilidad del terreno sellando fisuras.

En el macizo rocoso con fracturamiento se debe proyectar una especie de tapete de consolidación en toda el área a una profundidad dada, esta profundidad está en función del grado de fracturamiento.

Las características de un tapete de consolidación se definen por:

- Profundidad:

Está en función de las condiciones geológicas del terreno. Normalmente no presentan profundidades hasta de 10m en terrenos de alteración y fracturamiento intenso.

- **Inclinación y dirección de las perforaciones:**

Esta depende de las características de las discontinuidades, se debe proyectar la perforación de modo que crucen la mayor cantidad de discontinuidades.

- **Separación de barrenos:**

Se disponen en planta de manera cuadrangular o en tresbolillo, en macizos rocosos muy fracturados se separan de 2 a 3m. ya que no es posible aplicar presiones muy elevadas, en zonas menos fracturadas, se puede separar de 5 a 6m.

#### **4.19 Método GIN Grouting Intensity Number (presión y volumen constante)**

Este es un método de control para las perforaciones y permite reducir el problema de hidrofracturamiento. Se deben conocer parámetros geológicos y de mecánica de roca del sitio, para asegurar los límites de presión y volumen.

Se utilizan graficas Presión-Volumen (Curva GIN), caudal-tiempo y Presión-tiempo en tiempo real. Durante la inyección se debe asegurar que el terreno este suficientemente húmedo para que no absorba el agua de la mezcla estable y de baja cohesión.

La inyección se suspende cuando la trayectoria de la curva de inyectado alcanza la curva GIN o cuando se alcanza la presión máxima preestablecida

### **C. ESTABILIDAD DE LA PRESA**

Consiste en determinar la estabilidad de los taludes aguas arriba y aguas abajo, hallando el Factor de seguridad presente en el diseño considerado para la superficie de falla más desfavorable.

Esta estabilidad es la capacidad de los taludes de resistir esfuerzos cortantes ante la falla por deslizamiento en la superficie de deslizamiento.

Las fuerzas que intervienen para producir el movimiento de la masa son: fuerzas de gravedad, fuerzas sísmicas, acción del oleaje y sobrecargas. Las que se oponen al

deslizamiento son las dadas por los parámetros de resistencia del suelo: cohesión y fricción interna del material.

#### 4.20 Resistencia al corte

La representación matemática de la falla al cortante en un deslizamiento se hará utilizando las teorías tradicionales de resistencia de materiales de fricción y cohesión, según la ecuación generalizada de Coulomb (En parámetros efectivos).

$$\tau = C' + \sigma - \mu \tan \phi'$$

Dónde:

$\tau$  = Esfuerzo de resistencia a corte.

$c'$  = Cohesión efectiva.

$\sigma$  = Esfuerzo normal total.

$\mu$  = Presión del agua intersticial o de poros.

$\phi'$  = Angulo de fricción interna del material.

a) Esfuerzo efectivo:

Sabemos que la presencia de agua disminuye la presión de contacto entre las partículas, por lo que el esfuerzo efectivo es menor que el esfuerzo total en una cantidad equivalente a la presión de agua en los poros.

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

Se puede deducir el esfuerzo efectivo de la siguiente manera:

Considerar un esfuerzo vertical en un punto A situado a una profundidad  $h_1 + h_2$  debajo de la superficie del terreno.

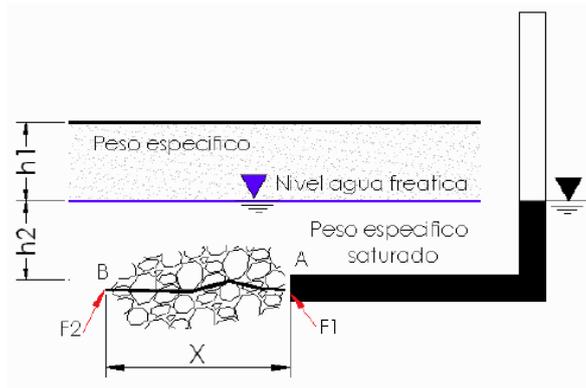


Fig. 4.11 Cálculo del esfuerzo efectivo

El esfuerzo vertical total  $\sigma$  en A es:

$$\sigma = h_1\gamma + h_2\gamma_{sat}$$

Donde  $\gamma$  y  $\gamma_{sat}$  son los pesos específicos del suelo arriba y abajo del nivel freático respectivamente.

El esfuerzo es soportado parcialmente por el “agua de poro” en los espacios de vacío y otra parte por los “sólidos de suelo” en los puntos de contacto. Considerando un plano ondulado AB trazado por el punto A se puede apreciar mejor.

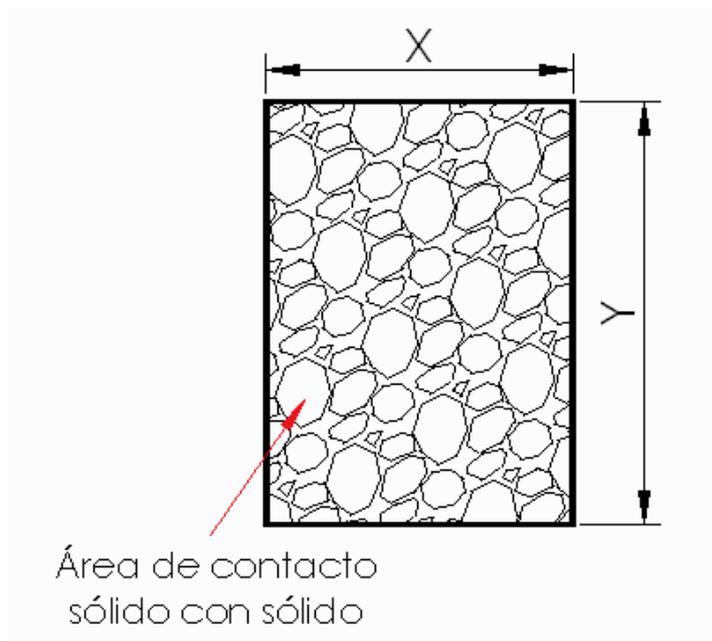


Fig. 4.12 Cálculo del esfuerzo efectivo

Área ocupada por el agua sería  $XY - A'$ .

La fuerza tomada por el área sería:

$$F_w = (XY - A') \mu$$

Donde  $\mu =$  presión del agua de poro  $= h_2 \gamma_w$

Si sumáramos todas las fuerzas verticales en los puntos de contacto de los sólidos, se tendría:

$$F_s = \sum F_{1(v)} + F_{2(v)} + \dots$$

Donde  $F_{1(v)}$   $F_{2(v)}$  son componentes verticales de las fuerzas  $F_1$  y  $F_2$

Usando los principios de estática:

$$(\sigma) XY = F_w + F_s$$

$$(\sigma) XY = (XY - A') u + F_s$$

Entonces:

$$\sigma = (1 - a)u + \sigma'$$

Dónde:

$a = A' / XY =$  Fracción del área unitaria transversal ocupada por el contacto sólido a sólido

$\sigma' = F_s / (XY) =$  Componente vertical de las fuerzas en los puntos de contacto sólido a sólido sobre un área transversal unitaria.

La cantidad  $a$  es muy pequeña por lo que:

$$\sigma = u + \sigma'$$

#### b) Angulo de Fricción:

El ángulo de fricción depende de varios factores (Bilz, 1995) entre ellos algunos de los más importantes son:

- Tamaño de las partículas
- Forma de las partículas
- Distribución de los tamaños de partícula (Granulometría)
- Densidad

#### c) Cohesión:

Resulta de las fuerzas eléctricas complejas que entrelazan las partículas del tamaño de las arcillas.

#### d) Cohesión aparente:

En los suelos no saturados el agua en los poros produce un fenómeno de adherencia por presión negativa o fuerzas capilares. Esta cohesión aparente desaparece con la saturación.

#### e) Resistencia:

Desde el punto de vista de la relación esfuerzo – deformación, en estabilidad de taludes se deben tener en cuenta dos tipos de resistencia:

- Resistencia máxima o resistencia pico:

Es la resistencia al corte máxima que posee el material que no ha fallado previamente, corresponde al punto más alto de la curva esfuerzo-deformación.

- Resistencia residual

Es la resistencia al corte que posee el material después de haber ocurrido la falla.

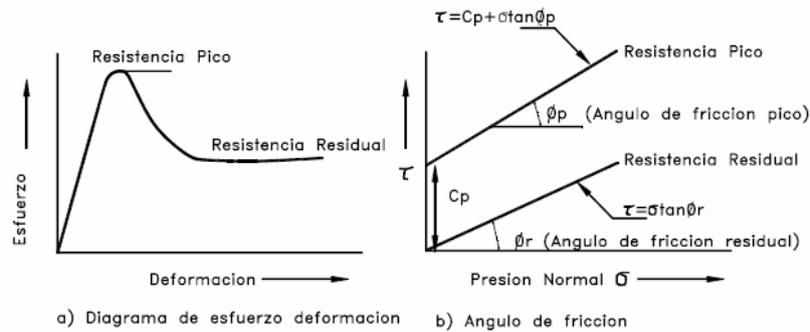


Fig. 4.13 Diagramas de esfuerzos

## 4.21 Etapas del análisis de estabilidad

a) Análisis de estabilidad durante y al final de la construcción:

a.1) En general:

Para este método se utiliza la resistencia drenada en los materiales permeables y resistencia no drenada en los materiales impermeables.

Se puede decir que materiales con permeabilidad mayores a  $10^{-4}$  cm./sg. Usualmente se comportaran como totalmente drenados durante la construcción. Materiales con valores menores a  $10^{-7}$  cm. /sg. Será en esencia No drenada al final de la construcción.

En casos que se espere un drenaje incompleto durante la construcción, se puede hacer el análisis en condiciones completas de drenaje y en condiciones no drenadas, usando el valor más desfavorable para el diseño.

Para condiciones no drenadas, la presión de poros está en función de varios factores, como el grado de saturación en el suelo, la densidad del suelo y las cargas sobre él. Por lo que para este caso se utiliza la resistencia No drenada en vez de los esfuerzos efectivos.

a.2) Resistencia al corte.

La estabilidad se analiza usando resistencia drenada en términos de esfuerzo efectivo para materiales de libre drenaje (permeabilidad alta) y resistencia no drenada en términos de esfuerzo total para materiales de drenaje lento (Permeabilidad baja).

### a.3) Niveles de embalse

En la mayoría de los casos el nivel de embalse mas critico para el final de la construcción en el talud aguas arriba es el mínimo nivel posible. En algunos casos es apropiado considerar un nivel de embalse mayor para el análisis del talud aguas abajo al final de la construcción.

### a.4). Poro presión

Para materiales cuya resistencia se exprese en términos de esfuerzo efectivo, la poro presión deberá determinarse para el análisis de estabilidad durante y al final de la construcción, usando los niveles asumidos adyacentes al talud.

La poro presión se puede estimar usando los siguientes métodos:

- Cálculos de presiones hidrostáticas para condiciones sin flujo.
- Análisis estático de filtración donde se usan elementos finitos para hallar la red de flujo en condiciones no hidrostáticas.

(\*) Para suelos de baja permeabilidad cuya resistencia se exprese en resistencia No drenada, a poro presión será cero (0).

### b) Análisis en condiciones de filtración estática constante:

#### b.1) En general:

Los cálculos son hechos cuando se asume que existe un tiempo suficiente después de la construcción donde se desarrollan filtraciones constantes o condiciones hidrostáticas, donde los análisis son en condiciones de largo-plazo.

#### b.2) Resistencia al corte.

Por definición todos los suelos se encuentran en condición totalmente drenada a largo – plazo, a pesar de su permeabilidad, estas condiciones se analizan con resistencia en términos de esfuerzos efectivos ( $c'$  y  $\phi'$ ).

### b.3) Niveles de embalse

El máximo nivel de almacenamiento es el nivel máximo de agua que se mantendrá el suficiente tiempo como para producir una condición de filtración estática constante. Niveles intermedios se pueden considerar en el análisis variando desde cero al nivel máximo de almacenamiento.

### b.4) Sobrecarga del embalse

Se considera temporal, donde se adicionan cargas de deslizamiento, pero estas no persisten el tiempo necesario para establecer un estado de filtración constante. La estabilidad en el talud aguas abajo debe analizarse con la máxima sobrecarga del embalse.

### b.5) Poro presión

La poro presión usada en el análisis debe representar las condiciones de campo en un estado de filtración estática constante.

La poro presión se puede estimar usando los siguientes métodos:

- Mediciones de presión de poro en el terreno en los taludes existentes.
- Experiencias pasadas.
- Cálculos de presión hidrostática en condiciones sin flujo.
- Análisis de la filtración estática constante usando elementos finitos.

### c) Análisis en condiciones de desembalse rápido (Rapid Drawn down):

#### c.1) En general:

Estas condiciones se presentan cuando el nivel del agua adyacente al talud baja rápidamente, para el análisis se asume que el desembalse es muy rápido y no ocurre drenaje en los materiales de baja permeabilidad solo en los de libre drenaje, de ahí el término desembalse rápido.

Materiales con permeabilidad mayor a  $10^{-4}$  cm./sg. se puede asumir que drena durante el desembalse, para estos se utilizará la resistencia drenada.

### c.2). Etapas de análisis

Se puede simular el desembalse rápido usando el método de exceso de poro presión ( $\bar{B}$ ) donde el peso del agua existente embalsada se usa para determinar el cambio negativo en la poro presión para los materiales con un coeficiente de poro presión  $B$ .

Para el análisis de estabilidad se obvia la acción de la carga del embalse. Se puede modelar un desembalse parcial ingresando una línea piezométrica, si es necesario, para definir la poro presión, y reemplazando el nivel del agua por una carga distribuida sobre el talud aguas arriba.

El exceso de poro presión se refiere a cambios en corto tiempo sobre la presión de poros debido a la aplicación rápida de cargas (Cargas No drenadas), materiales con baja permeabilidad como las arcillas pueden presentar este comportamiento, el cambio en la presión de poros se asume directamente proporcional al cambio en el esfuerzo vertical, este cambio está dado por:

$$\Delta\mu = \bar{B}\Delta\sigma_v$$

Donde  $\bar{B}$  es coeficiente de presión de poros del material (Skempton 1954)

El cambio en el esfuerzo vertical se puede dar debido a:

- Incremento de las capas de suelo
- Cargas externas
- Cargas sísmicas

O la combinación de estos factores.

La presión de poros final usada en el análisis de estabilidad es igual a la presión de poros inicial + el exceso en la presión de poros.

La presión inicial es dada por los análisis preliminares dependiendo de las condiciones hidráulicas, el exceso de la presión de poros es calculado por el coeficiente  $\bar{B}$  y el cambio del esfuerzo vertical.

Para calcular el exceso de poro presión, el coeficiente  $\bar{B}$  debe ser mayor que cero, usualmente el valor se encuentra entre 0 y 1. Para materiales con libre drenaje usar  $\bar{B} = 0$

Tabla 4.3 Consideraciones de diseño para análisis de estabilidad.

Condiciones de diseño para los estados de calculo - Resumen			
Condiciones de diseño	Material	Resistencia Corte	Presión de poros
Durante y al final de la construcción	Permeable	-Drenada- Esfuerzos efectivos(1)	Condiciones Hidrostáticas o elementos finitos
	Impermeable	-No drenada- Resistencia No drenada.	Sin presión $\mu = 0$
Filtración estática constante	Ambos	-Drenada- Esfuerzos efectivos	Condiciones Hidrostáticas o elementos finitos
Desembalse rápido	Permeable	-Drenada- Esfuerzos efectivos	Para 2 etapas: 1era) Cálculo Exceso Poro presión. 2da) Cálculo exceso poro presión para desembalse parcial
	Impermeable	-Drenada- Esfuerzos efectivos	Para 2 etapas: 1era) Cálculo Exceso Poro presión. 2da) Cálculo exceso poro presión para desembalse parcial
(1)Esfuerzos efectivos- Parámetros obtenidos de los ensayos de CD-S o CU-R en especímenes saturados. (2)Para suelos saturados usar $\phi = 0$ , envolventes con $\phi > 0$ solo se aplican a suelos parcialmente saturados.			

## 4.22 Métodos de análisis

Como sabemos bien, casi todos los métodos utilizados actualmente se basan en las dovelas, que consiste en dividir el macizo con mayor probabilidad al deslizamiento en “rebanadas” verticales. Analizando el equilibrio individual y luego global, obteniendo luego un Factor de seguridad ( $F_s$ ) que se define como la relación entre las fuerzas o momentos resistentes y las fuerzas o momentos que inducen el movimiento.

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Fuerzas Estabilizantes}}{\sum_{i=1}^n \text{Fuerzas Desestabilizantes}}$$

El peso de la dovela ( $W$ ) se descompone en un empuje tangencial ( $W\tau$ ) y otro normal ( $W_N$ ) a la base de la misma.  $W\tau$  origina una tensión cortante a la que se opone la resistencia al corte ( $S$ ) del terreno definida por la cohesión y la fuerza normal  $W_N$  disminuida por la presión de poro ( $\mu$ ).

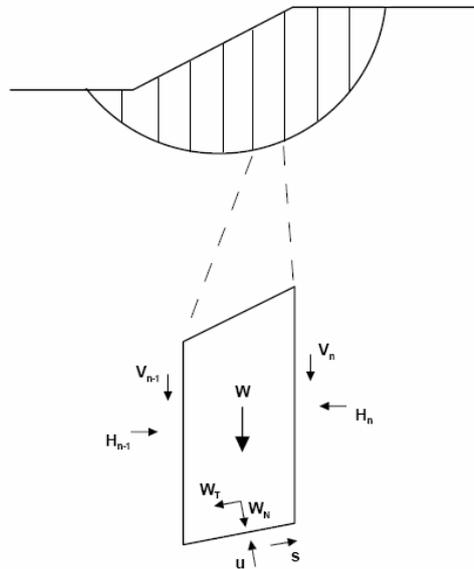


Fig. 4.14 Diagrama de cuerpo libre en las dovelas

- Las fuerzas  $V$  y  $H$  definen la interacción entre las dovelas, y es en esta reacción donde se diferencian los métodos de análisis.
- De este equilibrio se obtiene un  $F_s$ , luego para otra superficie de deslizamiento y así hasta obtener el menor  $F_s$ .

A continuación se describirán brevemente el método a utilizar en el análisis de estabilidad:

a) Método de Morgenstern – Price:

En este método la interacción de las dovelas es dada por una función que dicta la interacción a lo largo de la superficie de deslizamiento. Sirve para cualquier tipo de falla y calcula el equilibrio de momentos y fuerzas.

Los métodos de Bishop y Janbu no serán utilizados pues se pretende hacer un equilibrio de momento y fuerzas, así como asumir interacción entre las dovelas, pues asumirla nula es algo demasiado restrictivo.

Tabla 4.4 Diferentes métodos para análisis de estabilidad.

Comparación de algunos métodos de equilibrio limite para estabilidad de taludes						
Característica	Ordinario	Bishop simplificado	Morgenstern-Price	Sueco modificado	Cuña	Talud infinito
Exactitud		X	X			X
Superficies de deslizamiento paralelas a la cara del talud						X
Superficies Circulares	X	X	X	X		
Mecanismo falla cuña			X	X	X	
Superficies No circulares			X	X		
Solución a mano	X	X		X	X	X

b) Metodología de análisis para eventos sísmicos.

En este caso se empleara el método Seudo estático donde se calcula el  $F_s$  para el equilibrio límite, adicionando un coeficiente lateral sísmico. Uno de los problemas es encontrar el coeficiente sísmico, el cual depende de la sismicidad del país.

c) Comportamiento de presas durante sismos:

- Cualquier presa bien construida puede soportar sismos moderados, con aceleraciones máximas de 0.2 g, sin daños.
- El diseño sísmico debe concentrarse en las presas que pueden sufrir daños por sismos severos o tienen cuerpos granulares saturados que pueden perder resistencia durante sismos ocasionando movimientos.
- El análisis de Estabilidad seudo-Estático se aplica a presas o diques de enrocado, rellenos cohesivos y arenas densas compactadas.

- El análisis de Estabilidad Dinámico Riguroso se aplica a presas o diques de arenas medianamente densas o cimentación similar. Se debe considerar el método de análisis y la interpretación de resultados.

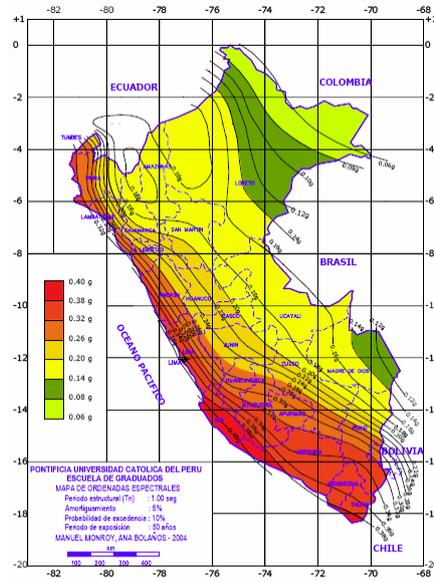


Figura 3.1.- Distribución de ordenadas espectrales para el Perú correspondientes a un periodo estructural de 1.0seg con 5% de amortiguamiento y periodo de retorno de 475 años.

Fig. 4.15 Distribución de ordenadas espectrales para el Perú, correspondiente a un periodo estructural de 1.0seg con 5% de amortiguamiento para un periodo de 475 años.

## D. ASENTAMIENTO DE LA PRESA

El mayor asentamiento se produce durante la construcción y en los primeros años de operación, estos ocurren en la presa y en su cimentación, por causas tales como mala compactación o materiales de mala calidad.

Se puede ver el asentamiento en dos etapas:

- Principal, durante la construcción.
- Secundario, al llenarse el vaso del embalse y se transfieren fuerzas del agua al enrocamiento.

El rango del asentamiento vertical para una presa de arcilla esta entre 1 y 3%, dependiendo de cuan afectada se vea la estabilidad de la estructura global.

Tabla 4.5 Porcentaje máximo de asentamiento permisible en presas flexibles.

Fundación y terraplén	% de altura total
Materiales no compresibles	2
Materiales compresibles	5

### 4.23 Problemas de compresibilidad

Las deformaciones son la principal causa de agrietamiento en las estructuras

Se pierde el riesgo cuando son presas de tierra y enrocamiento sobre rocas sanas, más no deja de ser de cuidado y de cálculo cuidadoso.

#### a) Suelos cohesivos:

La compresibilidad de arcillas y limos se estima de los ensayos de consolidación unidimensional. Estas se deben hacer con muestras inalteradas, de cada espécimen se obtiene una curva de relación de vacíos y presiones aplicadas, determinándose la carga de pre-consolidación y el coeficiente de compresibilidad y consolidación.

Mediante el uso de teorías se pueden calcular los asentamientos totales y diferenciales, como indicaremos más adelante.

#### b) Rocas:

La compresibilidad de las masas de roca, no son motivos de preocupación al proyectar presas de tierra y enrocamiento, es de otro orden de magnitud comparado con los elementos que constituyen la presa, para fines prácticos la cimentación se considera incompresible

### 4.24 Consolidación

En suelos cohesivos saturados, se produce un efecto de expulsión de agua en sus poros ante el efecto del incremento de la carga (sea externa o debida a su propio peso), esto

implica un cambio en su volumen hasta alcanzar una presión interna de equilibrio, a este evento se le denomina Consolidación.

Como vimos anteriormente, un suelo esta normalmente consolidado cuando su volumen permanece constante bajo la acción de un estado de esfuerzo constante y las condiciones actuales corresponden a su presión de consolidación final.

En cambio cuando un suelo está sometido a una sobrecarga que es inferior a la presión extrema de consolidación que existió en algún momento en su historia, se dice que esta pre-consolidado o sobre-consolidado.



Fig. 4.16 Representación gráfica de arcillas normalmente consolidadas y arcillas preconsolidadas.

a) Coeficiente de compresibilidad volumétrica ( $m_v$ )

Representa el grado de variación del volumen unitario ante el aumento unitario del esfuerzo efectivo. El valor de  $m_v$  no es constante para un suelo dado, sino que varía con el incremento del esfuerzo efectivo ( $\Delta\sigma_v'$ ). Se expresa en  $[L^2 / F]$

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta\sigma_v' * 1 + e_0}$$

También se puede expresar en términos del coeficiente de compresibilidad unidimensional.

$$m_v = \frac{\alpha_v}{1 + e_0}$$

b) módulo de deformación edométrica

$$E_s = \frac{1}{m_v}$$

c) Coeficiente de compresibilidad unidimensional ( $\alpha$ )

Se define como el cambio en la relación de vacíos ( $\Delta e$ ) con respecto a la variación del esfuerzo efectivo vertical ( $d\sigma_v'$ ). Se expresa en  $[L^2 / F]$

$$\alpha_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma}$$

d) Asentamiento por consolidación S:

El asentamiento "Sc" en el ensayo de consolidación (Deformación vertical, confinamiento lateral en material compresible).

El material pierde volumen a expensas de los vacíos:

$$Sc = \frac{\alpha_v}{1 + e_0} \Delta \sigma * h$$

$$Sc = m_v * \Delta \sigma * h$$

## E. CONSIDERACIONES EN EL DISEÑO DE LAS PRESAS

### 4.25 Cuerpo de la presa

Este puede ser homogéneo o heterogéneo, teniendo en común la estabilidad e impermeabilidad de la estructura. Se puede observar aquí algunos datos de calidad para los materiales de la cimentación y el cuerpo de la presa:

Tabla 4.6 Calidad de los materiales empleados en la construcción de presas homogéneas HIMAT, 1984.

Clase de material	Contenido de arcilla %	Calidad del material	
		Cimentación	Cuerpo de la presa
Arcilla	40-60	Muy buena, No necesita medidas especiales	Buena. La superficie de la presa debe revestirse con algún tipo de protección
Arcilla-Arenosa	20-40	Buena. Por lo general no necesita medidas especiales	Buena. No necesita medidas especiales

Arena-Arcillosa	10-20	Regular, Se necesitan medidas especiales para detener la filtración	Regular, Se requieren medidas especiales para detener la filtración
Arena	Menos de 10	Mala. No se admite para la construcción	Mala, No se admite para la construcción

#### 4.26 Zonas de la presa mixta (Enrocado)

Pueden ser tres o más:

- Núcleo impermeable
- Filtros o material de transición
- Espaldones de enrocado

Se deben determinar las características que los materiales deben tener y llevarlas a campo sin cambio significativo para mantener el coeficiente de seguridad deseado.

Valores usuales del coeficiente de permeabilidad  $K$  para cada zona son:

Tabla 4.7 Rango de valores para la permeabilidad de las zonas de una presa de enrocado con núcleo impermeable.

Zona	Permeabilidad m/sg
K núcleo	$10^{-7} - 10^{-9}$ .
K filtro	$10^{-2} - 10^{-4}$
K espaldón	$>10^{-2}$

## 4.27 Núcleo impermeable

El tamaño del núcleo depende del material y de la cimentación. Puede ser grueso o delgado según la pérdida de agua que se pueda admitir y según el material que lo constituye.

Tabla 4.8 Restricciones para el núcleo dependiendo de su cohesión

Material Núcleo	Cohesión	Núcleo
Arena limosa	-	Grueso
Limo arcillosa	+	
Arcilla	+	Delgado

El núcleo debe llevarse por encima del *NFE*.

El ancho mínimo del núcleo debe ser entre 1.0m y 1.5m para facilitar la compactación.

Para núcleo grueso el ancho mínimo del núcleo en la base puede ser:

$$A = H / 2$$

Para núcleo delgado el ancho, para material muy impermeable y compactación controlada, el ancho de la base puede ser:

$$A = \frac{1}{3} \text{ ó } \frac{1}{7} H$$

## 4.28 Filtros

La granulometría de las zonas deben ser tales que impidan el arrastre de partículas entre ellas. Se necesita para esto zonas de transición entre el núcleo impermeable y el espaldón de enrocado lo que se logra con el uso de filtros. Estos evitan que el cuerpo de la presa o núcleo sea lavado o pierda partículas de finos.

El uso de geotextiles como material de filtro debe limitarse al caso en que la diferencia entre diámetros de partículas entre los espaldones y el núcleo no sea mucha. Se pueden generar esfuerzos de tensión entre las piedras grandes y las arcillas dañando el geotextil.

#### **4.29 Material permeable de los espaldones de enrocado**

Este es el material permeable aguas abajo que permite el abatimiento de la línea freática y disminuye presiones intersticiales.

Se coloca también aguas arriba para permitir la disipación de presiones en el desembalse rápido y proteger los taludes de la erosión por el oleaje.

#### **4.30 Protección del talud aguas arriba**

Se debe proteger aguas arriba el talud contra efectos de las olas, lluvia y fluctuaciones de nivel del embalse.

Las recomendaciones mínimas que deben seguirse para el diseño del enrocado de protección son:

- El espesor del enrocado está entre 18" y 24".
- El enrocado se coloca en todo el talud desde el pié hasta la corona de la presa.
- Las rocas escogidas para el enrocado deben ser angulares, duras, de peso individual variable entre 4.5 y 130 Kilos, pero sin que el porcentaje de rocas de 4.5 Kilos ni el de 130 Kilos, sea mayor del 25%. Además el tamaño debe ser variado entre el rango especificado.
- Si el enrocado es acomodado a mano se debe especificar una colocación cuidadosa similar a la de la mampostería seca (sin pegar) pero dejando espacio entre las rocas para facilitar el drenaje al bajar el nivel del agua en el embalse.
- En caso de que no se disponga de piedras angulares se pueden emplear piedras redondeadas grandes partidas, siempre y cuando cumplan los requisitos de peso individual.

#### **4.31 Corona**

El ancho mínimo de corona para presas pequeñas esta en función de los siguientes factores:

- Dar mayor volumen a la presa para mejorar su seguridad y estabilidad.
- Establecer los servicios necesarios sobre la presa, utilizándola como vía de mantenimiento e inspección.

- Facilitar la construcción con los equipos disponibles.

Tabla 4.9 Ancho de corona mínimo según el Código de Arizona.

Altura de la Presa (m)	Ancho de corona (m)
< 12	3.0
12 a 45	4.5
> 45	6.0

- Ancho mínimo cuando no se usa como vía = 3.0 m
- Ancho mínimo cuando se usa como vía = 3.60 m.

Una recomendación práctica es tomar el ancho de la corona iguala  $\frac{1}{4}$  de la altura.

El drenaje superficial de la corona se logra dando un bombeo así:

- Pendiente transversal cuando el talud seco está revestido: 2% hacia ambos lados a partir del centro.
- Pendiente transversal cuando el talud seco no está revestido: 2% hacia el lado aguas arriba.

La protección para evitar erosión cuando no se usa como vía consiste en 0.10 m. de afirmado o grava.

#### **4.32 Criterios para el Diseño de Presas Flexibles**

- No se debe permitir el rebose por encima de la presa, sus estructuras de descarga deben evacuar los caudales de diseño.
- Los taludes de la presa deben ser estables para soportar los esfuerzos en todas las condiciones de cálculo recomendadas.
- Emplear materiales y protecciones apropiadas para que la filtración sea tan pequeña como sea posible y menor a la permisible.
- Seleccionar adecuadamente el tipo de presa según los materiales apropiados de la zona, en cantidad suficiente para la construcción y a una distancia económicamente viable.
- Los taludes y corona deberán estar protegidos contra la erosión por olas, lluvia o viento, y contra el agrietamiento.

### 4.33 Taludes

La pendiente de los taludes de presas pequeñas de material homogéneo depende de la altura total del terraplén, de las características de los materiales empleados, y del grado de compactación exigido para su construcción.

Las presas mixtas permiten taludes más empinados dependiendo de los parámetros de resistencia del enrocado ( $\phi$ ), llegando a tener relaciones comunes entre 1.5H:1V, y 2.0H:1V.

Tabla 4.10 Factores de seguridad Mínimos. Fuente: - US Army Corps of Engineers Engineering and design- Slope stability.

Mínimos factores de seguridad requeridos: Nuevas presas de tierra o Enrocados.		
Condiciones de análisis	Mínimo factor de seguridad Estático requerido	Talud
Final de la construcción (Incluye etapas de construcción) (1)	1.3	Aguas arriba & Aguas abajo
Largo plazo – (Filtración constante, máximo nivel almacenamiento)	1.5	Aguas abajo
Máximo nivel de descarga	1.4	Aguas abajo
Desembalse rápido	1.1 – 1.3	Aguas arriba

(1) Para presas con más de 15m de altura cimentada en suelos blandos y para presas sujetas a carga hidráulica durante la construcción se debe usar un Fs. mayor.

(\*) En una presa de tierra el análisis de estabilidad de taludes se realiza típicamente para alcanzar los siguientes factores de seguridad.

- Final de construcción + sismo FS > 1.0 Aguas Arriba y Abajo
- Infiltración constante + sismo FS > 1.25 Aguas abajo
- Desembalse rápido + sismo FS > 1.0 Aguas arriba

(\*) Diseño sísmico de presas de tierra y enrocado- Jorge E. Alva Hurtado & Miguel Infantes Quijano.

### 4.34 Fallas más comunes en la construcción de presas flexibles

A continuación se mencionan las fallas más comunes en presas flexibles:

Tabla 4.11 Fallas más comunes. Fuente: Estadísticas vistas durante el curso de presas en Delft, 1984.

Causa	Porcentaje de fallas
Hidrología e Hidráulica	45
Diseño y construcción	30
Geología y mecánica de suelos	8
Operación y mantenimiento	6
Ambientales	6
Otras	5

Tabla 4.12 Fallas más comunes en presas de embalse.

Falla	Problemas
<b>Hidráulica</b> (20% corresponden a presas altas y 50% a presas bajas)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Asentamiento debido a la compresibilidad de fundación</li> <li>- Paso del agua por encima de la cresta, por asentamiento poca capacidad del vertedero</li> <li>- Acción olas en paramento aguas arriba</li> <li>- Fallas del filtro.</li> <li>- Erosión al pie de la presa</li> <li>- Erosión taludes por lluvia.</li> </ul>
<b>Filtración</b> (50% corresponden a presas altas y 30% a presas bajas)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Perdida de agua debido a la erosión.</li> <li>- Raíces forman parte del terraplén</li> <li>- Filtraciones a los largo de conductos q cruzan el terraplén.</li> <li>- Fallas por expansión y contracción de suelos plásticos.</li> <li>- Animales que excavan en el terraplén.</li> </ul>
<b>Estructural</b> (33% corresponden a presas altas y 20% a presas bajas)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Deslizamientos de la fundación</li> <li>- Alta velocidad de construcción</li> <li>- Deslizamiento de los taludes debido a materiales inadecuados, desembalses rápidos, cambios en la línea de flujo, factores atmosféricos.</li> <li>- Angulo de fricción interna menor de lo esperado</li> <li>- Desembalse rápido</li> <li>- Taponamiento del filtro.</li> </ul>

# CAPITULO 5. CÁLCULOS PRELIMINARES

## A. CLASIFICACIÓN DEL EMBALSE

Se pueden clasificar el embalse en estudio de la siguiente manera:

- Según su función: Embalse de acumulación y de distribución.
- Según su tamaño: Embalse mediano ( $1,000 \text{ Mm}^3 > V > 1 \text{ Mm}^3$ )

## B. CONSIDERACIONES PARA LA SELECCIÓN DEL SITIO DEL EMBALSE

El sitio seleccionado para el embalse bramadero presenta las características topográficas necesarias para asegurar una capacidad acorde al volumen requerido para abastecer a la mina y las actividades agropecuarias.

La geomorfología del sitio nos muestra un valle extendido de baja a moderada pendiente en sus laderas, interiormente en el vaso se observan pequeñas ondulaciones. Hacia el norte se observa una zona de estrechamiento, incisión volcánica en forma de “V”, favoreciendo económicamente y por seguridad la ubicación de la presa principal.

Geológicamente se ubica la zona dentro de una franja volcánica perteneciente al Grupo Calipuy, con presencia en el vaso de un tapiz natural de suelo orgánico de baja conductividad, así como en la zona de emplazamiento de la presa se tiene cimentación sobre un basamento de roca de buena tipo II.

En cuanto a la geodinámica externa no se tienen procesos de riesgo, debido a la ausencia de nevados o lagunas de agua, el fenómeno que más afectaría sería el de la erosión eólica y la escorrentía superficial, pero esta se ve disminuida debido a la protección natural dada por la capa orgánica de la zona.

## C. OPERACIÓN DE EMBALSES

La operación de embalses se basa en la siguiente ecuación:

Ecuación de continuidad

$$\Delta V = V_{entra} - V_{sale}$$

$\Delta V$  = Cambio en el almacenamiento durante un período dado (semana, mes).

$V_{entra}$  = Aportes al embalse durante un período dado (semana, mes).

$V_{sale}$  = Caudales de demanda, vertimiento, pérdidas durante un período dado.

Los cálculos de operación y volúmenes requeridos para la demanda se realizarán usando los datos hidrológicos proporcionados en el estudio de WMC.

Para los años del 2005 al 2007, tomando como año base de inicio el 2007 y asumiendo que el caudal ocurrido en el pasado se repetirá en el futuro, con un ciclo hidrológico de 3 años.

A continuación se presentan los balances hidrológicos para la quebrada Bramadero – Datos Estudio WMC para la estación WMA-7 con un T=100 años con 3 años de sequía.

Tabla 5.1 Caudales Quebrada Bramadero - Estación WMA-7 Periodo Retorno 100 años

- 3 años Sequía

	<b>Mín.</b>	<b>Máx.</b>	<b>Promedio</b>	<b>Q lit/sg</b>
<b>Ene-05</b>	0.01	0.06	0.013	13
<b>Feb-05</b>	0.01	0.28	0.078	77.5
<b>Mar-05</b>	0.01	0.03	0.020	20
<b>Abr-05</b>	0.01	0.41	0.130	130
<b>May-05</b>	0.01	0.16	0.016	16
<b>Jun-05</b>	0.01	0.065	0.013	13.3
<b>Jul-05</b>	0.005	0.005	0.005	5
<b>Ago-05</b>	0.005	0.005	0.005	5
<b>Sep-05</b>	0.005	0.005	0.005	5
<b>Oct-05</b>	0.005	0.07	0.010	10.2
<b>Nov-05</b>	0.005	0.14	0.127	126.5
<b>Dic-05</b>	0.005	0.19	0.024	23.5

<b>Ene-06</b>	0.01	0.18	0.019	18.5
<b>Feb-06</b>	0.01	0.26	0.023	22.5
<b>Mar-06</b>	0.01	0.02	0.011	11
<b>Abr-06</b>	0.01	0.4	0.049	49
<b>May-06</b>	0.01	0.15	0.014	14.2
<b>Jun-06</b>	0.005	0.06	0.006	5.55
<b>Jul-06</b>	0.005	0.005	0.005	5
<b>Ago-06</b>	0.005	0.005	0.005	5
<b>Sep-06</b>	0.005	0.005	0.005	5
<b>Oct-06</b>	0.005	0.13	0.018	17.5
<b>Nov-06</b>	0.005	0.35	0.126	125.75
<b>Dic-06</b>	0.01	0.01	0.010	10

<b>Ene-07</b>	0.01	0.15	0.024	24
<b>Feb-07</b>	0.01	0.01	0.010	10
<b>Mar-07</b>	0.01	0.24	0.068	67.5
<b>Abr-07</b>	0.01	0.05	0.014	14
<b>May-07</b>	0.005	0.01	0.006	5.5
<b>Jun-07</b>	0.005	0.005	0.005	5
<b>Jul-07</b>	0.005	0.005	0.005	5
<b>Ago-07</b>	0.005	0.005	0.005	5
<b>Sep-07</b>	0.005	0.05	0.010	9.5
<b>Oct-07</b>	0.0075	0.2	0.046	46
<b>Nov-07</b>	0.01	0.14	0.062	62
<b>Dic-07</b>	0.01	0.1	0.037	37

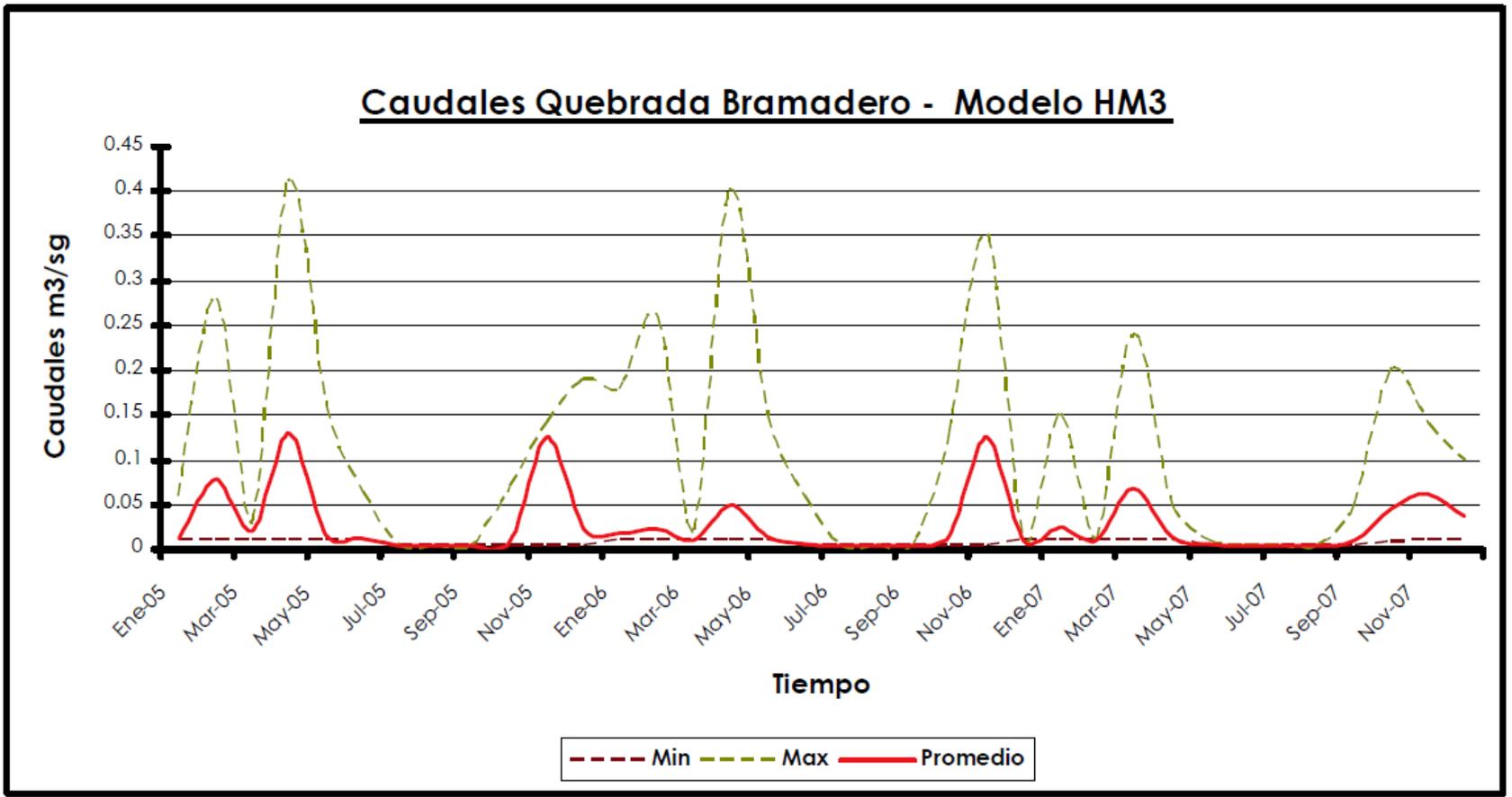


Fig. 5.1 – Caudales aporte quebrada Bramadero – Modelo HM3

## **5.1 Cálculo del caudal de bombeo:**

Se observó en el estudio de WMC que no se podría abastecer a la mina solamente con los recursos pluviales de la quebrada, por ende, para abastecer a la mina y las actividades agropecuarias necesitaremos del bombeo desde el Río Pisit.

Los cursos de agua más importantes cercanos a la mina que pueden abastecer la demanda de agua requerida para la mina (Estimada en 28.9 lit/sg) y actividades agropecuarias (Estimada en 30 lit/sg) son:

- La Quebrada Bramadero.
- Río Pisit.

Se utilizara entonces el suministro otorgado por la Quebrada Bramadero, apoyado con la extracción de agua desde el río Pisit solamente en los meses de excedencia.

Utilizando los datos anteriormente mostrados de los caudales de entrega en la Quebrada Bramadero y los caudales de descarga para satisfacer la demanda, con diferencia en los tiempos de descarga, de 24 horas para el abastecimiento a la Mina y de 8 horas para las actividades agropecuarias.

Se calcula el Volumen de entrega efectivo de la quebrada (Reducido por filtración, evaporación, etc.) y el volumen requerido para satisfacer las demandas.

Con la diferencia de volúmenes para un tiempo de bombeo establecido en dos periodos de 8 horas al día dentro de los 7 meses donde se puede bombear (De Noviembre a Abril y parte de los meses de Mayo y Octubre), nos darán el caudal necesario de bombeo para el diseño de las obras hidráulicas.

## CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO PARA BOMBEO

### Tiempo de Entrega de Caudales

Qe m3/sg Quebrada	24	hr.
Qe m3/sg Bombeo	0	hr.

### Tiempo de Descarga de Caudales

Qe m3/sg Mina	24	hr.
Qe m3/sg Agrícola	8	hr.

<u>Mes</u>	Qe m3/sg Quebrada	Qe m3/sg Bombeo	Qd m3/sg Mina	Qd m3/sg Agrícola	Ve (100000)m3	Vd (100000)m3
<b>Ene-07</b>	0.024	0	0.0289		0.62	0.75
<b>Feb-07</b>	0.01	0	0.0289		0.26	0.75
<b>Mar-07</b>	0.0675	0	0.0289		1.75	0.75
<b>Abr-07</b>	0.014	0	0.0289		0.36	0.75
<b>May-07</b>	0.0055	0	0.0289	0.03	0.14	1.01
<b>Jun-07</b>	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01
<b>Jul-07</b>	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01
<b>Ago-07</b>	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01
<b>Sep-07</b>	0.0095	0	0.0289	0.03	0.25	1.01
<b>Oct-07</b>	0.046	0	0.0289	0.03	1.19	1.01
<b>Nov-07</b>	0.062	0	0.0289		1.61	0.75
<b>Dic-07</b>	0.037	0	0.0289		0.96	0.75

Volumen Entrega de la Quebrada Bramadero

752,976.0

Reducción por filtraciones, evaporación, etc.

Volumen Entrega de la Quebrada Bramadero **Efectivo**

376,488.0

← 50%

Volumen Requerido (Mina y Actividades Agrícolas)

1,054,425.6

Volumen Requerido Bombeo

677,979.6

m<sup>3</sup>

Tiempo Efectivo de Bombeo

12,096,000.0

sg

← 16hrs./ Día por 7meses

**Caudal de Bombeo**

0.056

m<sup>3</sup>/sg

Teniendo el caudal de bombeo podemos revisar los balances hidrológicos para el Río Pisit – Datos Estudio WMC para la estación WMA-9 con un T=100 años con 3 años de sequía. Donde podremos ver la incidencia en los caudales debido al bombeo y los meses donde no deberá existir bombeo del Río Pisit.

Tabla 5.2: Balance de Caudales Rio Pisit - Estación WMA-9

Periodo Retorno 100 años - 3 años Sequía

	Mín.	Máx.	Promedio	Q lit/sg	
<b>Ene-05</b>	0.15	0.65	0.21	210	
<b>Feb-05</b>	0.15	2.3	0.37	365	
<b>Mar-05</b>	0.15	0.16	0.15	153	
<b>Abr-05</b>	1	2.7	1.51	1510	
<b>May-05</b>	0.16	1.6	0.95	952	
<b>Jun-05</b>	0.1	0.7	0.16	160	
<b>Jul-05</b>	0.05	0.06	0.06	60	No bombear
<b>Ago-05</b>	0.05	0.06	0.06	60	No bombear
<b>Sep-05</b>	0.05	0.1	0.10	100	
<b>Oct-05</b>	0.1	1	0.46	460	
<b>Nov-05</b>	0.2	2.6	0.68	680	
<b>Dic-05</b>	0.3	1.5	0.48	480	
<b>Ene-06</b>	0.1	0.6	0.20	200	
<b>Feb-06</b>	0.1	2.2	0.29	289	
<b>Mar-06</b>	0.1	0.1	0.10	100	
<b>Abr-06</b>	0.15	2.5	0.74	737.5	
<b>May-06</b>	0.1	1.5	0.14	142	
<b>Jun-06</b>	0.1	0.7	0.16	160	
<b>Jul-06</b>	0.05	0.1	0.06	55	No bombear
<b>Ago-06</b>	0.05	0.05	0.05	50	No bombear
<b>Sep-06</b>	0.05	0.8	0.09	87.5	No bombear
<b>Oct-06</b>	0.05	0.9	0.48	475	
<b>Nov-06</b>	0.15	2.5	0.62	620	
<b>Dic-06</b>	0.15	1.4	0.40	400	
<b>Ene-07</b>	0.1	0.3	0.12	116	
<b>Feb-07</b>	0.1	1.4	0.23	230	
<b>Mar-07</b>	0.1	0.1	0.10	100	
<b>Abr-07</b>	0.1	1.4	0.36	360	
<b>May-07</b>	0.1	0.8	0.14	142	
<b>Jun-07</b>	0.05	0.1	0.06	55	No bombear
<b>Jul-07</b>	0.05	0.05	0.05	50	No bombear
<b>Ago-07</b>	0.05	0.05	0.05	50	No bombear
<b>Sep-07</b>	0.05	0.05	0.05	50	No bombear
<b>Oct-07</b>	0.05	0.4	0.16	155	
<b>Nov-07</b>	0.1	1.1	0.30	300	
<b>Dic-07</b>	0.1	0.4	0.16	160	

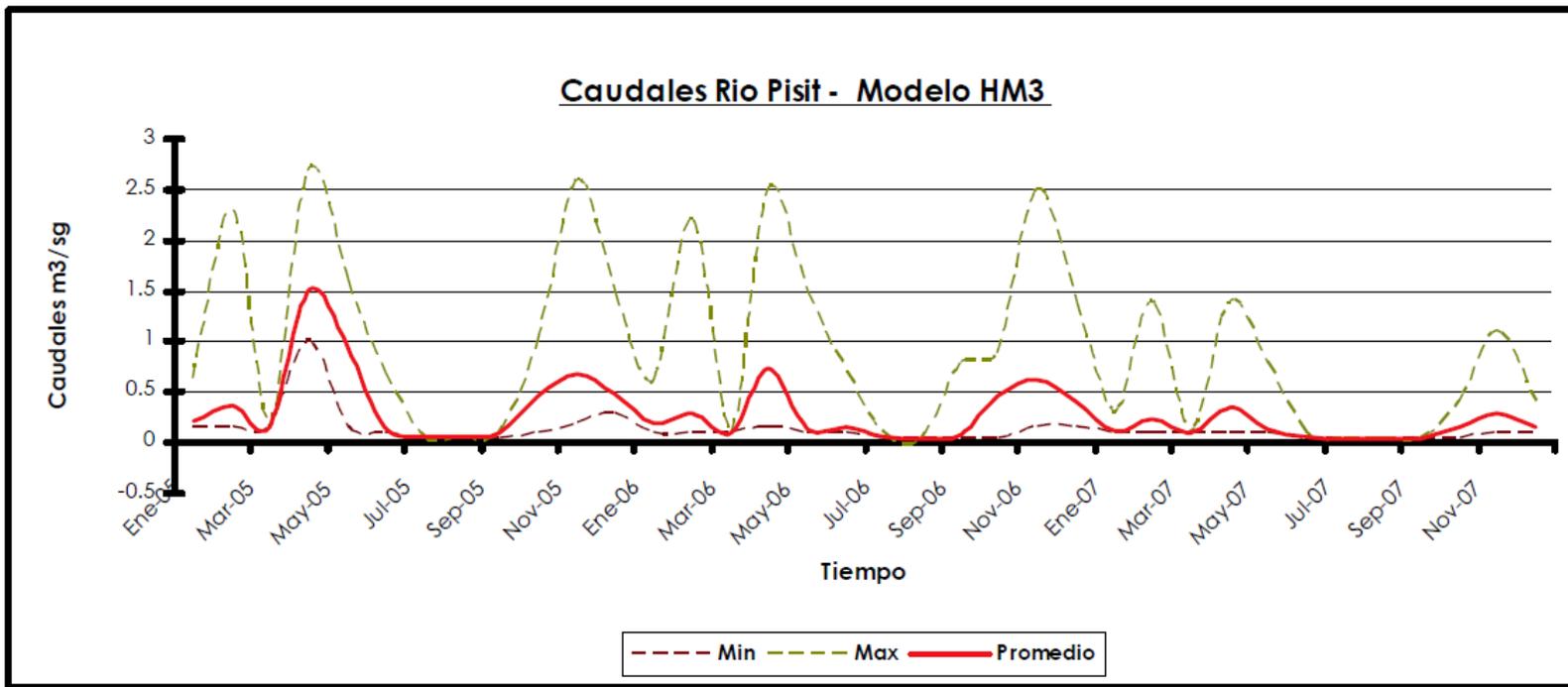


Fig. 5.2 – Caudales Río Pisit – Modelo HM3

El bombeo se efectuaría entre los meses de Noviembre y Abril, pudiendo hacerlo también en la primera quincena de Mayo y la segunda quincena de Octubre.

## 5.2 Hidrogramas Aportes vs. Demanda

Se puede ahora visualizar las gráficas de aporte versus demanda, teniendo todos los caudales involucrados calculados.

Se tomara, como indicamos anteriormente, los datos del 2007 (proyectados por el Modelo HMS del Estudio de WMC) como el inicio del ciclo y los siguientes años (2005-2006) como la repetición de un ciclo de 3 años.

1er año del ciclo:

Tabla 5.3 Aporte y demanda en el año 2007

<u>Mes</u>	<b>Qe m3/sg</b> Quebrada	<b>Qe m3/sg</b> Bombeo	<b>Qd m3/sg</b> Mina	<b>Qd m3/sg</b> Agrícola	<b>Qe Lit/sg</b> Aporte	<b>Qd Lit/sg</b> Demanda
<b>Ene-07</b>	0.024	0.06	0.0289		84	28.9
<b>Feb-07</b>	0.01	0.06	0.0289		70	28.9
<b>Mar-07</b>	0.0675	0.06	0.0289		127.5	28.9
<b>Abr-07</b>	0.014	0.06	0.0289		74	28.9
<b>May-07</b>	0.0055	0.03	0.0289	0.03	35.5	58.9
<b>Jun-07</b>	0.005	0	0.0289	0.03	5	58.9
<b>Jul-07</b>	0.005	0	0.0289	0.03	5	58.9
<b>Ago-07</b>	0.005	0	0.0289	0.03	5	58.9
<b>Sep-07</b>	0.0095	0	0.0289	0.03	9.5	58.9
<b>Oct-07</b>	0.046	0.03	0.0289	0.03	76	58.9
<b>Nov-07</b>	0.062	0.06	0.0289		122	28.9
<b>Dic-07</b>	0.037	0.06	0.0289		97	28.9

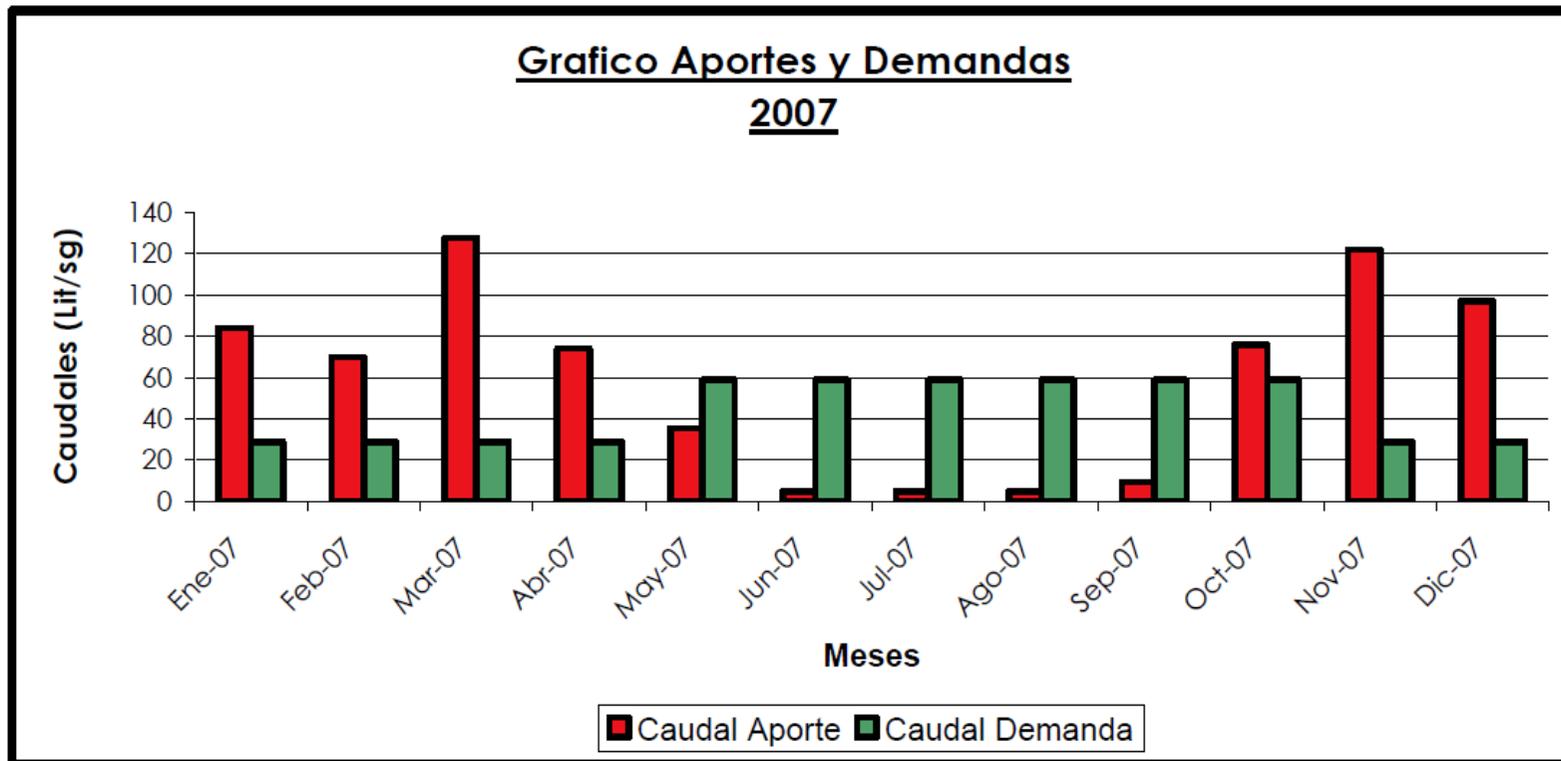


Fig. 5.3 – Aportes vs. Demandas – Año 2007

2do año del ciclo:

Tabla 5.4 Aporte y demanda en el año 2005 – ciclo hidrológico.

<u>Mes</u>	Qe m3/sg Quebrada	Qe m3/sg Bombeo	Qd m3/sg Mina	Qd m3/sg Agrícola	Qe m3/sg Aporte	Qd m3/sg Demanda
					0	0
<b>Ene-05</b>	0.013	0.06	0.0289		73	28.9
<b>Feb-05</b>	0.0775	0.06	0.0289		137.5	28.9
<b>Mar-05</b>	0.02	0.06	0.0289		80	28.9
<b>Abr-05</b>	0.13	0.06	0.0289		190	28.9
<b>May-05</b>	0.016	0.03	0.0289	0.03	46	58.9
<b>Jun-05</b>	0.0133	0	0.0289	0.03	13.3	58.9
<b>Jul-05</b>	0.005	0	0.0289	0.03	5	58.9
<b>Ago-05</b>	0.005	0	0.0289	0.03	5	58.9
<b>Sep-05</b>	0.005	0	0.0289	0.03	5	58.9
<b>Oct-05</b>	0.0102	0.03	0.0289	0.03	40.2	58.9
<b>Nov-05</b>	0.1265	0.06	0.0289		186.5	28.9
<b>Dic-05</b>	0.0235	0.06	0.0289		83.5	28.9

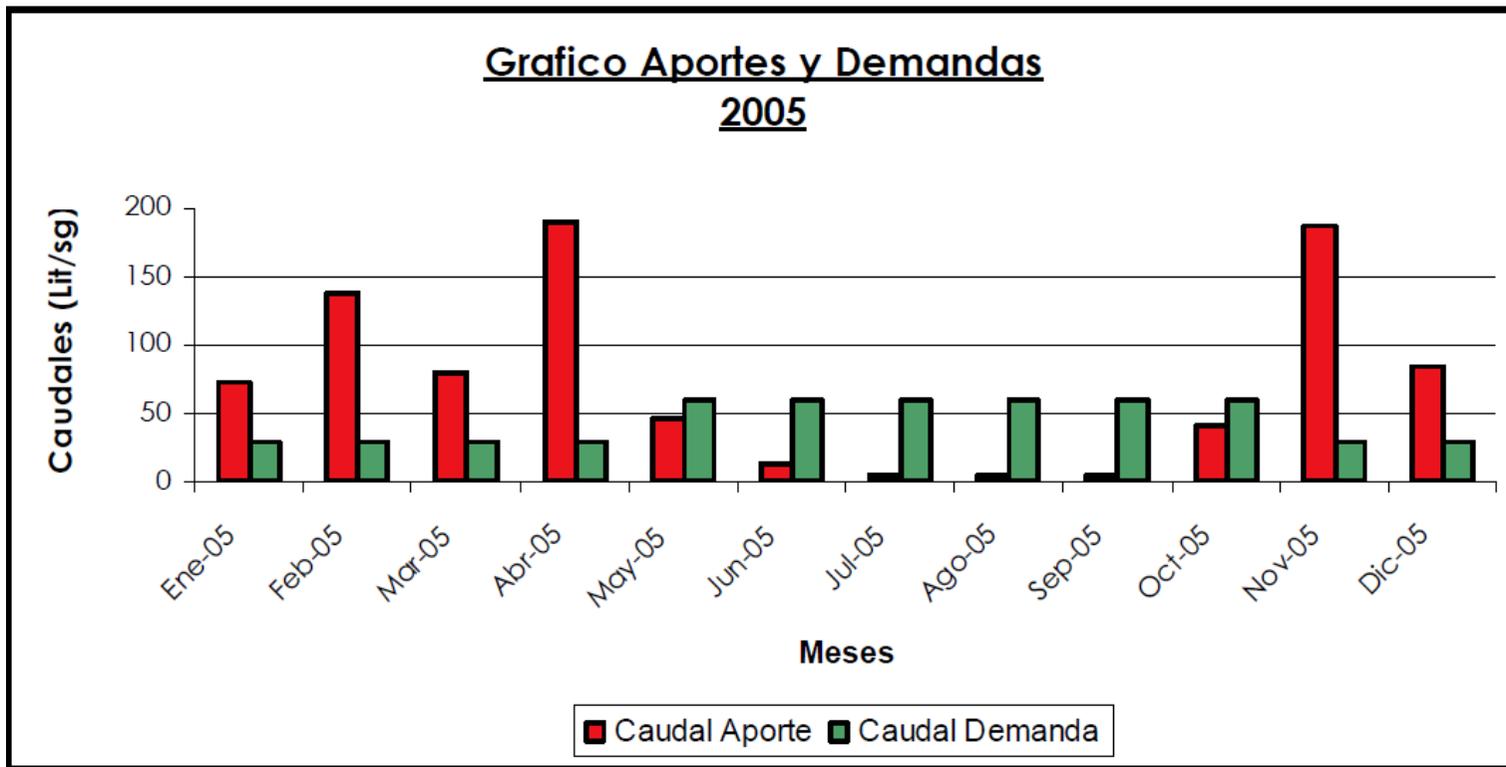


Fig. 5.4 – Aportes vs. Demandas – Año 2005 – Ciclo Hidrológico

3er año del ciclo:

Tabla 5.5 Aporte y demanda en el año 2006 – ciclo hidrológico

<b>Mes</b>	<b>Qe m3/sg Quebrada</b>	<b>Qe m3/sg Bombeo</b>	<b>Qd m3/sg Mina</b>	<b>Qd m3/sg Agrícola</b>	<b>Qe m3/sg Aporte</b>	<b>Qd m3/sg Demanda</b>
<b>Ene-06</b>	0.0185	0.06	0.0289		78.5	28.9
<b>Feb-06</b>	0.0225	0.06	0.0289		82.5	28.9
<b>Mar-06</b>	0.011	0.06	0.0289		71	28.9
<b>Abr-06</b>	0.049	0.06	0.0289		109	28.9
<b>May-06</b>	0.0142	0.03	0.0289	0.03	44.2	58.9
<b>Jun-06</b>	0.00555	0	0.0289	0.03	5.55	58.9
<b>Jul-06</b>	0.005	0	0.0289	0.03	5	58.9
<b>Ago-06</b>	0.005	0	0.0289	0.03	5	58.9
<b>Sep-06</b>	0.005	0	0.0289	0.03	5	58.9
<b>Oct-06</b>	0.0175	0.03	0.0289	0.03	47.5	58.9
<b>Nov-06</b>	0.12575	0.06	0.0289		185.75	28.9
<b>Dic-06</b>	0.01	0.06	0.0289		70	28.9

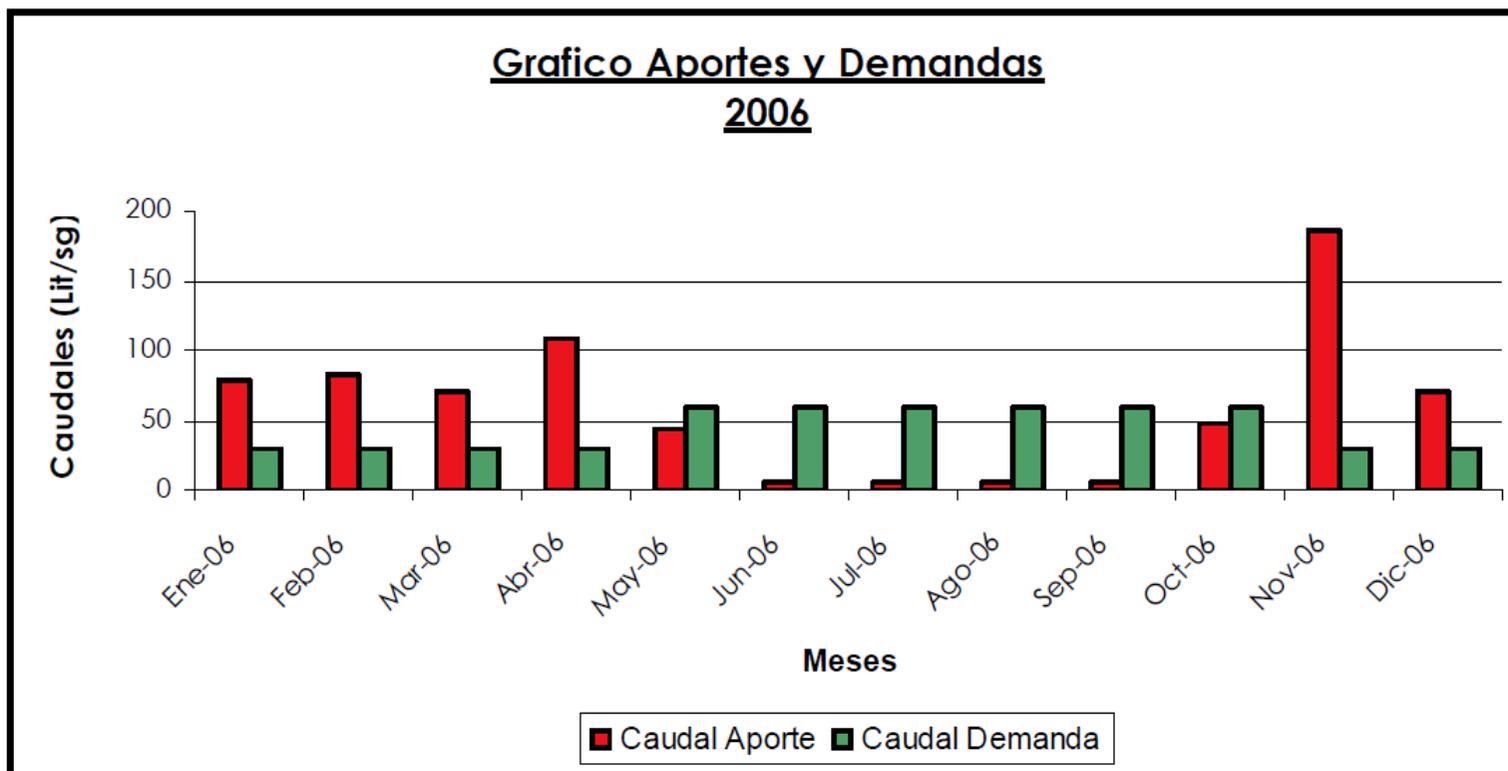


Fig. 5.5 – Aportes vs. Demandas – Año 2006 – Ciclo Hidrológico

## **D. Determinación de los Volúmenes característicos de los embalses:**

- Volumen muerto
- Volumen Útil
- Volumen total

El volumen útil es aquel volumen necesario para suplir las demandas y pérdidas de agua durante el funcionamiento del embalse.

### **5.3 Determinación del volumen útil**

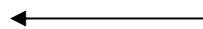
Se consideran los siguientes criterios:

- Embalse lleno la mayor parte del año
- La operación del embalse a inicio de ciclo se considera a embalse lleno.
- El embalse se considera lleno cuando el volumen de almacenamiento es cero y desocupado cuando el volumen es igual al máximo valor.
- Solo cuando el embalse está lleno y el suministro sea mayor que la descarga se considerará rebose.
- Al final de la operación se debe tener un volumen igual al inicio de operación. La operación no termina hasta tener este ajuste.
- El volumen útil requerido es el mayor valor absoluto de la operación.
- El periodo crítico es el número de periodos de tiempo para su desembalse.

Cuadro 5.2: BALANCE DE AGUA EN EL EMBALSE BRAMADERO - VOLUMEN UTIL

Caudales de Entrega

Qe m3/sg Quebrada	24	hr.
Qe m3/sg Bombeo	16	hr.



2 Turnos de 8 hrs.

Caudales de Descarga

Qd m3/sg Mina	24	hr.
Qd m3/sg Agrícola	8	hr.

Mayo y Octubre Bombeará ½ mes

Mes	Qe m3/sg Quebrada	Qe m3/sg Bombeo	Qd m3/sg Mina	Qd m3/sg Agrícola	Ve (100000)m3	Vd (100000)m3	Vu m3	Dif.V m3	AFM m3 0
Ene-07	0.024	0.06	0.0289		1.66	0.75	0.91	0.00	0.00
Feb-07	0.01	0.06	0.0289		1.30	0.75	0.55	0.00	0.00
Mar-07	0.0675	0.06	0.0289		2.79	0.75	2.04	0.00	0.00
Abr-07	0.014	0.06	0.0289		1.40	0.75	0.65	0.00	0.00
May-07	0.0055	0.03	0.0289	0.03	0.66	1.01	0.00	-0.35	-0.35
Jun-07	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01	0.00	-0.88	-1.23
Jul-07	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01	0.00	-0.88	-2.10
Ago-07	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01	0.00	-0.88	-2.98
Sep-07	0.0095	0	0.0289	0.03	0.25	1.01	0.00	-0.76	-3.75
Oct-07	0.046	0.03	0.0289	0.03	1.71	1.01	0.00	0.70	-3.04
Nov-07	0.062	0.06	0.0289		2.64	0.75	0.00	1.89	-1.15
Dic-07	0.037	0.06	0.0289		2.00	0.75	0.10	1.15	0.00

Se asume el ciclo hidrológico

<b>Mes</b>	<b>Qe m3/sg Quebrada</b>	<b>Qe m3/sg Bombeo</b>	<b>Qd m3/sg Mina</b>	<b>Qd m3/sg Agrícola</b>	<b>Ve (100000)m3</b>	<b>Vd (100000)m3</b>	<b>Vu m3</b>	<b>Dif.V m3</b>	<b>AFM m3</b>
									<b>0</b>
<b>Ene-05</b>	0.013	0.06	0.0289		1.37	0.75	0.62	0.00	0.00
<b>Feb-05</b>	0.0775	0.06	0.0289		3.05	0.75	2.30	0.00	0.00
<b>Mar-05</b>	0.02	0.06	0.0289		1.56	0.75	0.81	0.00	0.00
<b>Abr-05</b>	0.13	0.06	0.0289		4.41	0.75	3.66	0.00	0.00
<b>May-05</b>	0.016	0.03	0.0289	0.03	0.93	1.01	0.00	-0.08	-0.08
<b>Jun-05</b>	0.0133	0	0.0289	0.03	0.34	1.01	0.00	-0.66	-0.74
<b>Jul-05</b>	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01	0.00	-0.88	-1.62
<b>Ago-05</b>	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01	0.00	-0.88	-2.50
<b>Sep-05</b>	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01	0.00	-0.88	-3.37
<b>Oct-05</b>	0.0102	0.03	0.0289	0.03	0.78	1.01	0.00	-0.23	-3.60
<b>Nov-05</b>	0.1265	0.06	0.0289		4.32	0.75	0.00	3.57	-0.03
<b>Dic-05</b>	0.0235	0.06	0.0289		1.65	0.75	0.86	0.03	0.00

<b>Mes</b>	<b>Qe m3/sg Quebrada</b>	<b>Qe m3/sg Bombeo</b>	<b>Qd m3/sg Mina</b>	<b>Qd m3/sg Agrícola</b>	<b>Ve (100000)m3</b>	<b>Vd (100000)m3</b>	<b>Vu m3</b>	<b>Dif.V m3</b>	<b>AFM m3</b>
<b>Ene-06</b>	0.0185	0.06	0.0289		1.52	0.75	0.77	0.00	0.00
<b>Feb-06</b>	0.0225	0.06	0.0289		1.62	0.75	0.87	0.00	0.00
<b>Mar-06</b>	0.011	0.06	0.0289		1.32	0.75	0.57	0.00	0.00
<b>Abr-06</b>	0.049	0.06	0.0289		2.31	0.75	1.56	0.00	0.00
<b>May-06</b>	0.0142	0.03	0.0289	0.03	0.89	1.01	0.00	-0.12	-0.12
<b>Jun-06</b>	0.00555	0	0.0289	0.03	0.14	1.01	0.00	-0.86	-0.99
<b>Jul-06</b>	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01	0.00	-0.88	-1.86
<b>Ago-06</b>	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01	0.00	-0.88	-2.74
<b>Sep-06</b>	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01	0.00	-0.88	-3.62
<b>Oct-06</b>	0.0175	0.03	0.0289	0.03	0.97	1.01	0.00	-0.04	-3.66
<b>Nov-06</b>	0.12575	0.06	0.0289		4.30	0.75	0.00	3.55	-0.11
<b>Dic-06</b>	0.01	0.06	0.0289		1.30	0.75	0.44	0.11	0.00

<b>Mes</b>	<b>Qe m3/sg Quebrada</b>	<b>Qe m3/sg Bombeo</b>	<b>Qd m3/sg Mina</b>	<b>Qd m3/sg Agrícola</b>	<b>Ve (100000)m3</b>	<b>Vd (100000)m3</b>	<b>Vu m3</b>	<b>Dif.V m3</b>	<b>AFM m3</b>
<b>Ene-07</b>	0.024	0.06	0.0289		1.66	0.75	0.91	0.00	0.00
<b>Feb-07</b>	0.01	0.06	0.0289		1.30	0.75	0.55	0.00	0.00
<b>Mar-07</b>	0.0675	0.06	0.0289		2.79	0.75	2.04	0.00	0.00

<b>Abr-07</b>	0.014	0.06	0.0289		1.40	0.75	0.65	0.00	0.00
<b>May-06</b>	0.0055	0.03	0.0289	0.03	0.66	1.01	0.00	-0.35	-0.35
<b>Jun-06</b>	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01	0.00	-0.88	-1.23
<b>Jul-06</b>	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01	0.00	-0.88	-2.10
<b>Ago-06</b>	0.005	0	0.0289	0.03	0.13	1.01	0.00	-0.88	-2.98
<b>Sep-06</b>	0.0095	0	0.0289	0.03	0.25	1.01	0.00	-0.76	-3.75
<b>Oct-06</b>	0.046	0.03	0.0289	0.03	1.71	1.01	0.00	0.70	-3.04
<b>Nov-06</b>	0.062	0.06	0.0289		2.64	0.75	0.00	1.89	-1.15
<b>Dic-06</b>	0.037	0.06	0.0289		2.00	0.75	0.10	1.15	0.00

Volumen Útil requerido para suplir la demanda	<b>374,544.00</b>	m <sup>3</sup>
---	-------------------	----------------

Donde:

Ve = Volumen de entrega total mensual

Vd = Volumen de descarga total mensual

Vu = Volumen mensual de aporte por encima del nivel ordinario

Dif. V = Volumen neto de descarga mensual del embalse.

AFM = Aporte final mensual.

Tabla 5.6 - Resumen de la operación del embalse.

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
Volumen Final 07	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.35	-1.23	-2.10	-2.98	-3.75	-3.04	-1.15	0.00
Volumen Final 05	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.08	-0.74	-1.62	-2.50	-3.37	-3.60	-0.03	0.00
Volumen Final 06	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.12	-0.99	-1.86	-2.74	-3.62	-3.66	-0.11	0.00
Volumen Crítico	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.35	-1.23	-2.10	-2.98	-3.75	-3.66	-1.15	0.00
Volumen Min.	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.08	-0.74	-1.62	-2.50	-3.37	-3.04	-0.03	0.00
Volumen Max.	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.08	2.20	1.32	0.45	0.74	3.75	3.75

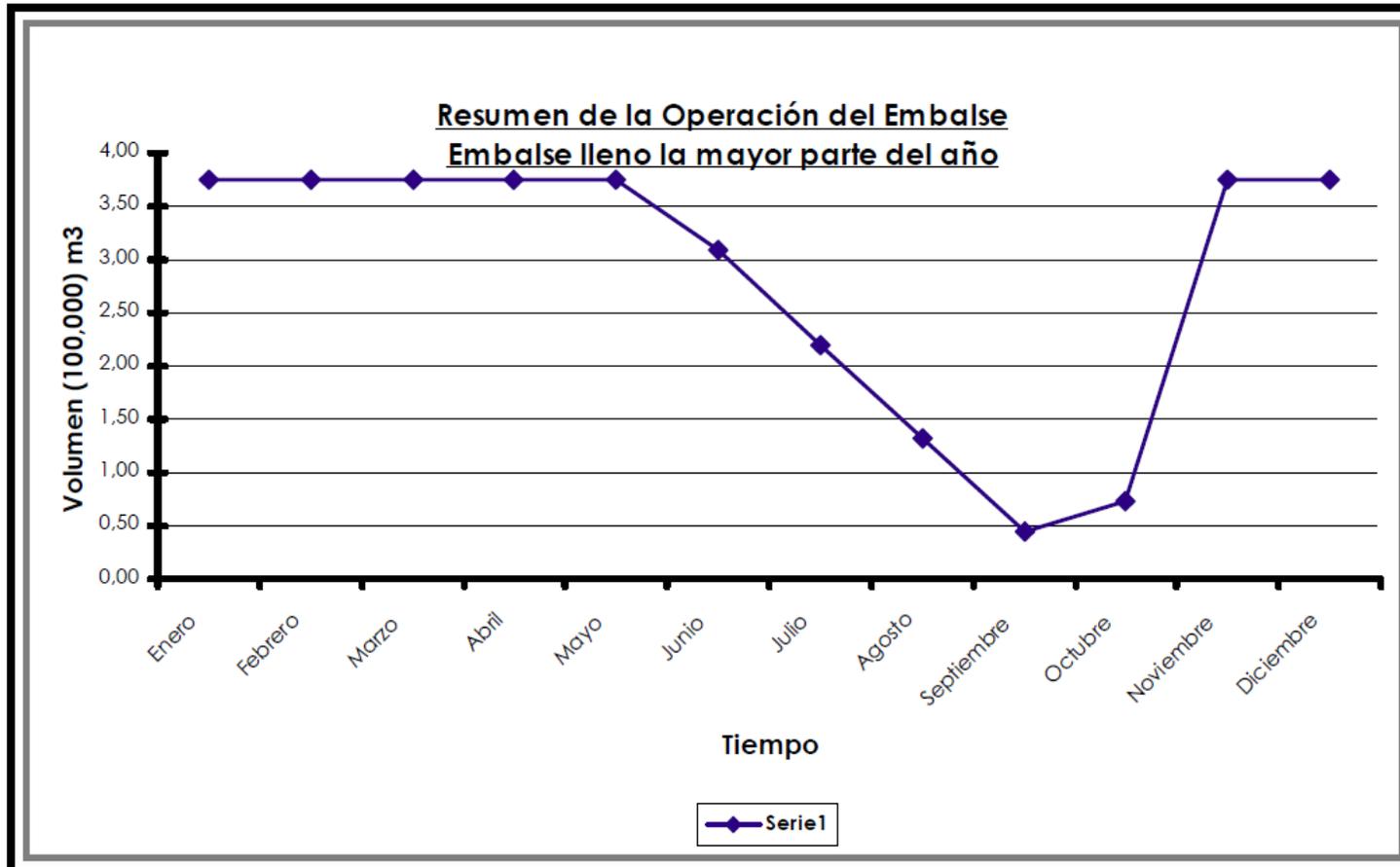


Fig. 5.6 – Resumen de la Operación del Embalse

Se puede observar el desembalse a ocurrir en la época de sequía, entre los meses de junio a octubre, donde el aporte disminuye y la demanda se mantiene constante.

Se tiene un volumen requerido para suplir la demanda de 374,544.00 m<sup>3</sup>, asumiendo una sequía de 3 años consecutivos se necesitaría un volumen aproximadamente de 936,360.00 m<sup>3</sup>.

Volumen Útil requerido para suplir la demanda	374,544.00 m <sup>3</sup>
Volumen aprox. para sequía 3 años consecutivos	936,360.00 m <sup>3</sup>

#### 5.4 Determinación del volumen muerto

El volumen muerto es aquel volumen requerido para almacenar los sedimentos transportados por el río o fruto de la escorrentía y que con el tiempo se van depositando en el vaso.

Se consideran los siguientes criterios:

- De acuerdo con los resultados de las labores de sondeo mediante calicatas, el área que ocupa el vaso en particular y la cuenca del embalse en general, tienen un tapiz arcilloso natural con una cobertura vegetal de superficie que constituye la protección natural a los efectos erosivos de las aguas de escorrentía, por lo que los sedimentos transportados tendrían un porcentaje muy bajo.
- Del informe de WMC – Información hidroquímica disponible se puede rescatar que la concentración de sólidos disueltos son menores que 100 mg/l aproximadamente 0.1 Kg./m<sup>3</sup> para todos los casos analizados.
- El volumen muerto se puede calcular en el tiempo considerado de la información hidrológica disponible (mes a mes o año a año).

Teniendo en cuenta información de caudal y de sedimentos:

$$VM = \frac{CQT}{\rho_{bt}} \times FC$$

$VM$  = Volumen muerto ( $m^3 / Mm^3$ )

$C$  = concentración de sedimentos en un intervalo de tiempo  $\Delta t$  ( $Kg./m^3$ )

$Q$  = caudal máximo mensual ( $m^3/s$ )

$T$  = vida útil de la obra (años)

$\rho_{bt}$  = densidad volumétrica (Bulk) del sedimento al cabo de la vida útil del embalse, ( $Kg./m^3$ )

$FC$  = factor de conversión de unidades 1 año = 31'536,000 segundos

$$\rho_{bt} = \rho_{bl} + \beta \text{Log } T$$

$\rho_{bl}$  = densidad bulk inicial [ $Kg./m^3$ ]

$\beta$  = coeficiente de consolidación

Lane & Koelzer (1953) Nos dan valores para estos parámetros

Estado del embalse	Arena		Limo		Arcilla	
	$\rho_{bl}$ ( $Kg/m^3$ )	$\beta$	$\rho_{bl}$ ( $Kg/m^3$ )	$\beta$	$\rho_{bl}$ ( $Kg/m^3$ )	$\beta$
Siempre o casi siempre lleno	1500	0	1050	90	500	250
Embalse algo bajo	1500	0	1185	45	750	170
Embalse casi vacío	1500	0	1275	15	950	100
Embalse normalmente vacío	1500	0	1320	0	1250	0

El cálculo del Volumen muerto para una Media mensual del caudal máximo en el año (0.100 m<sup>3</sup>/seg, Estimado del Modelo HM3 Water Management), con un Periodo de Vida Útil de 5 años, tiempo estimado para la explotación minera y una concentración de sedimentos de 0.2 kg./m<sup>3</sup>

Cuadro 5.3 – Cálculo del volumen muerto

<b>Concentración Sedimentos (Kg/m<sup>3</sup>) =</b>	0.2
<b>Caudal Máximo mensual (m<sup>3</sup>/sg) =</b>	0.1
<b>Vida Útil de la Obra (T Años) =</b>	5

% del sedimento	% Arena	% Limo	% Arcilla
		10	40
<b>Densidad volumétrica Inicial (Kg./m<sup>3</sup>) =</b>	<b>1500</b>	<b>1050</b>	<b>500</b>
<b>Coefficiente de consolidación =</b>	0	90	250
<b>Densidad del Sedimento al cabo vida útil (Kg./m<sup>3</sup>) =</b>	1,500.00	1,113	675
<b>Volumen Muerto Parcial(M<sup>3</sup>)</b>	210.24	1,113.46	2,336.89

<b>Volumen Muerto Total al final vida útil (M<sup>3</sup>)</b>	3,680.60	→	<b>5,000.00</b> m <sup>3</sup>
--	----------	---	--------------------------------

## 5.5 Capacidad del embalse:

La capacidad de un embalse se refiere al volumen de agua contenido en el vaso de almacenamiento para una altura dada de la presa.

$$\Delta V = \frac{A1 + A2}{2} * \Delta h$$

$\Delta V$  = Volumen Parcial

$A1$  = Área Curva de Nivel 1

$A2$  = Área Curva de Nivel 2

$\Delta h$  = Diferencia de niveles

El volumen total se obtiene acumulando estos volúmenes parciales hasta la cota requerida.

$$V = \Delta V$$

$V$  = Volumen Acumulado para un nivel determinado

$\Delta V$  = volumen parcial correspondiente a cada nivel

(\*) Ver Anexo – Plano EB-VOL-01-HBG

Cuadro 5.4 – Cálculo del volumen en el embalse

COTA	AREA (m <sup>2</sup> )	VOLUMEN PARCIAL	VOLUMEN ACUMULADO	VOL ACUMULADO (1000m <sup>3</sup> )
3512	6.17	0.00	0.00	0.00
3512.5	35.91	10.52	10.52	0.01
3513	121.83	39.44	49.96	0.05
3513.5	457.89	144.93	194.89	0.19
3514	1177.37	408.82	603.70	0.60
3514.5	1879.21	764.15	1367.85	1.37
3515	3273.13	1288.09	2655.93	2.66
3515.5	4976.28	2062.35	4718.28	4.72
3515.6	5425.99	520.11	5238.40	5.24
3515.7	5858.29	564.21	5282.50	5.28
3516	7087.87	1941.92	6660.21	6.66
3516.5	9438.10	4131.49	10791.70	10.79
3517	12871.87	5577.49	16369.19	16.37
3517.5	17043.98	7478.96	23848.15	23.85
3518	22331.99	9843.99	33692.15	33.69
3518.5	27957.87	12572.47	46264.61	46.26
3519	33929.00	15471.72	61736.33	61.74
3519.5	41222.10	18787.78	80524.10	80.52
3520	48213.01	22358.78	102882.88	102.88
3520.5	54992.54	25801.39	128684.27	128.68
3521	61744.94	29184.37	157868.64	157.87
3521.5	68763.78	32627.18	190495.82	190.50
3522	76471.13	36308.73	226804.55	226.80
3522.5	84554.10	40256.31	267060.85	267.06
3523	93617.69	44542.95	311603.80	311.60
3523.5	103781.43	49349.78	360953.58	360.95
3524	111398.75	53795.05	414748.63	414.75
3524.5	119159.17	57639.48	472388.11	472.39
3525	127998.48	61789.41	534177.52	534.18
3525.5	136699.18	66174.42	600351.93	600.35
3526	144942.02	70410.30	670762.23	670.76
3526.5	154618.10	74890.03	745652.26	745.65
3527	163332.23	79487.58	825139.85	825.14
3527.5	171258.34	83647.64	908787.49	908.79
3528	179401.01	87664.84	996452.33	996.45
3528.5	187648.39	91762.35	1088214.68	1088.21
3529	195899.86	95887.06	1184101.74	1184.10
3529.1	196141.19	19602.05	1203703.79	1203.70
3529.5	204745.52	80177.34	1283881.13	1283.88
3529.7	208268.97	41301.45	1325182.58	1325.18

## 5.6 Pérdidas de agua en el embalse

Se consideran los siguientes criterios:

- Del informe de WMC – Información hidrológica disponible se puede rescatar que la Evaporación real proveniente de aguas abiertas es del orden del 70% de la evaporación de bandeja (Estimada en 900mm/año) por lo que la Evaporación real es de 630mm/año.
- Como medida de seguridad se utilizara la evaporación de bandeja, asumiendo q el periodo crítico tendrá lugar en la época de sequía.
- Tanto las pérdidas por evaporación como por infiltración se calculan para un período de tiempo igual al del déficit continuo de mayor duración.

a) Evaporación

Para el cálculo de la evaporación se debe tomar en cuenta el tamaño de la superficie libre del embalse.

Y se puede calcular mediante la siguiente formula

$$V_{ev} = 10Ax E_v x C$$

$V$  = volumen de agua evaporada [m<sup>3</sup>]

$A$  = superficie media del embalse [ha]

$$A = \frac{A1 + A2}{2}$$

$A1$  = área correspondiente al embalse lleno

$A2$  = área correspondiente al embalse vacío

$E_v$  = evaporación promedio [mm./mes]

$C$  = número de meses correspondientes al período crítico contados desde que el embalse está lleno hasta que esté vacío

Área Embalse lleno (A1) =	204745.52	m <sup>2</sup>
Área Embalse vacío (A2) =	6.17	m <sup>2</sup>

Área media embalse =	10.24	Ha
Evaporación promedio =	75.00	mm./mes
C (Numero meses periodo critico) =	7.00	meses

Volumen de evaporación =	53,747.32	m <sup>3</sup>
--------------------------	-----------	----------------

## b) Infiltración

Al igual que los otros cálculos, no siempre se cuenta con la información necesaria para el cálculo de la infiltración, por lo que se puede tomar para pequeños embalses un porcentaje del volumen útil.

Suelos del embalse	Infiltración mensual
Impermeable	1
Regular permeabilidad	1.5
Permeable	2 a 5

Pérdidas por infiltración en el embalse. Villamizar C., A. 1989.

$$V_{inf} = Cx\%VU$$

$V_{inf}$  = Volumen de infiltración.

$\%VU$  = Porcentaje del volumen útil. (m<sup>3</sup>. /Mes)

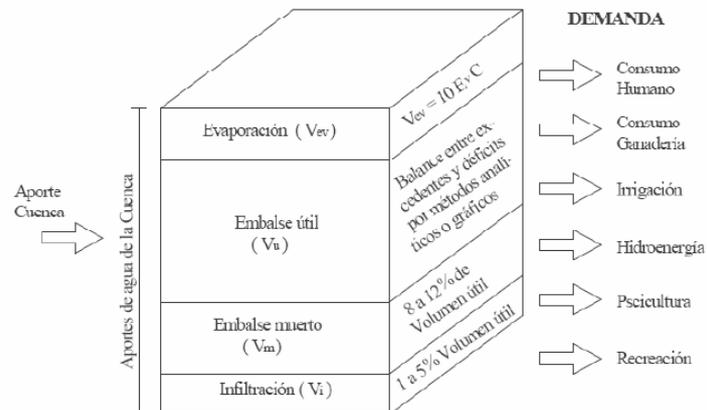
**C** = número de meses correspondientes al periodo crítico contados desde que el embalse está lleno hasta que está vacío

Infiltración mensual =	1.00
Volumen Útil =	936,360.00 m <sup>3</sup>
C (Numero meses periodo critico) =	7.00 meses

Volumen de Filtración =	65,545.20 m <sup>3</sup>
-------------------------	--------------------------

Cuadro 5.5 Resumen de cálculos:

<b>VOLUMEN TOTAL</b>		
Volumen Útil =	936,360.00	$m^3$
Volumen Muerto =	5,000.00	$m^3$
Volumen Evaporación =	53,747.32	$m^3$
Volumen Infiltración =	65,545.20	$m^3$
Volumen Total =	1,060,652.52	$m^3$
Volumen Total Final (10%) =	1,200,000.00	$m^3$



Distribución del agua en un embalse. Villamizar C., A. 1989.

## E. NIVELES CARACTERÍSTICOS

De la tabla de Capacidad se buscan los niveles para los volúmenes calculados del embalse graficando la curva de Volumen vs. Altitud.

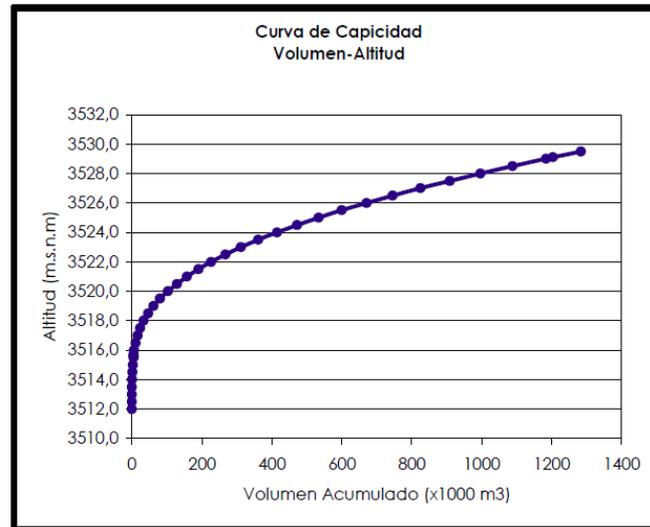


Fig. 5.7 – Curva de capacidad – Volumen vs. Altitud

Cuadro 5.6 Niveles característicos

	Altitud	Volumen	
<b>NAME</b>	3,529.70	1,325,182.58	m <sup>3</sup>
<b>NAMO</b>	3,529.10	1,203,703.79	m <sup>3</sup>
<b>NAMI</b>	3,515.55	5,000.00	m <sup>3</sup>

## F. ACCIÓN DEL VIENTO

Calculo de la altura de ola.

Se consideran los siguientes criterios:

- Es recomendable calcular la altura de la ola para dos casos:
  - Considerar la fetch para la dirección del viento dominante
  - Considerar la fetch para la dirección del viento no dominante pues esta combinación puede resultar en mayor altura de la ola.

- Incrementar la altura de la ola en un 30% para tener en cuenta la trepada de la ola.
- Del Estudio de Impacto Ambiental – Kingth Piesold (Mayo 2004) se puede rescatar que la velocidad del viento se encuentra entre 9 y 21 Km./h.
- Las direcciones predominantes del viento en el área de estudio son **N** y **NNE** (Dato promedio mensuales)

#### Formula de Diakon

$$h_0 = 0.0186xV^{0.71}xF^{0.24}xP^{0.54}$$

$h_0$  = Altura de la ola [m]

$V$  = Velocidad del viento [m/s]

$F$  = Fetch [Km.]

**Fetch** = Longitud máxima del embalse sobre la que sopla el viento dominante

$P$  = Altura de la presa [m]

#### Formula de Stevenson – Molitor

$$h_0 = 0.0323x \sqrt{VF} + 0.76 - 0.272 \sqrt[4]{F}$$

$h_0$  = Altura de la ola [m]

$V$  = Velocidad del viento [Km./h]

$F$  = Fetch [Km.]

Cuadro 5.7 – Cálculo de la altura de ola

Dirección Dominante del Viento =	<b>N y NNE</b>			
Velocidad del viento Mín. =	9.00	Km./h.	→	2.50 m./sg.
Velocidad del viento Máx. =	21.00	Km./h.	→	5.83 m./sg.

Altura de la presa (Altura agua)=	15.00	m.
<b>Fetch dirección Dominante =</b>	0.39	Km.
<b>Fetch dirección No dominante =</b>	0.63	Km.

Altura de la ola

Formula de Diakon =		
* Vel. Mín y Fetch dominante	0.12	m.
* Vel. Mín y Fetch No dominante	0.14	m.
* Vel. Max y Fetch dominante	0.22	m.
* Vel. Max y Fetch No dominante	0.25	m.

Formula de Stevenson-Molitor =		
* Vel. Mín y Fetch dominante	0.61	m.
* Vel. Mín y Fetch No dominante	0.59	m.
* Vel. Max y Fetch dominante	0.64	m.
* Vel. Max y Fetch No dominante	0.64	m.

Teniendo la información sobre la altura de la ola, el borde libre se puede estimar de la siguiente forma:

$$BL = \frac{4}{3} F_s h_0$$

**BL** = borde libre

**4/3** = factor que considera la altura de trepada de la ola sobre el paramento de la presa

**F<sub>s</sub>** = factor de seguridad. Puede tomarse igual a 1.5

**h<sub>0</sub>** = altura de la ola

Cuadro 5.8 – Calculo del borde libre

Valor máximo Altura de la ola =	0.64	m
---------------------------------	------	---

<b>Borde Libre =</b>	<b>1.30</b>	<b>m</b>
----------------------	-------------	----------

Borde libre para presas pequeñas. Bureau de Reclamación de los Estados Unidos.1987.

Fetch (Km.)	Borde libre	
	Normal (m.)	Mínimo (m.)
< 1.6	1.2	0.9
1.6	1.5	1.2
4.0	1.8	1.5
8.0	2.4	1.8
16.0	3.0	2.1

La altura de la ola está dentro de los parámetros estimados en la tabla.

**En resumen:**

Cuadro 5.9 – Resumen de niveles y volúmenes

CUADRO RESUMEN		
Nivel	Altitud	Volumen
Nivel máximo extraordinario (NAME)	3529.70	1'325,182.58 m <sup>3</sup>
Nivel máximo ordinario (NAMO) – Volumen Útil + Volumen Muerto	3529.10	1'203,703.79 m <sup>3</sup>
Nivel agua mínimo (NAMI) Volumen Muerto	3515.55	5,000.00 m <sup>3</sup>

Nivel corona de la presa = Nivel NAMO + Borde libre

Nivel Corona presa	3531.00	m.s.n.m.
--------------------	---------	----------

## **G. DE LAS CONSIDERACIONES DE DISEÑO:**

### **5.7 Corona**

Una recomendación práctica es tomar el ancho de la corona iguala  $\frac{1}{4}$  de la altura.

- Altura aproximada de la presa = 25m
- Ancho de corona = 6m

### **5.8 Taludes**

Las presas mixtas permiten taludes más empinados dependiendo de los parámetros de resistencia del enrocado ( $\phi$ ), llegando a tener relaciones comunes entre 1.5H:1V, y 2.0H:1V.

Se asumirá un talud aguas arriba y aguas debajo de **1.5 H : 1 V**

## **H. ESTRUCTURAS QUE CONFORMAN LOS EMBALSES:**

### **5.9 Tipos de presa**

- Según su función la presa a utilizar será Presa Embalse.
- Según el paso del aguas la presa será Sorda
- Por su esbeltez la presa que se utilizara será Presa flexible  $\beta = 2.7$
- Su forma de trabajo estructural será de presa flexible, relleno de enrocado con sección transversal en forma de trapecio con un núcleo impermeable de material fino.
- Según su altura de presión se podría clasificar como presa de presión menor a 25m. H= 15m máx.
- Según los materiales se clasifica como presa de Enrocado.

- El tipo de fundación o cimentación será rocosa, esta permite alturas de presión altas.
- Según su disposición en planta la presa será Recta. Donde la presa principal se ubicara en el estrecho en forma de “V” al norte de la pampa bramadero.

### **5.10 Factores que influyeron en la selección de este tipo de presa.**

- Topografía: Como indicamos anteriormente, se desarrollan en el área de emplazamiento planicies altas con pendientes relativamente bajas, la ubicación de la presa principal es debido al estrechamiento en forma de “V” al norte de la zona, debido a una incisión volcánica, donde se aprovechara la forma para un anclaje mas seguro y económico. Sabemos por la teoría que valles estrechos, con taludes altos y poco espesor aluvial nos dan las condiciones favorables para presas de arco o de enrocado. El dique lateral se ubica para evitar un desbordamiento del embalse hacia el Oeste debido a la pendiente suave que presenta.
- Las condiciones geológicas y la cimentación. Las condiciones geológicas fueron ya nombradas en capítulos anteriores, y nos demuestra la teoría que las presas de enrocado son favorables en cimentaciones rocosas, estas presentan alta resistencia a las cargas, erosión y filtración.
- Materiales disponibles. Los materiales presentes en la zona de emplazamiento favorecen la construcción de una presa de enrocado con núcleo de arcilla. En el área de influencia con una distancia radial de hasta 20Km desde la ubicación del embalse no existe depósito alguno de materiales apropiados para agregados de concreto.
- Ubicación de los ejes: Presa principal y dique lateral: El eje de la presa fue fijado en función de las condiciones favorables que presenta la zona de boquilla del embalse, obteniendo la menor longitud de corona y ubicarlo en el estrechamiento en forma de “V” obteniendo mejores condiciones físicas, geotécnicas y de menor grado de afectación ante eventos geodinámicos. Para el

dique lateral se tomo el mismo criterio, este dique es necesario para asegurar la contención de agua hasta alcanzar el nivel NAMO y asegurar el borde libre en este lado del embalse La presa principal y el dique lateral tendrán la misma característica de la sección óptima.

Cuadro 5.10 Características de la sección Óptima:

Tipo de presa	Relleno de enrocado con núcleo impermeable de material fino.
Sección	Trapezoidal simétrica
Ancho de corona	6.00m
Talud de relleno aguas arriba	1 : 1.5 (V;H)
Talud de relleno aguas abajo	1 : 1.5 (V;H)
Altura total	Presa principal - 25m Dique lateral - 8.70m
Cimentación	Roca volcánica tobácea – fracturada o poco fracturada, poco meteorizada a nivel de cimentación.
Capacidad de carga en compresión	$q'_{a} > 6.0 \text{ Kg./cm}^2$

Cuadro 5.11 Resumen de parámetros a utilizar en los análisis de estabilidad.

TIPO DE MATERIAL	Densidad				Parámetros Geomecánicos			Parámetros Hidráulicos		
	Seca		Saturada		Cohesión Efectiva		Fricción Efectiva	Kh	Kv	K1 angle
	(gr./cm <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(Tn/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(K/cm <sup>2</sup> )	(Kpa)	( <sup>a</sup> )	(m/sg)	(m/sg)	
ENROCADO	2.36	23.60	2.45	24.50	0	0	45.00	1 x E -3	1 x E -3	1.00
FILTRO	1.90	19.00	2.20	22.00	0.00	0.00	35.00	1 x E -4	1 x E -4	1.00
NUCLEO ARCILLOSO	1.60	16.00	1.84	18.40	0.32	31.38	21.00	3.5 x E -10	6.0 x E -9	0.00
					98.06 (*)					
CIMENTACION	2.40	24.00	2.76	27.60	0.00	0.00	45.00	1 x E -6		
CORTINA DE INYECCION	2.40	24.00	2.76	27.60	0.00	0.00	45.00	1 x E -8		
TOP SOIL	1.6	16.0	1.75	17.5	0.25	24.52	15	1.3 x E -8		

(\*) Parámetros en función de la Resistencia No drenada

Datos tomados de los ensayos de laboratorio – Ver Anexos – Ensayos Laboratorio.

# CAPITULO 6. ESTRUCTURA HIDRAULICAS

## A. ANÁLISIS DE RESISTENCIA ANTE CARGAS INTERNAS

### 6.1 Diseño de elementos filtrantes e impermeables

Para tener una buena resistencia a las cargas internas y resistencia dentro del cuerpo de la presa se debe tener en cuenta el diseño de los filtros y el núcleo impermeable.

#### a) Diseño de filtros:

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{85} \text{ suelo}} \leq 5 \text{ Criterio contra erosión interna}$$

$$\frac{D_{50} \text{ filtro}}{D_{50} \text{ suelo}} \leq 25 \text{ Criterio contra erosión interna}$$

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{15} \text{ suelo}} \geq 5 \text{ Criterio Permeabilidad (Drenaje fácil)}$$

Tenemos como dato la curva granulométrica del suelo a utilizar como núcleo impermeable, por lo que podemos diseñar y dar especificaciones para el filtro a utilizar.

También utilizando los cálculos de resistencia a la falla por filtración y el gradiente hidráulico podemos dar las dimensiones del núcleo impermeable.

Datos del material para el núcleo. (Ver Anexo – Ensayos Laboratorio)

$$D_{15} \text{ suelo} = 0.075 \text{ mm.}$$

$$D_{50} \text{ suelo} = 0.075 \text{ mm.}$$

$$D_{85} \text{ suelo} = 3.5 \text{ mm.}$$

Reemplazándolo en las condiciones de filtro:

$$D_{15} \text{ filtro} \leq 5D_{85} \text{ suelo}$$

$$D_{15} \text{ filtro} \geq 5D_{15} \text{ suelo}$$

$$D_{50} \text{ filtro} \leq 25D_{50} \text{ suelo}$$

Tenemos entonces como condiciones iniciales que:

$$0.375mm \leq D_{15} \text{ filtro} \leq 17.5mm$$

$$D_{50} \text{ filtro} \leq 1.875mm$$

**b) Calculo de la resistencia a la falla casual por filtración para régimen permanente de filtración:**

Gradiente hidráulico de control  $J_c$ . - Se dice que la presa no estará expuesta a una falla por casual por filtración si se cumple.

$$J_c \leq J_c a$$

Dónde:

**$J_c$**  = Gradiente hidráulico característico calculado.

**$(J_c)a$**  = Valor admisible del gradiente hidráulico de control que depende del tipo de suelo.

Para núcleo de arcilla o tierra arcillosa en el predimensionamiento el valor de  $J_c$  se debe tomar:

Tipo	$J_c$
Presas Tierra-Enrocado	2-6

De la formula ()  $J = \frac{\Delta h}{L}$

Podemos obtener la longitud mínima admisible que determina, por ejemplo, el ancho del núcleo. Este cálculo es de carácter comprobatorio.

Asumiendo un  $J_c = 2$ , podríamos calcular el ancho del núcleo para una carga de 24m

La longitud del núcleo en la sección máxima sería de 12m.

### c) Cálculo de la resistencia a la falla puntual:

De los Criterios para determinar si el suelo es o no tubificable se hallaran mas criterios para la granulometría del filtro, se utilizara una porosidad de 0.3 en el filtro, ya con los cálculos preliminares garantizamos que no exista tubificación.

#### 1er método:

Entonces los suelos serán tubificables si:

$$d_{ti} < D_0^{max}$$

El diámetro del intersticio se puede determinar de la siguiente manera, considerando la segregación del material

$$D_0^{max} = XC \frac{n}{1 - n} d_{17}$$

Donde:

X = Coeficiente que tiene en cuenta la distribución Heterogénea de las partículas.

n = Porosidad del suelo

$d_{17}$  = Diámetro de partículas menores que corresponden al 17% del peso de la curva granulometrica (cm)

De la curva granulométrica del filtro calculada anteriormente (Ver grafica en Anexos)

$$d_{17} = 0.45\text{mm}$$

$C_u$  = Coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{2\text{mm}}{0.40\text{mm}} = 5$$

La magnitud de X depende del coeficiente de uniformidad del suelo.

Para  $C_u \leq 25$

$$X = 1 + 0.05C_u = 1 + 0.05 \cdot 5 = 1.25$$

El valor de C se calcula con ayuda de la siguiente expresión:

$$C = 0.455C_u^{1.6} = 0.455 \cdot 5^{1.6} = 0.595$$

Entonces:

$$D_0^{max} = XC \frac{n}{1-n} d_{17} = 1.25 \cdot 0.595 \cdot \frac{0.3}{1-0.3} \cdot 0.45\text{mm} = 0.143\text{mm}$$

El tamaño máximo de la partícula  $d_{ti}^{max}$  cuyo desplazamiento es posible al interior del suelo, se determina:

$$d_{ti}^{max} < \frac{XC}{1.3} \frac{n}{1-n} d_{17} = \frac{1.25 \cdot 0.595}{1.3} \cdot \frac{0.3}{1-0.3} \cdot 0.45 = 0.11$$

Entonces si

$$d_{ti}^{max} = 0.77D_0^{max} = 0.11\text{mm} < d_{min}$$

El filtro no debe tener diámetros menores a 0.11mm, así garantizamos un suelo No Tubificable.

## 2do método:

El material se debe considerar prácticamente no tubificable si se satisface la relación:

$$\frac{d_5}{d_{17}} \geq N$$

$$N = 0.32 C_u^{1.6} \frac{n}{1-n} = 0.32 \cdot 5^{1.6} \frac{0.3}{1-0.3} = 0.224$$

Dónde:

n = Porosidad

Cu = Coeficiente de uniformidad

$$\frac{d_5}{d_{17}} \geq N \rightarrow \frac{0.35}{0.45} = 0.78 \geq 0.224 \rightarrow ok!$$

## d) Resistencia de los elementos de impermeabilización a la falla local por filtración:

No existirá falla en el núcleo si:

$$J_n = \tan \alpha \leq J_a$$

Donde:

Jn = Gradiente hidráulico máximo del Núcleo de la presa al nivel aguas abajo

$\alpha$  = Áng. de inclinación del talud aguas abajo del núcleo respecto a la horizontal.

Ja = Se calcula con:

$$J_a = \frac{1}{\phi} \frac{0.34}{D_0^{max} \cdot 2} - 1$$

Donde  $D_0^{\max}$  es la dimensión del material del cuerpo de la presa o espaldón (caso ausencia de filtro) o del material de la primera capa del filtro.

El valor de  $\phi$  se obtiene de la siguiente tabla.

$D_0^{\max} \text{ cm.}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.55	0.58
$\phi$	0.5	0.46	0.42	0.32	0.18	0.08	0

$$D_0^{\max} = 0.143 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.48$$

$$J_a = \frac{1}{\phi} \frac{0.34}{D_0^{\max}{}^2} - 1 = \frac{1}{0.48} \frac{0.34}{0.143^2} - 1 = 32.57$$

El gradiente J en el suelo cohesivo en la salida hacia la primera capa de filtro se determina con los cálculos mostrados a continuación:

Las gradientes del flujo filtrante en la salida del parámetro aguas abajo del propio núcleo:

$$J_t = \sin \alpha = \sin 78^\circ = 0.98$$

$$J_n = \sin \alpha * \tan \beta = \sin 78^\circ * \tan 43^\circ = 0.912$$

En donde  $\beta$  se toma de la malla hidrodinámica.

$$J = \frac{\sin \alpha}{\cos \beta} = 1.34$$

Sin embargo por consideraciones de seguridad como gradiente se toma su valor máximo, obtenido cuando  $\beta = \alpha$

$$J = \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} = 4.70$$

No existirá falla en el núcleo si:

$$J_n = \tan \alpha = 4.70 \leq J_a = 32.57 \rightarrow \text{ok!}$$

El material del núcleo no deberá experimentar erosión por contacto a lo largo de su talud aguas abajo, por consiguiente el Gradiente de cálculo para la comprobación de la falla por erosión se calculara a través de la formula:

$$J_t = J_{ec} = \sin \alpha = 0.98$$

En función de la carga hidráulica  $\Delta h$  se puede determinar el espesor min. del núcleo considerando la resistencia a la falla por filtración

$$b_p = \frac{\Delta h}{J_a} = \frac{24}{32.57} = 0.70m$$

**e) Resistencia de la cimentación de la presa a la falla por filtración:**

Se tiene una cimentación de roca, moderadamente fracturada, por lo que será necesario inyecciones de consolidación y una pantalla de impermeabilización, el gradiente hidráulico en la roca sin pantalla podría alcanzar gradientes mayores a 2, valores que si puede resistir la roca pero se produciría el lavado del material de relleno en las fracturas y aumentar el caudal de filtración.

El gradiente debería mantenerse en un orden de  $J= 1.0$  para permitir el llenado de fisuras con material arcilloso-granular pero sin producir lavado.

**f) Resistencia a la Falla por filtración de la presa para un régimen no permanente**

El material cohesivo del núcleo en contacto con el material de la primera capa de filtro no tendrá falla por erosión de contacto si:

$$D_0^{max} \leq \frac{0.56}{J_{ec} + 0.56^2} \text{ cm}$$

Donde:

$D_0^{max}$  = Diámetro máximo del intersticio de la primera capa del filtro < 1.8cm.

$J_c$  = Gradiente hidráulico de calculo del material de fracciones gruesas =Sin  $\theta$

$\theta$  = Angulo de inclinación que forma talud de aguas arriba del Núcleo. = 78°

$$D_0^{max} \leq \frac{0.56}{J_c + 0.56^2} \text{ cm} \rightarrow 0.143 \leq \frac{0.56}{0.978 + 0.56^2} = 0.24 \rightarrow \text{ok!!}$$

Si cumple la condición de la formula, el descenso del nivel de embalse se puede aceptar para:

$$Z_e > Z_n$$

$$Z_n = K_n T$$

$$Z_e = V_e T$$

Donde

$Z_e, Z_n$  = Disminución del nivel del agua en el embalse y núcleo

$K_n$  = Coeficiente de permeabilidad del Núcleo.

$V_e$  = Velocidad de descenso del embalse

La velocidad de vaciado se calcula de la siguiente manera:

- Obtener la curva de capacidad-elevación
- Calcular el volumen de abastecimiento para un caudal Q en un periodo T  
 $V = QT$
- En la curva de capacidad se puede hallar el nivel para el gasto de aquel volumen en el periodo de cálculo.
- Luego determinar el valor de  $V_e$  de la formula

Para un desembalse total, entendiéndose del nivel NAMO al nivel NAMI, se tendría un desnivel de  $Z_e = 14.15\text{m}$ , de la curva de volumen-altitud se obtiene el volumen de  $1'320,182.6 \text{ m}^3$ , en un periodo de 1 año, por lo que tendríamos un caudal de  $0.038\text{m}^3/\text{sg}$ . A una velocidad de  $4.5 \cdot 10^{-7}$

$$Z_e > Z_n$$

$$V_e T > K_n T$$

$$V_e > K_n$$

$$4.5 \times 10^{-7} > 3.5 \times 10^{-10} \rightarrow \text{ok!!}$$

El material no cohesivo del núcleo se comprueba para evitar la erosión y fuga de las fracciones del núcleo, esta no tendrá lugar si se cumple:

$$\frac{d_{ti}}{D_0} \geq 0.70$$

Donde:

$d_{ti}$  = Diámetro de la fracción del material del núcleo < d5%

$D_0$  = Diámetro medio del intersticio del material de la primera capa de filtro en contacto.

$$D_0 = 0.455 C_u^{1/6} \frac{n}{1-n} D_{17} = 0.455 5^{1/6} \frac{0.3}{1-0.3} 0.45 = 0.114$$

Entonces:

$$\frac{d_{ti}}{D_0} = \frac{0.075}{0.114} = 0.66 \geq 0.70 \rightarrow \text{ok!!}$$

### **g) Diseño de filtros secundario**

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{85} \text{ suelo}} \leq 5 \text{ Criterio contra erosión interna}$$

$$\frac{D_{50} \text{ filtro}}{D_{50} \text{ suelo}} \leq 25 \text{ Criterio contra erosión interna}$$

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{15} \text{ suelo}} \geq 5 \text{ Criterio Permeabilidad (Drenaje fácil)}$$

Datos del material de la primera capa de filtro.

$$D_{15} \text{ suelo} = 0.45 \text{ mm.}$$

$$D_{50} \text{ suelo} = 1.5 \text{ mm.}$$

$$D_{85} \text{ suelo} = 5.0 \text{ mm.}$$

Reemplazándolo en las condiciones de filtro:

$$D_{15} \text{ filtro} \leq 5D_{85} \text{ suelo}$$

$$D_{50} \text{ filtro} \leq 25D_{50} \text{ suelo}$$

$$D_{15} \text{ filtro} \geq 5D_{15} \text{ suelo}$$

Tenemos entonces como condiciones iniciales que:

$$2.25\text{mm} \leq D_{15} \text{ filtro} \leq 25.0\text{mm}$$

$$D_{50} \text{ filtro} \leq 37.5\text{mm}$$

## **6.2 Inyección en roca**

### **a) Geología Estructural**

Las rocas aflorantes en el entorno del Embalse, presenta en general, hasta tres (03) sistemas de fracturamientos, cuya clasificación geomecánica en el sistema RMR – Bienawski es como sigue:

1° Sistema: N72° - 30°SE; N72° - 55°SO

2° Sistema: N203° - 73°NE; N203° - 77°SO

3° Sistema: N95° - 5.5°SO; N100° - 6°NE.

Valuación geomecánica RMR = 64; Roca Buena – Tipo II.

CLASIFICACION RMR – BIENIAWSKI

PARAMETROS DE CLASIFICACION	DESCRIPCION	VALUACION
Resistencia de la roca inalterada	100 – 200 Mpa.	12
RQD, (Rock Quality Designation)	50 – 75 %	13
Espaciamiento de Juntas	< 1.0 m.	20
Estado de las fisuras	Superficies algo rugosas, separación +/- 1.0 mm.	12
Agua subterránea	Paredes de roca sueva. Menor de 20 lts/min.	7
Valuación Total y Clasificación	Regular a Buena Roca	64
TIPO DE ROCA	III á II	

**b) Tipo de tratamientos**

a) Inyecciones o Pantallas impermeables:

b) Inyecciones de consolidación:

**c) Productos empleados en la inyección:**

En la figura 6.1 se muestra la relación entre tipo de mezcla y el ancho de fisuras o bien, en el caso de suelos, el tamaño granulométrico del material.

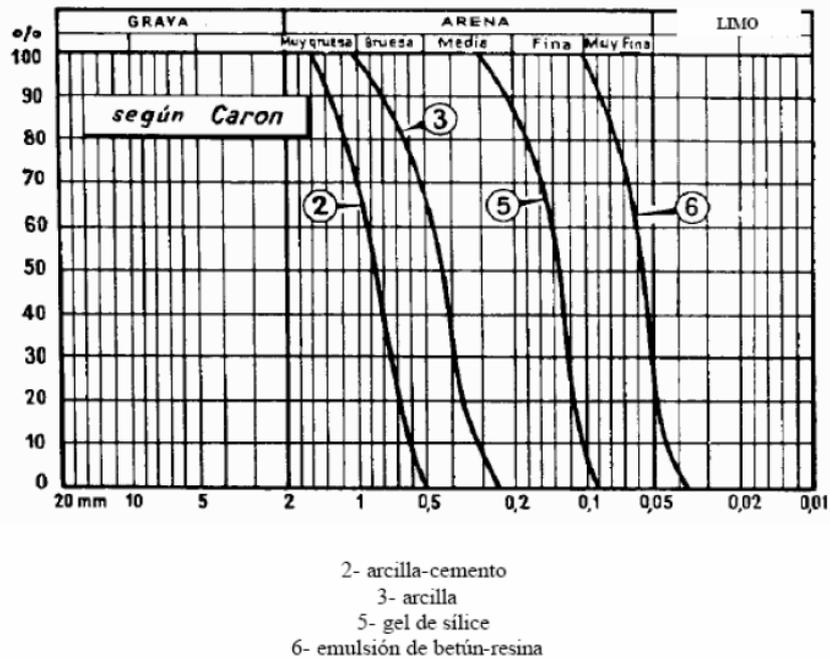


Fig 6.1.- para el espaciamiento que tenemos se utilizaran suspensiones, en este caso lechada de cemento.

**d) Diseño de tratamientos:**

Pantallas de impermeabilización:

Se ejecutaran perforaciones en la roca hasta una profundidad de 7 metros aproximadamente. La distribución de las perforaciones será en dos hileras paralelas a ambos lados del eje de la presa. Las hileras tendrán una separación de 1.5 metros y se realizarán secuencialmente primero los taladros primarios separados cada 12 metros en ambas hileras, luego los taladros secundarios separados igualmente cada 12 metros y posteriormente los taladros terciarios separados cada 6 metros ubicados entre un taladro primario y uno secundario en la hilera aguas arriba del eje de la presa.

Las inyecciones de impermeabilización se efectuarán de manera tal que las presiones de inyección no excederán de 3.5 bares Se debe considerar que la dosificación de la lechada deberá tener una relación agua cemento de 0.70

Se deberá tener presente que la cantidad máxima de cemento inyectado no exceda de 3 bolsas por metro lineal de inyección.

Inyecciones de consolidación:

La perforación se efectuará con equipo hasta una profundidad máxima de 2 metros. La distribución de los taladros (huecos) será en dos hileras paralelas y a ambos lados del eje de la presa. Las hileras tendrán una separación de 3 metros y 6 metros entre taladros tal como se indica en los planos respectivos.

Las perforaciones de consolidación se efectuarán en el estribo derecho debido a las condiciones de la roca.

Las inyecciones de consolidación se efectuarán de manera tal que las presiones de inyección no excederán de 1 bar.

Se debe considerar que la dosificación de la lechada deberá tener una relación agua cemento de 0.70.

Se deberá tener presente que la cantidad máxima de cemento inyectado no exceda de 2 bolsas por metro lineal de inyección.

\* La distribución de los taladros se indican en el Plano EB-ICI-01-HBG - Anexos

### **6.3 Análisis de Filtraciones**

Para el análisis de filtración de la Presa Principal y el Dique lateral de bramadero se emplea el programa de cómputo Slide Versión 5.0. GroundWater Analysis que utiliza el ambiente de Windows. Este es un programa que usa el método de los elementos finitos para modelar el movimiento y la distribución de la presión de poros dentro de materiales como suelo y roca.

El programa puede modelar flujo en estado constante y transitorio. Además, la geometría puede ser bidimensional o asimétrica. Las condiciones de frontera son de diversos tipos: flujo, presiones de poro, etc.

La permeabilidad de los materiales puede ser anisotrópica y heterogénea. La presentación de resultados es mediante gráficos de colores y en forma numérica.

a) Parámetros de permeabilidad:

Los parámetros de conductividad hidráulica utilizados procedentes de ensayos de permeabilidad in-situ tipo Lugeón (Roca poco fracturada) y Lefranc (Roca fracturada) para la zona de la presa principal y método del pozo abierto para el Vaso de embalse.

Para el Núcleo arcilloso de la presa se utilizaron los resultados de los ensayos de permeabilidad (permeámetro de pared flexible NTP 339.156)

A continuación se presentan los valores utilizados:

TIPO DE MATERIAL	Densidad				Parámetros Hidráulicos		
	Seca		Saturada		Kh	Kv	K1 angle
	(gr./cm3)	(kN/m3)	(Tn/m3)	(kN/m3)	(m/sg)	(m/sg)	
ENROCADO	2.36	23.60	2.45	24.50	1 x E -3	1 x E -3	1.00
FILTRO	1.90	19.00	2.20	22.00	1 x E -4	1 x E -4	1.00
NUCLEO ARCILLOSO	1.60	16.00	1.84	18.40	3.5 x E -10	6.0 x E -9	0.00
CIMENTACION	2.40	24.00	2.76	27.60	1 x E -6		
CORTINA DE INYECCION	2.40	24.00	2.76	27.60	1 x E -8		
TOP SOIL	1.6	16.0	1.75	17.5	1.3 x E -8		

Tabla 6.1 – Parámetros del análisis de filtraciones

b) Análisis efectuados:

Se ha analizado la Presa Principal y el dique lateral, correspondientes a un volumen de embalse de 1'2000,000 de metros cúbicos.

Se realizó el análisis de infiltración con una profundidad de cortina de inyección de 7 metros bajo la fundación y un ancho de pantalla de 3m.

Para cada uno de los casos analizados se calcula una malla de elementos finitos, y se presenta las líneas equipotenciales de flujo, las líneas de contorno de gradiente de velocidades y el cálculo del caudal a través de una sección correspondiente al Núcleo impermeable arcilloso y la cortina de inyecciones (pantalla de impermeabilización).

\* En el anexo se presentan los análisis para el caso de la Presa principal y el Dique lateral.

c) Evaluación de resultados:

El caudal unitario de filtración Presa Principal:

La filtración a través del núcleo toma valores de 0.0000145 lit/seg por metro lineal de presa, que considerando una longitud de 117 metros en la mismas condiciones de filtración, el caudal total sería de **Q=0.00169 lit/seg**. Con esta magnitud admitiendo que durante un mes permanece el embalse en el NAMO, entonces el volumen filtrado mensual será de **4.39 m<sup>3</sup>**, durante el año el embalse de diseño permanece 7 meses lleno (Calcular nuevamente estos caudales en operación), unos **30.73m<sup>3</sup>** anuales (Un **0.003%** del volumen permanente) cantidad que se puede considerar despreciable respecto del volumen del embalse.

El caudal unitario de filtración Dique Lateral:

La filtración a través del núcleo toma valores de 0.00000222 lit/seg por metro lineal de presa, que considerando una longitud de 254 metros en la mismas condiciones de filtración, el caudal total sería de **Q=0.000564 lit/seg**. Con esta magnitud admitiendo que durante un mes permanece el embalse en el NAMO, entonces el volumen filtrado mensual será de **1.46 m<sup>3</sup>**, durante el año el embalse de diseño permanece 7 meses lleno (Calcular nuevamente estos caudales en operación), unos **10.23 m<sup>3</sup>** anuales (Un **0.001%** del volumen permanente), cantidad que se puede considerar despreciable respecto del volumen del embalse.

Pantalla impermeabilizante (cortina de inyección):

1.- En la Presa Principal el Gradiente de salida sin pantalla es del orden de  $J=2.0$  a  $2.4$ . Este es un gradiente que puede resistir la Roca, sin embargo de existir fracturas llenas de material por decir de material arcilloso o arcillosos-granulares, este gradiente puede producir el lavado del material de relleno, y como consecuencia de esto el incremento del caudal de filtración.

Para un posible llenado de fisuras con material arcilloso o arcillosos-granulares, el gradiente admisible, debe estar en el orden  $J= 1.0$ . Como se puede observar, este valor se obtendrá si la pantalla de Impermeabilización tiene una profundidad de **7 m**.

El caudal de filtración con la pantalla de profundidad de 7.0 m será de **0.029 lit/seg.** para el mismo periodo de 7 meses el caudal filtrado en la cimentación será del rango de **0.05%** del volumen total almacenado.

2.- En el Dique lateral el Gradiente de salida sin pantalla es del orden de  $J= 1.0$  este permite un posible llenado de fisuras con material arcilloso o arcillosos-granulares sin producir lavado del material de relleno, lavado que traería como consecuencia el incremento del caudal de filtración. El caudal de filtración sin pantalla de impermeabilización en el Dique Lateral estará en el orden de **0.383 lit/seg.** Para el mismo periodo de 7 meses el caudal filtrado en la cimentación será del rango de **0.099%** del volumen total almacenado.

Se puede comprobar con el gradiente hidráulico y el caudal de filtración que no se necesitara la inyección de la pantalla de impermeabilización.

En resumen el caudal total filtrado en la cimentación y la presa se considera aproximadamente **0.15%**, porcentaje despreciable, ya que se asumió en el calculo del volumen útil del embalse un valor de filtración de **1%**.

#### **6.4 Filtros y Drenes de Protección**

Se ha considerado en el diseño de la presa, la colocación de filtros y drenes del tipo chimenea a ambos lados del núcleo impermeable. Estos elementos, tienen por objetivo, evitar la tubificación o traslado de las fracciones del material que conforma el Núcleo hacia aguas abajo. El diseño obedece fundamentalmente a las características granulométricas y propiedades plásticas del material del núcleo impermeable, así como a la granulometría de la zona de enrocado inmediatamente al lado del núcleo.

De los cálculos efectuados podemos dar estos rangos aceptables para los materiales. Así como también una sobrecarga permeable (Suelo granular de fracciones de diámetro

mayor) al pie del talud aguas abajo, para evitar la falla por levantamiento y posible problema en la estabilidad de la presa.

Tabla 6.2 HUSOS GRANULOMÉTRICOS

Tamaño Gradación	ESPECIFICACIONES GRANULOMÉTRICAS – HUSOS					
	NUCLEO IMPERMEAB.	FILTRO FINO	FILTRO GRUESO	ENROCADO TRANSICION	ENROCADO ESPALDON	RIP RAP
	I	II	III	IV	V	VI
48"					100	
24"					80 – 100	100
12"				100	55 – 100	
6"				75 – 100	35 – 85	
3"			100	45 – 80	-	
1 ½"	100		50 – 100	-	-	
¾"	85 – 100	100	0 – 90	0 – 35	0 – 30	
3/8"	82 – 98	95 – 100	0 – 75	-	0	
#4	76 – 95	72 – 94	0 – 42	0		
#8	70 – 90	56 – 76	0 – 20			
#16	65 – 97	32 – 52	0			
#30	62 – 84	22 – 40				
#50	56 – 78	0 – 12				
#100	50 – 72	0				
#200	40 – 65					
L – L	35.0 – 55.0					
I.P	7.0 – 25.0					

El espesor del Rip Rap está entre 18" y 24".

## B. ASENTAMIENTO DE LA PRESA

Los asentamientos generales estarán gobernados por las deformaciones en el cuerpo de la presa, no así en la cimentación debido a que probado está la presencia de la roca de basamento en el lugar de emplazamiento de las estructuras. La magnitud del asentamiento final, será determinante para fijar la contra flecha de su coronamiento, a fin de absorberlos en el largo plazo.

Para el cálculo de los asentamientos, se tomará los resultados de los ensayos de consolidación unidimensional.

## 6.5 Consolidación

Consideraciones para el cálculo:

- a) En nuestro caso deseamos determinar el asentamiento final luego de culminada la consolidación, por lo tanto no se considera la Presión Intersticial. Consideramos la presión Total.
- b) Los datos se han tomado de los resultados del laboratorio de la Universidad Católica. Ver Anexos – Ensayos de Laboratorio.
- c) Para el cálculo el núcleo de 24.50 m de altura se ha dividido en 7 capas, cada una de 3.50 m de altura. Se ha determinado el asentamiento de cada capa considerando el peso de las capas superiores, y como resultado final del asentamiento del Núcleo, la suma de los asentamientos de cada capa.
- d) La carga de Pre-consolidación es igual a **1.48 Kg/cm<sup>2</sup>**; este dato sirve como indicativo de las propiedades, pues las capas estarán bajo esfuerzos mayores a este, por lo tanto tendría un comportamiento “Normalmente consolidado”.

Del ensayo de consolidación NTP 339.154 se puede obtener la siguiente curva:

$\sigma'$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'$ (T/cm <sup>2</sup> )	e
0.00	0	0.619
0.50	5	0.592
1.00	10	0.584
2.00	20	0.565
4.00	40	0.529
2.00	20	0.535
1.00	10	0.543
0.50	5	0.554

Cuadro 6.1 Valores del ensayo edométrico

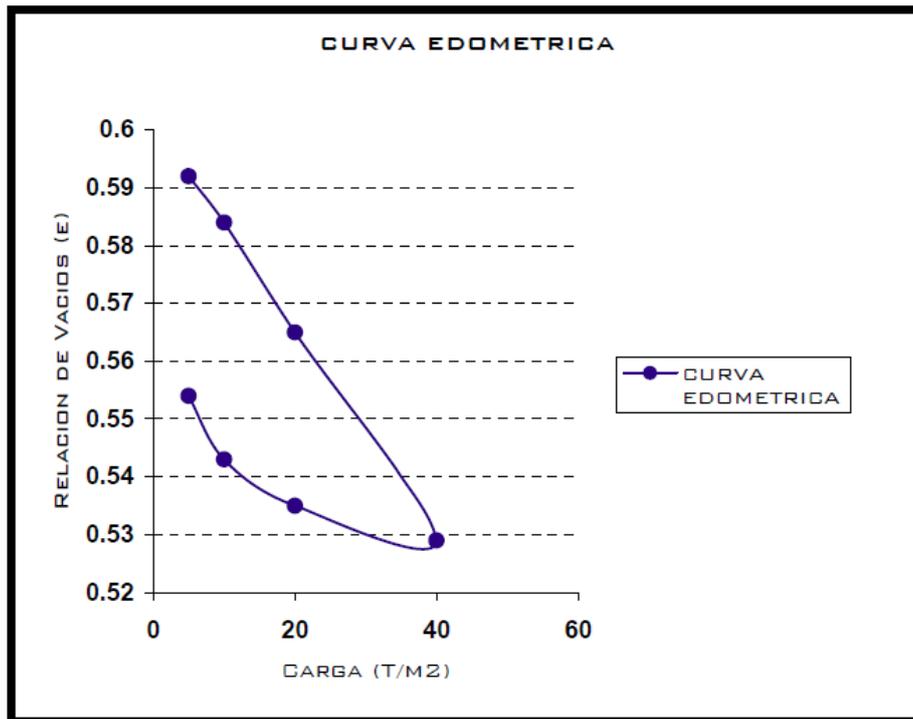


Fig. 6.2 Curva edométrica

Utilizando la formula de asentamiento por consolidación para cada capa de material:

$$S_{h_{zi}} = \frac{\alpha_v}{1 + e_0} \Delta\sigma * h_{zi}$$

$i$  = # de capa elemental, contada desde abajo hacia arriba

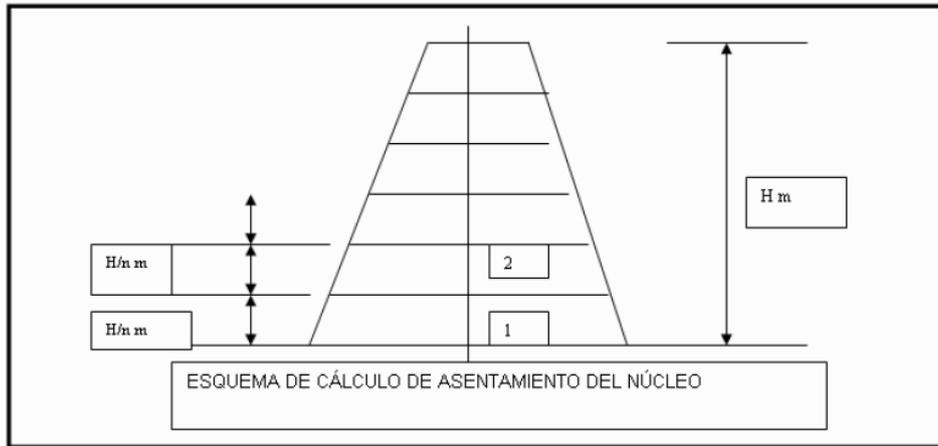
$h_{si}$  = Ordenada de la capa " $i$ "

$a$  = Coeficiente de compresibilidad unidimensional

$H$  = Altura del Núcleo = **24.5 m**

$D_h = H/n$  Altura de la capa " $i$ ". = **3.50 m**

$n$  - Número de capas = **7**



$\epsilon_{0,i}$  - Relación de vacíos inicial de la capa "i"

$\epsilon_{t,i}$  - Relación de vacíos inicial de la capa "i" en el momento de tiempo "t", determinado de la curva Edométrica o de compresión, en función a la carga sobre ella.

Cuadro 6.2 ASENTAMIENTO NUCLEO ARCILLOSO -PRESA PRINCIPAL

**Datos**

$\gamma$  , TN/ $\mu$ 3 = 1.6

H altura Núcleo (m) = 24.5

#CAPA	h si	$\epsilon_0$	$\sigma_0$ T/m <sup>2</sup>	$\sigma_1$ T/m <sup>2</sup>	$\epsilon_2$	a m <sup>2</sup> /T	S m
1	2	3	4	5	6	7	8
1	3.5	0.619	0	33.60	0.541	0.0023	0.170
2	7.0	0.619	0	28.00	0.551	0.0024	0.148
3	10.5	0.619	0	22.40	0.561	0.0026	0.126
4	14.0	0.619	0	16.80	0.571	0.0029	0.104
5	17.5	0.619	0	11.20	0.582	0.0033	0.081
6	21.0	0.619	0	5.60	0.591	0.0050	0.060
7	24.5	0.619	0	0.00	0.619		0.000
<b>ASENTAMIENTO TOTAL m</b>							<b>0.688</b>

## Nomenclatura de columnas

1 Número de capa

2 Coordenada “Z” de cada capa al final de la construcción

3 Relación de vacíos inicial

4 Carga inicial sobre la capa analizada

5 Carga debido al suelo luego de culminada la presa

6 Relación de vacíos después de colocada la carga superior

7 Coeficiente de compresibilidad

8 Asentamiento en cada capa

*El asentamiento Total finalizada la consolidación del núcleo será de **68.8 cm***

*2.8% del la altura total*

Cuadro 6.3 ASENTAMIENTO NUCLEO ARCILLOSO - DIQUE LATERAL

**Datos**

$\gamma$ , TN/ $\mu^3$  = 1.6

H altura Núcleo (m) = 9.5

#CAPA	h si	$\epsilon_0$	$\sigma_0$ T/m <sup>2</sup>	$\sigma_1$ T/m <sup>2</sup>	$\epsilon_2$	a m <sup>2</sup> /T	S m
1	2	3	4	5	6	7	8
1	1.9	0.619	0	12.16	0.580	0.0032	0.046
2	3.8	0.619	0	9.12	0.585	0.0037	0.039
3	5.7	0.619	0	6.08	0.590	0.0047	0.034
4	7.6	0.619	0	3.04	0.603	0.0054	0.019
5	9.5	0.619	0	0	0.619		0.000
<b>ASENTAMIENTO TOTAL m</b>							<b>0.138</b>

## Nomenclatura de columnas

- 1 Número de capa
- 2 Coordenada “Z” de cada capa al final de la construcción
- 3 Relación de vacíos inicial
- 4 Carga inicial sobre la capa analizada
- 5 Carga debido al suelo luego de culminada la presa
- 6 Relación de vacíos después de colocada la carga superior
- 7 Coeficiente de compresibilidad
- 8 Asentamiento en cada capa

*El asentamiento Total finalizada la consolidación del núcleo será de **13.8 cm.***

*1.5% del la altura total*

Como recomendación general en presas pequeñas se puede proporcionar la siguiente altura adicional por asentamientos:

<b>Fundación y terraplén</b>	<b>% de altura total</b>
Materiales no compresibles	2
Materiales compresibles	5

Cuadro 6.4 Resumen de los asentamientos máximos.

<b>Asentamiento Máximo</b>	<b>% de altura total</b>
Presa Principal	2.8
Dique lateral	1.5

Tomando en cuenta estos valores para el material compresible como la arcilla se estima un asentamiento máximo del 3% dentro de los parámetros esperados.

Esta magnitud del asentamiento final, determina la contra flecha en la corona a fin de absorber el asentamiento en el largo plazo.

## **C. ANÁLISIS DE RESISTENCIA ANTE CARGAS EXTERNAS**

### **6.6 Estabilidad de la presa**

El análisis de estabilidad de taludes se realizará utilizando el Programa Slide v5.0 de Rocscience. La metodología del programa utiliza una superficie de falla de generación automática y de forma cualquiera para el método de Morgenstern-price.

La función que dicta la interacción a lo largo de la superficie de deslizamiento será media función seno. (Half Sine)

El coeficiente sísmico tomado para el análisis seudo estático, es **as. = 0.19g**, que representa el 50% de la máxima aceleración sísmica obtenida por interpolación de curvas en el mapa de isoaceleraciones, Alva y Castillo – 1993.

Se calcularán los Factores de seguridad para la superficie de falla mas critica en cada uno de los casos, aguas arriba o aguas abajo, dependiendo de los criterios de análisis en cada etapa, también se compararan esos factores a los mínimos establecidos por el Cuerpo de ingenieros para la estabilidad de taludes en presas.

Se calcularán también mediante un análisis de sensibilidad, la aceleración de fluencia para la superficie de falla analizada, que nos dará la aceleración sísmica necesaria para alcanzar la falla en cada caso.

Las conclusiones y análisis de resultados se verán mas adelante.

## 6.7 Etapas del análisis de estabilidad

Para cada etapa de análisis se tomaran los siguientes criterios:

Tabla 6.3 & 6.4 - Etapas y condiciones de análisis

Elemento	Etapas de análisis	Talud	Nivel del embalse	Parámetros geotécnicos	Fs. (*)
PRESA PRINCIPAL	Final de la construcción (Incluye etapas de construcción)	Aguas arriba	NAMI	-Drenada- Permeables Esfuerzos efectivos(1)	Estático > 1.30 Seudo Est. > 1.0
		Aguas abajo	NAME	-Condiciones No drenadas	
	Filtración constante	Aguas abajo	NAMO	-Drenada- <b>Ambos</b> Esfuerzos efectivos(1)	Estático > 1.50 Seudo Est. > 1.25
	Máximo nivel de descarga	Aguas abajo	NAME	-Drenada- <b>Ambos</b> Esfuerzos efectivos(1)	Estático > 1.40 Seudo Est. > 1.25
	Desembalse rápido	Aguas arriba	Desembalse Total Desembalse Parcial	-Drenada- <b>Ambos</b> Esfuerzos efectivos(1) Análisis de exceso de poro presión	Estático > 1.30 Seudo Est. > 1.0

Elemento	Etapa de análisis	Talud	Nivel del embalse	Parámetros geotécnicos	Fs. (*)
DIQUE LATERAL	Final de la construcción (Incluye etapas de construcción)	Aguas arriba	NAMI – Sin Embalse	-Drenada- Permeables Esfuerzos efectivos(1)	Estático > 1.30 Seudo Est. > 1.0
		Aguas abajo	NAME	-Condiciones No drenadas	
	Filtración constante	Aguas abajo	NAMO	-Drenada- <b>Ambos</b> Esfuerzos efectivos(1)	Estático > 1.50 Seudo Est. > 1.25
	Máximo nivel de descarga	Aguas abajo	NAME	-Drenada- <b>Ambos</b> Esfuerzos efectivos(1)	Estático > 1.40 Seudo Est. > 1.25
	Desembalse rápido	Aguas arriba	Desembalse Total	-Drenada- <b>Ambos</b> Esfuerzos efectivos(1) Análisis de exceso de poro presión	Estático > 1.30 Seudo Est. > 1.0

(\*) Tabla de Fs Min - US Army Corps of Engineers Engineering and design- Slope stability

## 6.8 Resumen de parámetros a utilizar en los análisis de estabilidad.

Tabla 6.5 - Parámetros del análisis de estabilidad

TIPO DE MATERIAL	Densidad				Parámetros Geomecánicos		
	Seca		Saturada		Cohesión Efectiva		Fricción Efectiva
	(gr./cm <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(Tn/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(K/cm <sup>2</sup> )	(Kpa)	( <sup>a</sup> )
ENROCADO	2.36	23.60	2.45	24.50	0	0	45.00
FILTRO	1.90	19.00	2.20	22.00	0.00	0.00	35.00
NUCLEO ARCILLOSO	1.60	16.00	1.84	18.40	0.32	31.38	21.00
					98.06(*) KN/M2		
CIMENTACION	2.40	24.00	2.76	27.60	0.00	0.00	45.00
CORTINA DE INYECCION	2.40	24.00	2.76	27.60	0.00	0.00	45.00

(\*) Parámetro Su – Condiciones No drenadas.

## 6.9 Resultados del análisis de estabilidad –

Tabla 6.6 & 6.7 – Resultados del análisis

Elemento	Etapas de análisis	Talud	Nivel del embalse	Fs. (*)	Aceleración fluencia
PRESA PRINCIPAL	Final de la construcción  (Incluye etapas de construcción)	Aguas arriba	NAMI	<b>FS e = 1.65</b> >1.30 – OK!! <b>FS se = 1.14</b> > 1.00 – OK!!	<b>0.27g</b>
		Aguas abajo	NAME	<b>FS e = 1.52</b> >1.30 – OK!! <b>FS se = 1.04</b> > 1.00 – OK!!	<b>0.21g</b>
	Filtración constante	Aguas abajo	NAMO	<b>FS e = 1.54</b> >1.50 – OK!! <b>FS se = 1.26</b> > 1.25 – OK!!	<b>0.33g</b>
	Máximo nivel de descarga	Aguas abajo	NAME	<b>FS e = 1.52</b> >1.40 – OK!! <b>FS se = 1.25</b> > 1.25 – OK!!	<b>0.33g</b>
	Desembalse rápido	Aguas arriba	Desembalse Total	<b>FS e = 1.52</b> >1.30 – OK!! <b>FS se = 1.04</b> > 1.00 – OK!!	<b>0.21g</b>
			Desembalse Parcial	<b>FS e = 1.63</b> >1.30 – OK!! <b>FS se = 1.13</b> > 1.00 – OK!!	<b>0.27g</b>

Elemento	Etapas de análisis	Talud	Nivel del embalse	Fs. (*)	Aceleración fluencia
PRESA PRINCIPAL	Final de la construcción (Incluye etapas de construcción)	Aguas arriba	NAMI – Sin Embalse	<b>FS e = 1.53</b> >1.30 – OK!! <b>FS se = 1.18</b> > 1.00 – OK!!	<b>0.29g</b>
		Aguas abajo	NAME	<b>FS e = 1.52</b> >1.30 – OK!! <b>FS se = 1.04</b> > 1.00 – OK!!	<b>0.28g</b>

## **6.10 Evaluación de resultados**

Estabilidad en condiciones estáticas y pseudo estáticas.

### a) Al final de la construcción

La estabilidad de los taludes de la presa al final de la construcción fue analizada en la sección transversal típica de la presa, aguas abajo y aguas arriba habiéndose obtenido factores de seguridad por encima de los mínimos asumidos.

Los factores mínimos de seguridad fueron calculados para las superficies de deslizamiento cuya profundidad es poca o moderada, lo que indica que en el caso en estudio no es crítica la estabilidad local de los taludes.

### b) Filtración constante y máxima descarga

Para el estado estacionario de los niveles NAMO y NAME de agua en el embalse se calculó el factor mínimo de seguridad del talud de aguas abajo correspondiente a planos de deslizamiento críticos obtenidos en el análisis de estabilidad, se observa que para ambos casos se tiene estabilidad global, teniendo pequeñas superficies de falla al pie del talud por lo que se recomienda una pequeña recarga en el pie que evitara una posible falla por levantamiento que ocasione un punto crítico de deslizamiento. Esta elevación en la etapa final de la línea de flujo se debe a que al pie del talud se tiene una irregularidad en la topografía, la cual le da una cuña de estabilidad, limitando la salida del flujo y elevándolo hacia el talud.

### c) Desembalse rápido total o parcial

Para el estado de desembalse rápido total o parcial en el embalse se calculó el factor mínimo de seguridad. El exceso de poro presión y el “colgamiento” de la línea de flujo al efectuarse el desembalse debilita la estabilidad aguas arriba de la presa, para este caso en particular, se obtiene una estabilidad global y local, teniendo probabilidad de pequeños desprendimientos, fácilmente evitables con la buena colocación del Rip Rap.

En atención a los resultados del cálculo puede concluirse que los taludes de la presa en condiciones estáticas, al final de la construcción y al nivel de agua estacionario en el embalse, así como en el desembalse rápido tienen factores de seguridad mayores que los factores de seguridad mínimos prescritos, lo que quiere decir que los criterios de estabilidad establecidos se han cumplido.

De los análisis presentación se puede llegar a la sección típica de la presa que asegure su estabilidad ante fuerzas internas y externas, la sección sería como la mostrada a continuación:

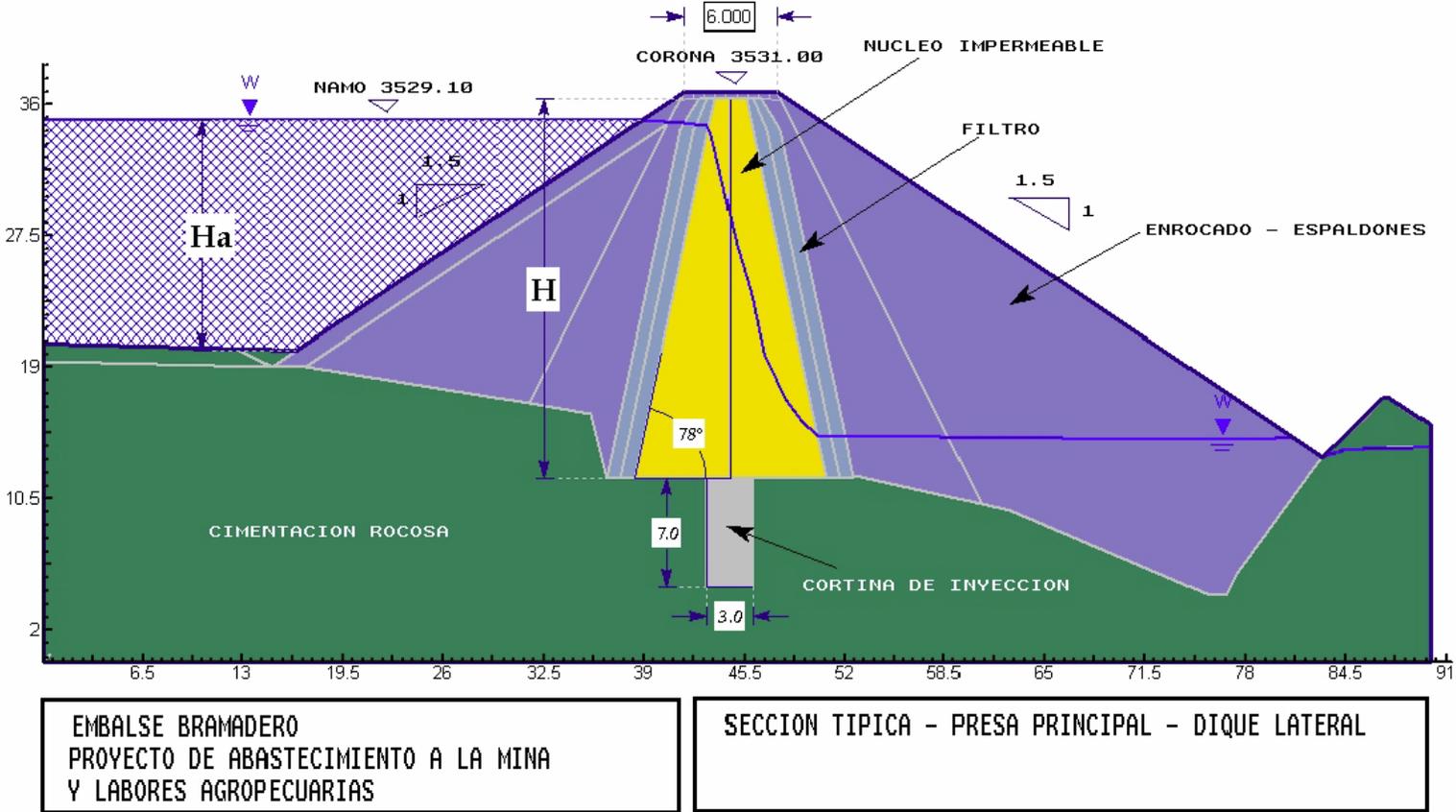


Fig. 6.3 – Sección típica final

# CAPITULO 7. ESTRUCTURAS HIDRAULICAS

## A. GENERAL:

El sistema de abastecimiento de agua a la mina y labores agropecuarias, ha seleccionado de tres alternativas (Estudio WMC) la de habilitación del embalse Bramadero (Presa principal y dique lateral), apoyado por un sistema de captación y bombeo desde el Río Pisit.

Dentro de este conjunto se encuentran estructuras hidráulicas de gran importancia para el correcto funcionamiento del embalse, como los aliviaderos de demasías (Vertedero y canal de descarga), la descarga de fondo y la captación e impulsión desde el Río Pisit.

Estas estructuras serán vistas de manera general en este capítulo.

### 7.1 Información Sistema abastecimiento de agua a la mina:

Se tiene como información, básica ante la falta de datos hidrológicos, los análisis efectuados en el Estudio WMC 2004 de avenidas máximas, probabilidades y caudales de diseño, así como también los cálculos efectuados en la presente tesis (Capítulo Cálculos preliminares).

Demanda requerida	10 lit/sg (Planta Mina) 18.9 lit/sg.(Pozas de solución) 30 lit/sg. (Labores Agropecuarias)
Volumen de abastecimiento (NAMO) - Cálculos preliminares	1,203,703.79 m <sup>3</sup>
Caudal de bombeo - Cálculos preliminares	0.06 m <sup>3</sup> /sg.
Crecida de diseño – Lluvia 24 horas T= 500 años – WMC	20 m <sup>3</sup> /sg.

## **B. DISEÑO DEL ALIVIADERO DE DEMASIAS**

### **7.2 Vertedero**

La cresta del vertedero coincide con la cota 3529.10 msnm, que viene a ser el NAMO. El vertedero es del tipo cresta delgada de configuración semicircular en planta, en cáliz (Morning Glory), con un radio externo de 5.80 e interno 5.60 m, esto permite tener una longitud de vertimiento igual a 18.20 m, que permite tener una carga de 0.60 m, para descargar el caudal de diseño de 18.60 m<sup>3</sup>/seg. (Caudal obtenido de la fórmula de continuidad en el tránsito de hidrogramas)

(Cálculos en el Anexo – Estructuras Hidráulicas)

Se tiene como ventaja de este tipo de vertedero:

- Una casi total flexibilidad de ubicación, incluso dentro del embalse, con una alimentación en todo su perímetro.
- Gran longitud de vertido en el espacio disponible, pues la longitud del círculo triplica la del diámetro, esto se traduce en laminas menores.
- La alimentación radial y el pozo vertical, que facilitan el funcionamiento con caudales variados y aseguran la presión en todo el pozo.

### **7.3 Canal de Descarga**

Se inicia inmediatamente después del vertedero de cresta angosta en la cota 3527.50 m.s.n.m y en una longitud aproximadamente de 73.04 metros. La estructura mantiene la cota 3527.50 m.s.n.m, a partir del cual inicia el canal de descarga propiamente dicho.

El diseño del Canal de Descarga, comprende una estructura hidráulica en rápida con dos pozas de amortiguación distribuidas una a mitad de la altura de caída y otra al final del canal, antes de la entrega de aguas a la quebrada Bramadero al pie de la presa principal. El canal tendrá un ancho de 3.0 m por 0.60 m de altura total de las paredes laterales. Las dimensiones corresponden a un caudal de diseño máximo de 10.30 m<sup>3</sup>/seg.

## **C. DISEÑO DEL SISTEMA DE DESCARGA DE FONDO**

Sus funciones pueden ser las de garantizar el caudal ecológico (labores agropecuarias) aguas abajo de la presa, también permitir el vaciado del embalse para efectuar operaciones de mantenimiento o reducir el volumen de material sólido depositado en el nivel muerto de la presa.

Dada la gran presión con la que el agua sale de la descarga, pudiendo provocar erosiones localizadas peligrosas para la estabilidad de la presa, se prevé la colocación de disipadores de energía en la salida.

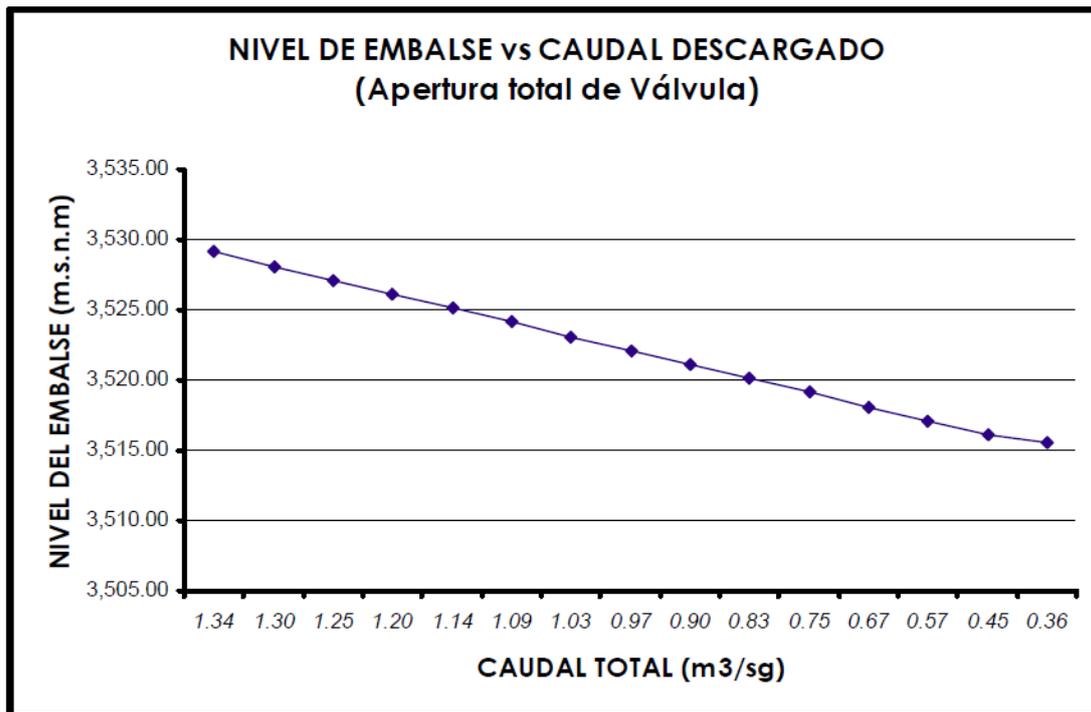
### **7.4 Captación**

El nivel muerto considerado corresponde a la cota 3515.55 m.s.n.m, por lo tanto la cota de fondo de la captación se ha considerado el nivel 3514.30 msnm. Para la descarga del caudal requerido para fines ecológico y agropecuario, y sobre todo para originar la posibilidad de limpieza del embalse, se ha planteado el uso de una tubería de acero de 14 pulgadas de diámetro.

La captación es una estructura de concreto, que en planta se muestra con un ancho de ingreso de 4.0 m para luego en una longitud de 1.50 m, reducirse a 1.0 m coincidiendo en alineamiento con el inicio de la tubería de descarga.

Se muestran los caudales de descarga (Válvula completamente abierta) para los niveles de embalse.

Fig 7.1 Nivel embalse vs. Caudal de descarga.



### 7.5 Conducto de Descarga y Caseta de Válvula

Como se ha mencionado el conducto de descarga (tubería de acero) tiene un diámetro de 14 pulgadas, y longitud de 61 m. En su parte final se instalará una válvula reguladora tipo mariposa de 14 pulgadas de diámetro, este segmento será instalado dentro de una caseta de válvula, que permita darle la seguridad necesaria ante cualquier evento ajeno al previsto.

### 7.6 Disipador de Energía

Inmediatamente después de la caseta de válvulas, se ha considerado un disipador de energía tipo impacto que se encargará de disipar la energía del flujo descargado, para luego entregarlo lo mas tranquilo posible. Este disipador de impacto tiene un ancho de 1.60 m y una altura total de 1.35 m. El diseño se ha realizado de acuerdo a las recomendaciones del Bureau of Reclamation USA.

## **D. CAPTACION EN EL RIO PISIT Y LINEA DE IMPULSION**

### **7.7 Captación en el Río Pisit**

El diseño corresponde a una estructura hidráulica de captación lateral, la misma que está conformada de:

- Barraje móvil dotado de tres (03) compuertas de tipo guillotina de 1.50 m de ancho por 0.90 m de alto, accionadas manualmente mediante volantes en tornillo.
- Rejilla de captación ubicada al lado izquierdo del río, por la cual se da acceso al canal de aducción de 3.90 m de longitud y ancho variable de 1.50 m a 0.50 m hasta llegar a una compuerta de regulación de tipo guillotina, igualmente accionada manualmente.
- Poza de sedimentación de sección rectangular, de 8.10 m de largo y 1.50 m de ancho uniforme. En la pared derecha de la poza, se ha previsto un vertedero longitudinal de excedencias. Hacia el final de la poza y hacia el lado izquierdo, se encuentra la entrada a la estación de bombeo N° 1 y hacia el fondo, un estrechamiento con una compuerta de tipo guillotina para la purga y limpieza de la poza de sedimentación.

### **7.8 Línea de Impulsión**

La transferencia de agua desde el río Pisit al Embalse Bramadero, se realizará por bombeo durante los meses de lluvia en la región, cuya ocurrencia habitual, se produce con recurrencia anual, durante los meses de Diciembre a Abril.

Con este propósito, el diseño de la Línea de Impulsión, comprende las siguientes obras hidrotécnicas:

- Estación de Bombeo N° 1, situado en la zona de la toma y captación en el río Pisit, (Prog. 0-005.8, Nivel 3228.20 msnm). La obra está compuesta de una Poza de tipo caisson, donde se prevé la instalación de una Bomba Sumergible de



# CAPITULO 8 TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN Y LOS EMPOTRAMIENTOS

## **A. PREPARACION DE LAS SUPERFICIES DE CIMENTACION**

Para construir una presa se requieren ciertos trabajos preliminares que dependen del suelo o roca expuestos en la base y empotramientos, y de los materiales componentes de la estructura.

En algunos casos estos solo pueden constituir eliminación de una capa de tierra vegetal, suelos alterados por intemperismo o producto de derrumbes, en otros casos es necesario descubrir la roca, remover las masas sueltas, limpiar grietas y rellenarlas con mortero o inyectar a baja presión lechadas fluidas para reducir asentamientos o mejorar las condiciones de permeabilidad.

## **B. PROBLEMAS DE CONSTRUCCION Y CONTROL DE MATERIALES**

### **8.1 Zonas impermeables**

Estos materiales son suelos finos en general, como arcillas, limos o combinaciones de ellos. En muchos casos es aceptable emplear materiales que tienen un contenido de grava y arena, con un porcentaje de finos necesario para producir una masa impermeable y poco compresible.

Esta característica es deseable si la cimentación es firme o se tiene presa del tipo homogéneo y no es recomendada en presas sobre cimentaciones susceptibles a la deformación.

Los materiales pueden ser de origen aluvial, eólico, residual, lacustre o glacial. Los primeros se caracterizan por su estratificación; en los segundos cabe esperar una

granulometría muy uniforme, en la frontera de los limos y las arenas finas; la erraticidad y variación de propiedades son típicas de los suelos residuales; los lacustres son en general arcillas blandas y compresibles; finalmente, el producto de morrenos es bien graduado, aunque muy variable en su composición.

Con excepción de las arcillas lacustres muy compresibles, los materiales antes descritos se han usado en la construcción de presas de tierra y enrocamiento.

La explotación y el tratamiento que requieren los materiales dependen en gran parte de su origen. Así como es aceptable extraer los suelos eólicos o residuales por capas, resulta en la mayoría de los casos inadmisibles hacerlo en depósitos de aluvión por su estratificación.

## **8.2 Enrocamientos**

Cualquier roca resistente, sana y no contaminada, puede servir para este propósito. El fracturamiento en las formaciones ígneas y metamórficas, y los planos de echado junto con las grietas y cavernas en masas sedimentarias, son detalles de importancia al considerar el método adecuado de explotación.

A consecuencia de investigaciones recientes sobre la compresibilidad y resistencia al corte de muestras de enrocamiento y de observaciones en presas de gran altura, la tendencia presente favorece la producción de un material bien graduado que debe disponerse por capas de min. 30 cm. de espesor; sólo se necesitan fragmentos pesados para proteger el talud de aguas arriba del oleaje.

No es posible controlar la forma que los fragmentos tengan pues esta depende del sistema de fracturas in-situ. Se entenderá por contaminación la presencia de materiales cohesivos en la masa, la arena y grava que resultan de la explotación no se consideran nocivas, siempre que su influencia en el comportamiento global de la masa sea tomada en cuenta.

### **8.3 Filtros y transiciones**

El requisito fundamental para estos dos elementos de la cortina es una buena granulometría. Los filtros de arena bien graduada sólo fueron provistos en casos especiales o cuando los productos para transiciones eran de mala calidad y escasos.

Para obtener la arena de los filtros es necesario procesar el producto de un depósito aluvial o triturado en plantas, con lavado de los finos y gruesos presentes.

## **C. RECOMENDACIONES PARA LOS MATERIALES**

Para los fines de cimentación de las estructuras que componen el embalse Bramadero, se recomienda:

### **8.4 Presa Principal**

#### **Núcleo Impermeable**

Eliminar toda cobertura superficial compuesta de suelos orgánicos y suelos residuales de baja consistencia. Excavar la roca de basamento que conforma el Nivel Estructural 01, hasta un espesor promedio de 3.0 m, con el propósito de eliminar roca fragmentada e intemperizada de superficie.

#### **Espaldones de enrocado**

Con éste propósito, debe eliminarse toda cobertura orgánica y la roca fragmentada y/o intemperizada, en espesor promedio de 1.0 m, debiendo habilitarse una superficie plana y uniforme para el apoyo del relleno de enrocado.

#### **Impermeabilización y Consolidación.**

Debido a los resultados de permeabilidad en la roca de fundación ( $K_o = 10E-4$  á  $10E-6$  cm/seg), es probable que no se requiere la ejecución de inyección de

impermeabilización; sin embargo, dado el intenso fracturamiento de la roca en el Nivel Estructural 01, se recomienda el mejoramiento de la capacidad portante con fines de cimentación de los espaldones, mediante la ejecución de un mínimo de inyecciones de consolidación, especialmente en las zonas central y estribo derecho de la presa y hasta una máxima profundidad de 5.0 metros en la zona central.

### **8.5 Dique Lateral**

Con los fines de cimentación del cuerpo de relleno del dique, se debe eliminar la cobertura del suelo orgánico y eventualmente el suelo residual de transición, siempre y cuando se compruebe baja compacidad y consistencia. En caso que la excavación alcance el basamento de roca, esta debe ser debidamente uniformizada y aplanada para recibir la cimentación de la estructura.

### **8.6 Vaso del Embalse**

En vista que la cobertura vegetal de superficie constituye la protección natural a los efectos erosivos de las aguas de escorrentía y la capa de arcilla subyacente con un alto grado de impermeabilidad ( $K_o=10E-5$  á  $10E-6$  cm/seg), se recomienda no alterar por ningún motivo las condiciones naturales actuales, para la cual todos los caminos deberán ser restituidos con la vegetación natural al término de la ejecución de la obra y previo a llenado del embalse.

## **D. MATERIALES DE PRESTAMO**

### **8.7 Cantera de Arcilla COCÁN**

En la parte baja de la ladera Sur del cerro Cocán, se localiza un depósito de suelos areno limosos y areno arcillosos de origen residual y sedimentos aluviales de poco transporte, cuyas características y propiedades evaluadas, nos han permitido seleccionar a este material para la construcción de el “Núcleo Impermeable” de la presa principal del embalse y probablemente en el cuerpo impermeable del dique lateral.

## **8.8 Posibilidad de Mezcla con Arcillas de la Cantera PISIT y otras**

En caso de deficiencia volumétrica del material arcilloso en la cantera Cocán, se ha considerado la posibilidad de mezcla con materiales provenientes de la cantera Pisit prioritariamente o de las canteras Alcaparrosa Este y Oeste, cuyas cualidades de estos materiales, por sí solos, no poseen propiedades adecuadas para la conformación del núcleo de la presa, sin embargo, se está considerando como ingrediente a los materiales de la cantera Cocán, para mejorar las condiciones de impermeabilidad e incrementar el rendimiento volumétrico.

Tabla 8.1 – Propiedades canteras de fino.

Identificación De Cantera	Volumen Explotac.	Propiedades Geotécnicas										Clasific. SUCS	
		<# 200	Wnat.	$\gamma_{nat.}$	$\gamma_{m\acute{a}x.}$	Wopt.	Ll.	lp.	Permeab.	Fricción	Cohesión		
Cocán	10,000												
		58.2	21.50	1.45	1.60	19.4	50.00	21.0	3.3x10E-8	$\phi_m = 19$	Cm=0.30	MH –(SM)	
											$\phi_d = 17$	Cd=0.46	CH-(SC)
										$\phi'o = 21$	C'o=0.32		
PISIT	15,000	78.4	40.32		1.35	29.8	55.0	15.0	1.1x10E-7	-	-	MH-(S), MH-(S)	
			45.67		1.41	32.1	57.0	17.0	7.8x10E-8				
Alcaparrosa Este	40,000	46.7	20.72		1.73	18.0	50.0	19.0	1.4x10E-7	-	-	SM	
Alcaparrosa Norte	15,000		51.21		1.49	23.2	77.0	37.0	4.0x10E-8	-	-	MH, SM, MH	
		76.9	24.00		1.50	23.3	79.0	18.0	5.4x10E-7				
			43.43		1.22	38.8	73.0	20.0	2.1x10E-7				

## 8.9 Cantera de Rocas

El diseño de ingeniería de la Presa Principal, prevé la construcción de los espaldones de estabilidad a base de “relleno de enrocado” (rock fill), para lo cual, se ha considerado la explotación de los afloramientos rocosos que circundan la zona del proyecto La Zanja..

Formando parte del estudio integral para la habilitación de las plataformas de lixiviación de la mina san Pedro Sur, cuya estructura deberá llevar una cobertura de protección a base de enrocado – rip rap, la Empresa Knight Piésold Consulting, ha estudiado la roca de basamento del cerro Cocán, ubicado a la derecha del cierre de la quebrada Bramadero, es decir sobre el estribo derecho de la presa en proyecto.

El estudio desarrollado por Knight Piésold, no contiene información relacionada con pruebas de laboratorio, por lo que, para simular la caracterización de esta roca, se tomó para la presente tesis los resultados de las pruebas de mecánica de rocas efectuadas en testigos provenientes de las perforaciones diamantinas en la zona de cimentación de la presa.

Tabla 8.2 – Propiedades de la roca Cocán.

Sondaje	Propiedades Físicas				Propiedades Geomecánicas	
	Dens. Seca (gr/cc)	Dens. Saturada	Porosidad (%)	Absorción (%)	Fricción Residual, (*)	Cohesión (kg/cm2)
ZPB-01 ZPB-02, ZPB-03, ZPB-04	2.361	2.451	9.12	3.97	26.50°	0.00
Fragmentos angulosos de roca volcánica.					40° - 45°	

(\*) Es el resultado de pruebas de corte directo a través de superficie inducida por corte con disco diamantino, con el que se ha obtenido bajo valor de la fricción.

## **8.10 Agregados para Concreto**

En el área de influencia con una distancia radial de hasta 20 Km. desde la ubicación del embalse, no existe depósito alguno de materiales naturales apropiados para agregados de concreto y por consiguiente tampoco materiales de filtro (arena) y dren (grava) para ser utilizados en la construcción de las obras del embalse.

Son por estas razones que, se recomienda procesar estos materiales mediante el chancado y zarandeo de clasificación, parte de los fragmentos de roca de la cantera del cerro Cocán, cuya explotación masiva está prevista para obtener los materiales de roca para la conformación del cuerpo de la presa y dique lateral del embalse.

## **E. INSTRUMENTACION Y ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO**

Existen métodos para el diseño de presas de tierra y enrocamiento y se cuenta además con teorías para predecir su comportamiento. Sin embargo, dichas herramientas distan mucho de constituir una respuesta adecuada para todos los problemas que enfrentan al proyectar una presa.

Para eso se necesitan las observaciones durante la construcción y posteriormente, son el medio más apropiado para evaluar el comportamiento de la estructura, comparándolo con los cálculos y predicciones realizados en base a modelos teóricos y a las propiedades mecánicas de los materiales.

Para ciertas condiciones de cimentación o tipos de cortina, no sólo es recomendable efectuar mediciones, sino que son absolutamente necesarias a fin de realizar con éxito la obra.

## **8.11 Piezómetros.**

El objeto de estos aparatos es registrar las presiones de poro que se desarrollan en la masa de tierra o en la cimentación de una presa. El más sencillo es el ideado por A. Casa grande. Consiste en un filtro, conectado a un tubo de plástico, de 1/2 pulgada. Se

instala en una perforación llenando el espacio anular entre el filtro y el pozo, con arena bien graduada y limpia hasta cubrir el primero; el resto de la perforación se rellena con bentonita.

Para proteger el tubo plástico de roturas que puede producir el material circundante al asentarse, es necesario colocarlo en tubos de plástico gruesos, con uniones especiales que le permitan un deslizamiento libre.

Estos aparatos se instalan durante la construcción, o bien posteriormente en perforaciones.

## **8.12 Acelerómetros**

Para investigar los efectos de sismos en las presas se han desarrollado dos tipos de aparatos: acelerógrafos que registran temblores fuertes.

## **8.13 Distribución de instrumentos.**

Los aparatos de observación se instalaran para conocer el comportamiento general de una presa de tierra y enrocamiento, principalmente, para regular el progreso de la obra debido a que existen condiciones de cimentación o propias de los materiales que son críticos. En el primer caso, la disposición, número y clase de aparatos trata de cubrir los aspectos generales de la estructura. El arreglo de instrumentos en la segunda alternativa, responde a la necesidad de registrar ciertos fenómenos previstos, en caso de ocurrir, pueden implicar un cambio del mismo o una alteración del ritmo de construcción; por ejemplo, falla incipiente en la base, excesiva presión de poro, agrietamiento del núcleo, etc. El aparato, su número y localización están regulados por el problema a investigar.

## **8.14 Periodicidad de las observaciones.**

En el caso de observaciones de carácter general deben ser mínimas y la periodicidad es función de la etapa por la que atraviesa la presa; durante la construcción, puede requerirse el registro semanal cuando aquélla progresa rápidamente; al cerrarse el

embalse, la frecuencia de observaciones depende de la velocidad de llenado; las mediciones se distancian a períodos de 3 a 6 meses durante el funcionamiento normal de la presa.

Para la presa principal se instalarán 3 piezómetros tubulares tipo Casagrande ubicados en el eje de la presa para medir los niveles y presiones del agua que ocurren en el cuerpo de la presa durante el período de operación del embalse.

El piezómetro deberá ser colocado y sellado por debajo del nivel de cimentación de la presa, este tiene un tramo con ranuras longitudinales por donde ingresa el agua filtrada mediante un geotextil con el objeto de evitar su obstrucción por acumulación de finos.

El espacio entre el hueco y el tubo del piezómetro será relleno con arena graduada de 1.0 mm. a 4.76 mm. (Malla No 4)

Los tubos de PVC cada 5 metros se van instalando conforme se eleva el nivel de la presa teniendo cuidado de no dañarlo durante el proceso de compactación del material impermeable.

La parte superior del piezómetro llevará un sello de bentonita y lechada de cemento y como protección llevará un tubo PVC de 4 “ y una caja de concreto con tapa para su manipulación y protección. Esta caja quedará empotrada a nivel de corona de la presa.

# CAPITULO 9 CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL SISTEMA DEL EMBALSE BRAMADERO

Después de los análisis efectuados, se pueden obtener las características principales del embalse, en función de los cálculos hidráulicos, hidrotécnicos y de estabilidad. A continuación se muestran cuadros con los datos obtenidos.

## **A. CARACTERISITCAS HIDRAULICAS DE DISEÑO**

Volumen total del embalse NAMO	1,203,703.79 m <sup>3</sup>
Volumen total del embalse NAME	1,325,182.58 m <sup>3</sup>
Volumen Muerto NAMI	5,000.00 m <sup>3</sup>
Volumen Útil	936,360.00 m <sup>3</sup>
Caudal de abastecimiento a la mina	28.9 lit/sg (24 horas)
Caudal para labores agropecuarias	30 lit/sg (8 horas máx. Día)
Caudal de crecida extraordinario	20.0 m <sup>3</sup> /sg (24 Horas resistencia/T =500años)
Caudal de diseño de excedencias	18.6 m <sup>3</sup> /sg

## B. CARACTERISTICAS DE LAS OBRAS HIDROTECNICAS.

### 9.1 Embalse Bramadero

#### Presa Principal

Tipo de presa	Enrocado con núcleo Impermeable
Longitud de corona	132.85 m
Nivel de corona	3,531.00 m.s.n.m
Altura de la presa – Sección Máx.	25.0 m
Talud de relleno aguas abajo (V:H)	1 : 1.5
Talud de relleno aguas arriba (V:H)	1 : 1.5
Nivel de agua máximo ordinario NAMO	3,529.10 m.s.n.m
Nivel de agua mínimo NAMI	3,515.55 m.s.n.m
Nivel de agua máximo extraordinario NAME	3,529.70 m.s.n.m

#### Dique lateral

Tipo de presa	Enrocado con núcleo Impermeable
Longitud de corona	299.80 m
Nivel de corona	3,531.00 m.s.n.m
Altura de la presa – Sección Máx.	8.70 m
Talud de relleno aguas abajo (V:H)	1 : 1.5
Talud de relleno aguas arriba (V:H)	1 : 1.5
Nivel de agua máximo ordinario NAMO	3,529.10 m.s.n.m
Nivel de agua mínimo NAMI	3,515.55 m.s.n.m
Nivel de agua máximo extraordinario NAME	3,529.70 m.s.n.m

#### Aliviadero y Canal de Demasías

Tipo de vertedero	Morning Glory – En semicírculo
Longitud de vertedero	18.2 m
Caudal de máxima descarga	18.60 m <sup>3</sup> /sg
Tipo de canal de descarga	Sección rectangular en rápida – Dos pozas amortiguación
Nivel corona del vertedero	NAMO – 3529.10 m.s.n.m
Nivel de agua máximo	NAME – 3529.70 m.s.n.m

### Conducto de Descarga de Fondo

Tipo de conducto	Tubería de acero con válvula de regulación
Capacidad de descarga máxima 1	.34 m <sup>3</sup> /sg (A válvula abierta)
Capacidad de descarga mínima	0.36 m <sup>3</sup> /sg
Longitud del conducto	61.0 m
Nivel de ingreso	3514.50 m.s.n.m
Nivel de descarga	3513.87 m.s.n.m (Disipador Impacto)

### Vaso del Embalse

Área en el nivel de corona 3,531.0 m.s.n.m	222,478.69 m <sup>2</sup> (22.25 Ha)
Área del embalse en el Nivel NAMO	196,141.19 m <sup>2</sup> (19.61 Ha)
Tirante máximo	14.50 m
Retentividad del vaso	Tapiz arcilloso natural

## 9.2 Captación y Línea de Impulsión

### Captación en el río Pisit

Tipo de captación	Lateral con barraje móvil
Canal de aducción	Sección rectangular con contracción a la entrada del despedrador
Poza de sedimentación	Sección rectangular de 1.50 m de ancho incluye conducto purga de 0,50m de ancho.
Compuertas captación	03 compuertas tipo guillotina de 1.50 x 0.90 m
Compuertas Aducción y purga	02 compuertas tipo guillotina de 0.50 x 0.50 m
Protección de la entrada y salida de la captación	Rip Rap

### Línea de Impulsión

Tubería de impulsión	Acero estructural $F_y = 36$ KSI min. – Diámetro nominal 10"
Tramo a presión	1,960.00 m
Tramo por gravedad	360.00 m
Estación de Bombeo N° 1	Poza succión tipo Caisson 8.60m profundidad Sección útil 1.50x1.50m
Estación de Bombeo N° 2	Reservorio de succión tipo piscina de 7.0x4.0x2.0m Bomba sumergible – Potencia instalada 210m
Estructuras complementarias	Reservorio de descarga tipo piscina para el pase de tubería a presión por gravedad.

### C. HUSOS GRANULOMÉTRICOS

Tamaño Gradación	ESPECIFICACIONES GRANULOMÉTRICAS – HUSOS					
	NUCLEO IMPERMEAB.	FILTRO FINO	FILTRO GRUESO	ENROCADO TRANSICION	ENROCADO ESPALDON	RIP RAP
	I	II	III	IV	V	VI
48"					100	
24"					80 – 100	100
12"				100	55 – 100	
6"				75 – 100	35 – 85	
3"			100	45 – 80	-	
1 ½"	100		50 – 100	-	-	
¾"	85 – 100	100	0 – 90	0 – 35	0 – 30	
3/8"	82 – 98	95 – 100	0 – 75	-	0	
#4	76 – 95	72 – 94	0 – 42	0		
#8	70 – 90	56 – 76	0 – 20			
#16	65 – 97	32 – 52	0			
#30	62 – 84	22 – 40				
#50	56 – 78	0 – 12				
#100	50 – 72	0				
#200	40 – 65					
L-L	35.0 – 55.0					
I.P	7.0 – 25.0					

El espesor del Rip Rap esta entre 18" y 24".

# CAPITULO 10 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## A. CONCLUSIONES

- Se verificó el rendimiento del embalse y se encontró que la cuenca en la Pampa Bramadero no cumplía con los requerimientos dados para una sequía de 3 años consecutivos con periodo de retorno de 100 años, por lo que se necesitó el bombeo desde el Río Pisit.
- Se confirmó la posibilidad de bombear el agua desde el Río Pisit y se dio el caudal de bombeo necesario y el periodo limite o critico, donde este bombeo podría afectar los caudales naturales.
- Se calculó el embalse y se confirmo el rendimiento final de los caudales para abastecer la demanda constante por 24 horas de 28.9 lit./sg. (10 lit/sg para la planta y 18.9 lit/sg. para la poza de solución), así como abastecer de un caudal de aproximadamente 30 lit./sg. durante 8 horas diarias en época de sequía para labores agropecuarias.
- Se optó por presas de enrocado con núcleo impermeable, dadas las características geológicas, de cimentación y la cercanía de materiales predominantes para este tipo de presa, otro tipo de presa hubiera generado mayores costos.
- Se aseguró la estabilidad interna de la presa al realizar los cálculos para el diseño de elementos filtrantes, considerando filtros tipo chimenea que eviten fallas por tubificación y colmatación. Partiendo para este diseño de la granulometría del material impermeable del núcleo.
- El valor del gradiente admisible dado por el suelo es mayor al calculado en el estado mas critico del gradiente nominal, la experiencia nos dicta que el núcleo tendrá un comportamiento confiable con valores de gradiente hidráulico menores al admisible, realizando un análisis mas detallado con elementos finitos se obtuvo un gradiente en el núcleo de 2.7 un valor esperado y dictado por la

experiencia en presas mixtas de mayor tamaño (Entre 2 y 3), por lo que no existirá en el núcleo falla local.

- Se hicieron también los cálculos para resistencia a la falla por filtración en régimen no permanente, donde se obtuvo que el material cohesivo no tendría problema en el contacto con la capa de filtro al cumplir la condición dada en función del gradiente de erosión.
- Se aseguró la capacidad portante de la cimentación y la impermeabilización de la misma con inyecciones de consolidación y de impermeabilización con lechada de cemento a profundidades de hasta 7m.
- Se utilizaron los elementos finitos para obtener la filtración, gradientes hidráulicos, presiones totales y las direcciones del flujo dentro de la sección máxima de la presa principal y el dique lateral, confirmando los cálculos obtenidos en el diseño del filtro y pre-dimensionamiento del núcleo, asegurando valores de gradiente hidráulico seguros tanto en el núcleo como en la cimentación.
- Sumando todas las pérdidas por filtración se puede estimar la pérdida en un 0.15%, porcentaje despreciable habiéndose asumido para el cálculo del volumen útil una pérdida de 1% en todo el embalse.
- Se determinó el asentamiento final luego de culminada la consolidación, obteniendo asentamientos dentro del rango estimado, este asentamiento nos da el valor necesario para el bombeo longitudinal a realizar al momento de la construcción.
- Se realizó el análisis de estabilidad estático y pseudo estático, confirmando la confiabilidad en el diseño y asegurando un comportamiento óptimo ante eventos extremos durante las etapas de la operación.
- Se observó también que la presa presenta superficies de deslizamiento con factores de seguridad menores cuando se realiza un desembalse de mayores proporciones, dado que la misma carga de agua apoyada en el talud equilibra las fuerzas de deslizamiento y mantiene estable a la estructura, es por estos motivos que un análisis de desembalse, dada la pérdida brusca de esta carga de equilibrio, es tan importante.

- Dentro de las estructuras hidráulicas tenemos el aliviadero de demasías, la descarga de fondo y la captación e impulsión desde el Río Pisit.
- Se aseguró el buen comportamiento de la presa ante un evento hidrológico extremo, como una tormenta de intensidad máxima, con duración de 24 horas y periodo de retorno de 500 años, con un vertedero de demasias que actúa ante la menor elevación del nivel de operación normal NAMO.
- Se garantizó la descarga del caudal para operaciones agropecuarias, así como se garantizó la limpieza o mantenimiento del embalse mediante una descarga de fondo cercana al nivel muerto NAMI.
- Se indicó el tipo de toma a utilizar en el Río Pisit, utilizando compuertas que puedan desviar el flujo hacia un canal y un desarenador con descarga en una primera poza de bombeo, que transportara el agua hacia la zona del embalse.
- Se necesitaran dos estaciones de bombeo, con una caja o tanque de paso, cada bomba deberá transportar hasta 62.4 lit./sg. y elevar una altura mínima de 230m incluidas las pérdidas de carga.
- Se puede indicar que el Embalse Bramadero, incluyendo las obras hidráulicas, tendrán un comportamiento confiable durante la operación y ante eventos extremos tanto sísmicos como hidrológicos.

## **B. RECOMENDACIONES**

- El impacto durante el tercer año de la sequía de diseño sería una disminución en el caudal del río pisit en un 17% del caudal original, para esta etapa se recomienda efectuar lecturas periódicas de caudal para ver si el bombeo afectara al cauce regular, dando como medida el cese del bombeo durante el periodo crítico.
- El bombeo solo se efectuaría entre los meses de Noviembre y Abril, pudiendo hacerlo también en la primera quincena de Mayo y la segunda quincena de Octubre.
- El vaso del embalse, presenta una cobertura de suelo orgánico entre 0.40m y 1.30m cubierto por vegetación nativa (pastos naturales e ichu), enraizados en

matriz de suelo orgánico saturado, esta es la protección natural del embalse ante los eventos geodinámicos erosivos de aguas de escorrentía superficial, se recomienda no alterar esta cobertura, en caso de necesitar accesos para la construcción, este material deberá ser removido y colocado después de realizado los trabajos.

- Dado el gran grado de fractura en la roca de cimentación de la presa principal se prevé inyecciones de consolidación como una pantalla impermeabilizante que mejore las características del terreno, para el dique lateral no es necesaria esta medida pues la carga hidráulica que tendrá no genera gradientes hidráulicos ni filtraciones por encima de lo recomendado.
- Se debe tener cuidado de exceder la presión de inyección indicada a fin de evitar un fracturamiento hidráulico que ocasione mayores filtraciones en el macizo rocoso.
- El asentamiento final del núcleo será para fijar la contra flecha en la corona de la presa, a fin de absorberlos a largo plazo sin afectar los niveles de diseño y posibles fallas por desborde ante eventos extremos.
- En el punto de cambio de impulsión a conducción, se tendrá un reservorio de paso que permita el buen manejo de ambas estructuras y al final una caja de disipación, se recomienda realizar un empedrado con roca mayor a 3" entre el tramo de descarga y la quebrada cercana ubicada al oeste de la descarga final a fin de evitar la erosión dentro del vaso del embalse.

# REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

US Army Corps of Engineers®  
Engineering and design  
General Design and Construction Considerations  
for Earth and Rock-Fill Dams  
EM 1110-2-2300  
July 2004

Mc Graw Hill; P.Novak; C. Nalluri  
Estructuras Hidráulicas  
Segunda edición  
Colombia  
2001

Sociedad mexicana de mecánica de suelos A.C  
**Manual de construcción geotecnia II**  
Copyright México  
2002

-Jorge E. Alva Hurtado; Miguel Infantes Quijano

**Diseño sísmico de presas de tierra y enrocado (\*)**

**Curso: Actualización profesional dinámica de suelos**

**Centro peruano japonés de investigación sísmica y mitigación de desastres.**

(1) Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil

Laboratorio Geotécnico del CISMID

(\*) Ponencia Presentada al XII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Huanuco, 1999

**Braja M. Das**

**Principio de ingeniería de cimentaciones.**

Cuarta edición

California state university, Sacramento

Internacional thompson editores.

Steven L. Kramer

**Geotechnical earthquake engineering**

Prentice Hall — New jersey

1996

**Geotechnical and geoenvironmental engineering handbook**

Edited by R. Kerry Rowe

Kluwer academic publishers

2001

**R.F. Craig**

**Soil Mechanics**

Chapman & Hall

4ta edición

1991

Máximo Villón bejar

**Manual practico para el diseño de canales**

**Instituto tecnológico de Costa Rica**

Segunda edición

Editorial Villón - Lima Perú

2002

Dr. Eugenio Vallarino

Colegio de ingenieros de caminos, canales y puertos

**Tratado Básico de presas**

Tomo II

4ta edición

Servicio de publicaciones de la escuela de ingenieros

US Army Corps of Engineers®

Appendix D

**Filter Design**

EM 1110-2-1913

Apr 2000

Artemio Cuenca Payá

**Comentarios sobre el cálculo de taludes**

Laboratorio de Carreteras Alicante

US Army Corps of Engineers®

**Engineering and design**

**Slope Stability**

EM 1110-2-1902

31 Oct 2003

Ing. Alejandro SABELLI; Ing. Esteban Rodríguez; Ing. Walter RAGO

**Relaciones tensión-deformación-tiempo compresibilidad de estratos confinados**

Universidad tecnológica nacional

Facultad regional Buenos Aires

Departamento de ingeniería civil

Cátedra de geotecnia

Diciembre 2002

**Hydrologic Analysis and Flow Control Design**

Volume III

October 2002

Ing. Jorge E. Briones Gutiérrez

**Presas de tierra y enrocamiento**

**Resistencia a la falla por filtración**

Primera edición Lima-Perú 1994

Ing. Luis E. Pérez Farras; Ing. Sandra M. Pérez

**Acueductos a presión - Nociones Básicas de Diseño**

Universidad de Buenos Aires

Facultad de ingeniería

Departamento de hidráulica

Cátedra de “Construcciones hidráulicas”

2005

Ing. Luis Pérez Farras

**Nociones sobre orificios y vertederos, tipos de escurrimiento uniforme en canales, remansos y resaltos, y su relación con la sedimentación y la corrosión**

Instituto de Ingeniería Sanitaria y Ambiental

Área Hidráulica

Cátedra de hidráulica aplicada a la ingeniería sanitaria.

Agosto 2005

# ANEXOS