

TUES

1501

5643d

2000

Ej. 2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INGENIERIA CIVIL



***Diseño de presas de tierra para reservorios
de agua lluvia en zonas rurales***

PRESENTADO POR:

15101931

15101931

DELMY NOHEMY GONZALEZ BONILLA

DEBORA RAQUEL JUAREZ MOLINA

PARA OPTAR AL TITULO DE:

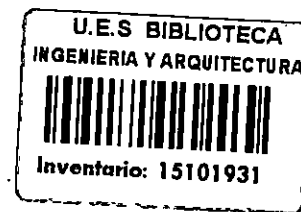
INGENIERA CIVIL



4700

CIUDAD UNIVERSITARIA, ENERO DEL 2000.

Recibido el 13 de enero del 2000



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTORA:

Dra. María Isabel Rodríguez

SECRETARIA GENERAL:

Lic. Lidia Margarita Muñoz Vela

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

Ing. Alvaro Antonio Aguilar Orantes

SECRETARIO:

Ing. Saúl Alfonso Granados

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR:

Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Durán



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERA CIVIL

Título:

***Diseño de Presas de tierra para reservorios de agua
lluvia en zonas rurales.***

Presentado por:

Delmy Nohemy González Bonilla

Débora Raquel Juárez Molina

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador:

Ing. José Miguel Landaverde

Asesor:

Ing. Edwin Santiago Escobar R.

Asesores Externos:

Ing. Mario Angel Guzmán Urbina

Ing. Mauricio Hernández Cedillos

San Salvador, Enero del 2000.

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador:

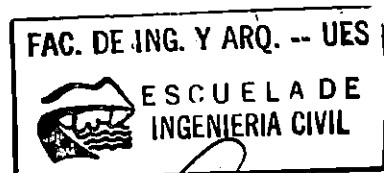

Ing. José Miguel Landívar

Asesor:


Ing. Edwin Santiago Escobar Rivas

Asesor Externo:


Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina



Asesor Externo:


Ing. Mauricio Hernández Cedillos

1942

1. The first part of the report deals with the general situation of the country and the progress of the war.

2. The second part deals with the economic situation and the measures taken to improve it.

3. The third part deals with the social situation and the measures taken to improve it.

4. The fourth part deals with the cultural situation and the measures taken to improve it.

5. The fifth part deals with the political situation and the measures taken to improve it.

6. The sixth part deals with the military situation and the measures taken to improve it.

7. The seventh part deals with the international situation and the measures taken to improve it.

8. The eighth part deals with the future of the country and the measures taken to improve it.

AGRADECIMIENTOS

Muchas han sido las personas que de forma oportuna y valiosa ayudaron a completar con éxito el presente trabajo. Entre ellos:

Nuestros asesores:

Ing. Mario Angel Guzman Urbina,

Ing. Edwin Santiago Escobar,

Ing. Mauricio Hernandez Cedillos

y nuestro coordinador Ing. Jose Miguel Landaverde.

Por su colaboración valiosa y desinteresada al orientarnos en la realización del presente trabajo.

Tambien queremos agradecer al Ing. Castellón del Ministerio de Agricultura y Ganaderia por la colaboración brindada.

Finalmente es nuestra intención agradecer a todos nuestros amigos, familiares y compañeros que con su confianza y el empuje que nos brindaron, lograron inspirar el sentimiento de superación constante en la búsqueda de la meta final.

A todos muchas gracias ...

DEDICATORIA

- A Dios Todopoderoso:*** *Que me guío por el sendero de mis estudios, iluminando mi entendimiento hasta alcanzar el ideal que me propuse.*
- A mis Padres :*** *Ana Emilia Molina de Juárez y José Roberto Juárez Villalobos, con mucho cariño por sus esfuerzos, sacrificios, ayuda y confianza en mí.*
- A mis Hermanos:*** *Karla, J.R. y Mily, por su comprensión y apoyo.*
- A mis abuelos:*** *Emilia de Molina (Q.E.P.D.), Amalia de Juárez y Roberto Juárez Villeda, por animarme siempre a seguir adelante hasta alcanzar este triunfo.*
- A mis tíos:*** *En especial al Ing. Orlando Flores, por su apoyo y ayuda siempre que lo necesito.*
- A mi novio:*** *Humberto Lemus, por su apoyo, cariño, comprensión y confianza durante el transcurso de la carrera.*
- A mi compañera:*** *Delmy González, por haberse esforzado para la realización del presente trabajo.*
- A mis familiares*** *Por estar siempre a mi lado y animarme a seguir adelante.*
- A mis profesores y Amigos:*** *Con especial afecto por compartir la alegría de haber alcanzado el objetivo final.*

Deb.

DEDICATORIA

El principio de la sabiduría es el temor de JEHOVA. Proverbios 1:7

Dedico este trabajo a todos aquellos que de una u otra manera han estado conmigo y me ayudaron a lograr este triunfo.

- A DIOS:** *Por ser mi guía en todo momento, y darme la sabiduría necesaria para salir adelante y lograr con éxito la meta propuesta.*
- A Jesucristo:** *Por ser mi mas fiel amigo.*
- A mis padres:** *Rigoberto González Ruiz y María Etelinda Bonilla de González Por enseñarme el camino del bien, por todos sus consejos y por todos sus sacrificios realizados para que pudiera lograr este triunfo. Gracias.*
- A mis hermanos:** *Alexi, Silvia y Rigoberto con mucho amor por todo su apoyo.*
- A mi esposo:** *José Andrés Cruz Lazo. Por todo su amor, apoyo, tiempo y comprensión que me ha brindado.*
- A mi hijo:** *José Andrés Cruz González con mucho amor por ser un regalo de Dios, por acompañarme siempre a lo largo de todo este trabajo.*
- A mi sobrino:** *Alexi Rigoberto por ser una bendición de Dios.*
- A mis abuelos:** *Con mucho cariño.*
- A mis tíos:** *Manuel, Lita y Julio por toda su colaboración.*
- A mis primos:** *Nelson, Ovidio, Beto, Arquímedes, Benicio y Marina con agradecimiento.*
- A mis tíos y primos:** *Con cariño.*
- A mis suegros:** *Agustín Lazo (Q.D.D.G.) y Clara Cruz (Q.D.D.G.) como un bonito recuerdo.*
- A mis cuñados:** *Felix Eugenia y José Ignacio por todo su apoyo incondicional. Gracias.*
- A la Sra.:** *Inés Lazo y srita. Paola Martínez por su amistad y sus consejos.*
- A mi amiga:** *Bertha Miriam Vasquez con agradecimiento por toda su colaboración.*
- A la familia:** *Juárez Molina con mucho cariño por toda su colaboración y apoyo. Gracias.*
- A mis profesores:** *Con agradecimiento por todos los conocimientos que me brindaron*
- A todos mis familiares y amigos por confiar en mí.**

Delmy.

INDICE

<i>Introducción</i>	<i>i</i>
---------------------------	----------

CAPITULO I

ANTEPROYECTO

<i>1.1 Antecedentes</i>	<i>1</i>
<i>1.2 Planteamiento del Problema</i>	<i>3</i>
<i>1.3 Objetivos</i>	<i>3</i>
<i>1.3.1 Objetivo General</i>	<i>3</i>
<i>1.3.2 Objetivos Específicos</i>	<i>3</i>
<i>1.4 Alcances y Limitaciones</i>	<i>4</i>
<i>1.4.1 Alcances</i>	<i>4</i>
<i>1.4.2 Limitaciones</i>	<i>4</i>

CAPITULO II

GENERALIDADES

<i>2.1 Introducción</i>	<i>5</i>
<i>2.2 Presas</i>	<i>6</i>
<i>2.2.1 Definición de Presa</i>	<i>6</i>
<i>2.2.2 Tipos de Presas de Tierra</i>	<i>7</i>
<i>2.2.3 Clasificación de las Presas</i>	<i>12</i>
<i>2.2.3.1 Clasificación según su uso</i>	<i>12</i>
<i>2.2.3.2 Clasificación según su Proyecto Hidráulico</i>	<i>13</i>
<i>2.2.3.3 Clasificación según los Materiales</i>	<i>14</i>
<i>2.2.4 Selección del Tipo de Presa</i>	<i>15</i>
<i>2.2.4.1 Factores físicos importantes para la selección del tipo de presa</i>	<i>16</i>
<i>2.2.5 Descripción de las partes que componen las presas de tierra</i>	<i>17</i>
<i>2.2.5.1 Vertedero de excedencias</i>	<i>17</i>
<i>2.2.5.2 Vaso</i>	<i>17</i>
<i>2.2.5.3 Drenes</i>	<i>17</i>
<i>2.2.5.4 Filtros</i>	<i>19</i>
<i>2.2.5.5 Taludes y Bermas</i>	<i>19</i>
<i>2.2.5.6 Corazón Impermeable</i>	<i>19</i>
<i>2.2.5.7 Bordo Libre</i>	<i>20</i>

20	2.2.5.8 Pozos de Alivio
21	2.2.5.9 Obras de Toma
22	2.2.5.10 Muros de Retención
28	2.2.6 Causas de falla en presas de tierra
28	2.3 Usos de los reservorios de aguas lluvias en zonas rurales
28	2.3.1 Agua para Riego
28	2.3.1.1 Definición de Riego
28	2.3.1.2 Precipitaciones
29	2.3.1.3 Las fuentes y el almacenamiento de agua para riego
29	2.3.1.4 Las precipitaciones en los valles y en las montañas
30	2.3.2 Agua para el ganado

CAPITULO III

ESTUDIOS PRELIMINARES AL DISEÑO DE LA PRESA

31	3.1 Estudios Topográficos
32	3.1.1 Descripción Topográfica General
33	3.1.2 Información Disponible
33	3.1.3 Levantamientos Preliminares
37	3.2 Estudios Geológicos
37	3.2.1 Estudio Geológico de la Formación de Suelos
37	3.2.2 Geología Regional
38	3.2.2.1 Estudios Previos
40	3.2.2.2 Estructuras Geológicas
40	3.2.3 Geología Local del Sitio
40	3.2.3.1 Estudios e Investigaciones Geológicas
42	3.2.4 Investigaciones Geofísicas
42	3.2.5 Evaluación de la ingeniería geológica
43	3.2.6 Parámetros Geológicos
43	3.2.7 Infiltración
44	3.2.8 Sedimentación
44	3.2.9 Inestabilidad de taludes
45	3.2.10 Selección y localización de los bancos de préstamo
46	3.3 Estudios de Suelos
47	3.3.1 Suelos en el área del aliviadero

3.3.2	<i>Selección de bancos de préstamo</i>	47
3.3.3	<i>Tipos de Sondeos</i>	48
3.3.3.1	<i>Métodos de exploración de carácter preliminar</i>	48
3.3.3.2	<i>Métodos de sondeo definitivos</i>	49
3.3.3.3	<i>Métodos Geofísicos</i>	49
3.3.4	<i>Análisis de laboratorio</i>	50
3.3.5	<i>Pruebas de campo para las cimentaciones</i>	51
3.4	<i>Estudios Hidrológicos</i>	53
3.4.1	<i>Precipitación</i>	54
3.4.1.1	<i>Estudios de precipitación...</i>	55
3.4.2	<i>La Precipitación en El Salvador</i>	55
3.4.3	<i>Evaporación</i>	59
3.4.4	<i>Transpiración</i>	52
3.4.5	<i>Avenida de Diseño</i>	67
3.4.5.1	<i>Métodos de calculo para determinar la avenida máxima.</i>	69
3.4.6	<i>Escorrentia</i>	70

CAPITULO IV

DISEÑO DE PRESAS Y OBRAS CIVILES DE PROTECCIÓN Y CONSERVACION DE LAS PRESAS.

4.1	<i>Selección del sitio de la boquilla</i>	72
4.1.1	<i>Geología</i>	72
4.1.2	<i>Características de la boquilla y cimentación</i>	73
4.2	<i>Diseño de Presas</i>	74
4.2.1	<i>Cimentación</i>	76
4.2.1.1	<i>Generalidades</i>	76
4.2.1.2	<i>Cimentación de Roca</i>	76
4.2.1.3	<i>Cimentación de Arena y Grava</i>	77
4.2.1.4	<i>Cimentación de Limo y Arcilla</i>	77
4.2.1.5	<i>Estudio de las condiciones de la cimentación</i>	79
4.2.2	<i>Taludes</i>	79
4.2.2.1	<i>Disponibilidad de materia adecuada para relleno</i>	79
4.2.2.2	<i>Protección del paramento aguas arriba</i>	81
4.2.2.2.1	<i>Selección del tipo de protección</i>	81
4.2.2.3	<i>Protección del talud aguas abajo</i>	82

4.2.3	Corona	84
4.2.3.1	Anchura de la corona	84
4.2.4	Ancho de la base	86
4.2.5	Vertedero	86
4.2.5.1.	Vertedor de tubería	86
4.2.5.2	Vertedor Principal	87
4.2.5.3	Vertedor con entrada de caída	87
4.2.5.4	Vertedor de emergencia	88
4.2.5.4.1	Diseño de la capacidad del vertedor	88
4.2.5.5	Vertedor de tierra excavado	89
4.2.5.5.1	Elementos de los vertedores excavados	89
4.2.5.6	Selección de las dimensiones del vertedor	90
4.2.5.7	Caudal de diseño	91
4.2.5.8	Dimensiones del Vertedero	92
4.2.5.9	Protección contra la erosión	92
4.2.5.10	Suelos en el vertedor	93
4.2.6	Drenes y filtros en las presas de tierra	93
4.2.6.1	Filtros	95
4.2.6.2	Tubos de drenaje	97
4.2.6.3	Drenes para el talón de las presas de tierra	97
4.2.7	Bordo Libre	98
4.2.8	Corazón Impermeable.....	101
4.2.9	Altura de la presa.....	103
4.2.10	Filtración (flujo de agua en suelos)	105
4.2.10.1	Flujo de agua a través de presas de tierra	110
4.2.10.2	Línea de corriente superior	111
4.2.10.2.1	Condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior	111
4.2.10.2.2	Solución de Schaffernak y Van Iterson para la línea de corriente superior en una presa de tierra.	113
4.2.10.2.3	Solución de L. Casagrande para la línea de corriente superior en presa con $\alpha < 60^\circ$	115
4.2.10.2.3	Solución de Kozeny para la línea de corriente superior en una presa de tierra. $\alpha = 180^\circ$	116

	4.2.10.2.4 Solución de A. Casagrande para la l. de corriente superior en una presa de tierra $60^{\circ} < \alpha < 180^{\circ}$	117
	4.2.10.3 Red de Flujo	118
	4.2.11 Estabilidad de Presas de Tierra	120
	4.2.11.1 Método de análisis de estabilidad con dovelas	120
4.3	Diseño del Reservorio	121
	4.3.1 Obra de Toma	121
	4.3.1.1 Posición de las obras de toma en relación con los niveles de agua en el vaso.....	123
	4.3.1.2 Tubos de abastecimiento de agua	124
	4.3.2 Diseño del Vaso	124
	4.3.2.1 Capacidad de Almacenamiento	124
	4.3.2.2 Curvas Elevación – Área – Volumen	125
	4.3.3 Sellado del vaso.....	127
	4.3.3.1 Características del vaso	127
	4.3.3.2 Métodos de sellado	127
	4.3.4 Análisis de posibles fugas en el área del embalse.....	131
4.4	Construcción de las presas de tierra	133
	4.4.1 Derivación de Corrientes	133
	4.4.1.1 Aspectos generales de las obras de desvío	133
	4.4.1.2 Características de la corriente	135
	4.4.1.3 Selección de la avenida derivable	136
	4.4.1.4 Métodos de derivación	134
	4.4.1.5 Principales factores que intervienen en la elección del esquema de desvío	137
	4.4.1.6 Esquemas fundamentales de desvío	138
	4.4.2 Extracción de agua de las cimentaciones	141
	4.4.3 Asentamientos Permisibles.....	142
	4.4.4 Planos y Especificaciones	142
	4.4.5 Referencias de Construcción	142
	4.4.6 Métodos de Construcción y Consideraciones	144
	4.4.6.1 Preparación de la Cimentación	144
	4.4.6.2 Desvío de Corrientes	147
	4.4.6.3 Áreas de Préstamo	147

4.4.6.4	Terraplén y estructura de relleno	147
4.4.6.5	Colocación del material	150
4.4.6.6	Acabado y limpieza	150
4.4.7	Normas fundamentales de construcción	150
4.4.8	Calculo de movimiento de tierra	153
4.5	Mantenimiento y Operación	154
4.5.1	Inspecciones y programas de observaciones	154
4.5.2	Mantenimiento e instrucciones de operación	155
4.5.3	Inspección y mantenimiento de las presas	155
4.5.4	Operación de presas de almacenamiento	157
4.6	Obras de protección y conservación de las presas de tierra	158
4.6.1	Pozos De Alivio.....	158
4.6.1.1	Construcción de Pozos de Alivio	158
4.6.2	Enrocado	159
4.6.3	Vertedores	159
4.6.4	Filtros	159

CAPITULO V

EJEMPLO DEL DISEÑO DE PRESAS

5.1	Diseño del Vaso.	160
5.1.1	Procedimiento.....	160
5.2	Diseño de la Presa	171
5.2.1	Localización de Línea de corriente superior	173
5.2.2	Localización de la superficie critica de deslizamiento	175
5.2.3	Ejemplo del uso de la hoja de calculo en el diseño de una presa	184

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1	Conclusiones.....	191
6.2	Recomendaciones	193

Bibliografía	195
--------------------	-----

INTRODUCCION

La disponibilidad del agua para diferentes usos, en algunas regiones del país es bastante limitada en ciertas épocas del año como en el verano, especialmente en la región oriental, pues no se cuenta con suficientes fuentes de agua superficiales para ser aprovechadas, razón por la cual es necesario el aprovechamiento del agua lluvia, la cual puede ser almacenada en reservorios para luego utilizarla en el verano.

Dada la gran importancia que tiene en las zonas secas de nuestro país el almacenamiento del agua en época de lluvia, el Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG) ha realizado a partir del año de 1998 la construcción de pequeños embalses para almacenamiento de agua, como una alternativa eficiente para solucionar progresivamente la necesidad de agua para fines agrícolas y pecuarios, especialmente para comunidades de escasos recursos económicos,

Y para que estos reservorios cumplan con sus funciones se requiere que todos sus componentes cuenten con un buen diseño y una buena construcción. Uno de estos componentes y el principal sin lugar a dudas, es la presa de tierra, la cual es una de las estructuras de ingeniería más importantes, ya sea por su complejidad técnica así como por las inversiones que generalmente requiere y por los múltiples servicios que presta es desde luego, una de las obras de la ingeniería en que más se aplica la mecánica de suelos.

Ante la eminente necesidad de aprovechar en la mayor medida de lo posible los recursos naturales renovables que posee el país, el presente trabajo tiene como objeto aportar a la Ingeniería Civil una metodología básica para el diseño de las presas de tierra utilizadas en los reservorios de aguas lluvias.

Como propósito principal se pretende realizar un estudio del diseño de presas de tierra en zonas rurales para el almacenamiento del agua lluvia, todo esto con fines agrícolas y pecuarios.

CAPITULO I

ANTEPROYECTO

1.1 ANTECEDENTES

Las presas de tierra para el almacenamiento de agua, tal como lo atestigua la historia y los restos que sobreviven de las antiguas estructuras, se han usado desde los primeros días de la civilización.

Algunas de las estructuras construidas en la antigüedad eran de enorme tamaño, la historia y la arqueología proporcionan datos sobre estructuras de este tipo, en la India y en Mesopotamia mucho antes de nuestra era y según ciertas referencias, usaban para la compactación de los taludes el paso de rebaños, lo que no está muy alejado del moderno rodillo "pata de cabra"; algunas de las presas de esta remota época eran de grandes dimensiones por ejemplo, se tiene noticias de una terminada alrededor del año 500 a.C. en Ceylán de una longitud de 18 kms y una altura de 20 mts; en La India se tienen noticias de presas de tierra construidas hace 2000 y 3000 años a.C.

Sin embargo, se usaron métodos empíricos para su diseño hasta los alrededores de 1930, lo que causó bastantes desastres pues al aumentar el tamaño de las presas se aumentaban las dificultades y los peligros para las vidas y bienes de los ribereños aguas abajo.

En nuestros días como en el pasado, las presas de tierra continúan siendo el tipo más común de presa pequeña, principalmente por que en su construcción se utilizan materiales en su estado natural con un mínimo de tratamiento.

El rápido desarrollo de la mecánica de suelos, rama de la moderna geotecnia, y la experiencia de los errores pasados, han permitido el nacimiento de los métodos racionales de diseño que se usan actualmente.

Las aplicaciones de estos métodos han permitido la construcción de muchas presas de gran tamaño, con una seguridad cada día mayor.

Otro aspecto importante que al descuidarse ha originado bastantes fallas, ha sido el de los procedimientos de construcción, pues de nada sirve un buen diseño si se realiza una construcción deficiente.

El proyecto de una presa de tierra, debe apegarse a la realidad, se deben tomar en cuenta las condiciones de los materiales de que se construyen y del lugar donde se construye y no debe copiarse, simplemente, algún proyecto que haya tenido éxito, pero usado en un lugar en condiciones diferentes.

En épocas pasadas se ha observado el rompimiento de bordas o represas causadas por el exceso de precipitación y se actualiza este tema por los fenómenos climatológicos conocidos como el efecto niño y niña.

El efecto del niño o falta de lluvia, hace que sea necesario construir represas para conservar los animales domésticos y realizar un riego de subsistencia para hortalizas y arboles frutales.

El efecto de la niña o exceso de lluvia provoca concentraciones de grandes caudales de agua que por mal diseño o mala construcción pueden dañar o destruir las represas que se han construido para la conservación del agua.

El Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG) ha observado por años esta problemática; estando convencidos que es necesario invertir en este tipo de obras surge el problema de un buen diseño que también sea económico.

Actualmente se han realizado alrededor de 50 reservorios en las zonas más afectadas, concentrándose la mayor parte en la zona oriental.

Tales obras se iniciaron en el año de 1998 y se espera que se intensifique la ejecución de represas en las zonas bajas para evitar desbordamientos de ríos. El proyecto puede ampliarse para uso de crianza de peces y camarones.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La mayor parte de las zonas rurales de El Salvador, no tienen la disponibilidad de agua para consumo humano, la agricultura y la ganadería; y también se hace más difícil su obtención en la época de verano, ya que generalmente las fuentes superficiales de agua sufren una disminución considerable.

La falta de agua es un problema que acelera los niveles de insalubridad ya que es indispensable para realizar actividades como el cultivo de pequeñas áreas bajo riego también para mantener y abreviar ganado y realizar otras actividades productivas.

Es indispensable contar con una fuente de abastecimiento de agua que contribuya a satisfacer estas y otras necesidades en la época seca.

Por lo anterior, se considera que es de suma importancia contar con reservorios en los cuales se pueda captar y almacenar el agua lluvia para poder utilizarla en el momento que sea necesario en la realización de las diferentes actividades productivas en las zonas rurales.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

Realizar un estudio del diseño de presas de tierra en zonas rurales para el almacenamiento del agua lluvia, con fines agrícolas y pecuarios.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Evaluar la seguridad y conservación de las presas pequeñas de tierra, mediante el uso de obras civiles adicionales, proporcionándoles seguridad ante las fuerzas solicitadas, considerando el empleo de recursos económicos mínimos.

2. *Estudiar obras civiles de protección y conservación para eliminar los efectos de permeabilidad del suelo, erosión y socavación por la acción del agua y estudiar la falla por vertedero y vaciado rápido.*

3. *Elaborar un programa por computadora que realice el diseño de la presa de tierra, utilizando el suelo existente o próximo al lugar.*

1.4 ALCANCES Y LIMITACIONES

1.4.1 Alcances

- *En la investigación a desarrollar se elaborará una Metodología que :*
 - *Determine el diagrama de flujo y presión de poro*
 - *Determine fallas por deslizamiento*
 - *Revise volteo y deslizamiento total*
 - *Dimensione el vertedero.*
 - *Determine el área de la cuenca tributaria.*
- *Proponer :*
 - *Métodos de localización de posibles reservorios.*
 - *Nuevas tecnologías para evitar infiltración o pérdida del agua almacenada.*
- *Elaborar un estudio de obras de protección y dar recomendaciones para bancos de materiales*

1.4.2 Limitaciones

El estudio pretende solamente resolver el problema para pequeñas presas de tierra, dejando por fuera alternativas como las presas de concreto y presas de mampostería.

CAPITULO II

GENERALIDADES

2.1 INTRODUCCIÓN

El agua es el elemento indispensable para la vida, la salud, la agricultura y la industria. En todos los programas del uso del suelo, el abastecimiento de agua es de suma importancia para los cultivos, el ganado y otros usos; sin embargo, puede observarse en nuestro país, una grave deficiencia en el aprovechamiento de los recursos hidráulicos y escasez de zonas de regadío. Por esta razón la mayor parte de las aguas de los ríos regresan al mar sin haber sido aprovechadas.

Lo que agrava esta situación es la mala planificación del sostenimiento de dicho recurso, aunado a esto, el clima con estación seca de seis a siete meses y los recursos forestales que se van aproximando a cero, lo que conduce a una agricultura que trabaja a la mitad de su rendimiento y una Ganadería de vacas gordas y flacas según las estaciones. Uno de los medios a nuestro alcance para remediar esta situación es la construcción de presas y el material más económico de que se dispone, en la mayoría de los casos son los propios suelos y las rocas del lugar.

La conservación y la protección del suelo dependen en gran medida del control del exceso de las aguas, utilizándose terraplenes, bordos, diques o presas de contención, que son estructuras de protección muy importantes.

Las presas de tierra son, sin lugar a dudas, una de las estructuras de ingeniería de mayor utilidad, por su técnica de ejecución, por las inversión que generalmente requiere por los servicios que presta son la solución del problema planteado.

El diseño de presas de tierra que sean eficaces y seguras requiere de la integración de los principios de la ingeniería, especialmente de la mecánica de suelos, pero los diseños deben ser correctos y las técnicas para la construcción de las mismas deben ser simples.

La principal ventaja de estas presas es de orden económico, pues generalmente se construyen con materiales existentes en las cercanías del sitio. Evitándose así el transporte de materiales hacia sitios a veces poco accesibles.

Es posible cimentarlas sobre materiales que no podrían soportar presas de tipo rígido sin peligro, ya que resisten deformaciones importantes sin menoscabo de su estabilidad.

Son particularmente ventajosas cuando los valles son anchos, y cuando se encuentren a corta distancia materiales adecuados y en cantidad suficiente para su construcción.

Su desventaja principal es que no pueden soportar el paso del agua por arriba de la cresta sin tener daños muy serios y aun a riesgo de la destrucción completa de la obra.

También son bastante sensibles al oleaje y deben protegerse cuidadosamente contra toda erosión; pueden además ser dañadas en algunos casos por animales como topes, hormigas, etc. que hacen sus madrigueras y galerías dentro del cuerpo de la presa o las raíces de arbustos que crecen en la superficie de ellas, que producen vías de acceso al paso del agua.

2.2 PRESAS

2.2.1 Definición de Presa:

Una presa es toda estructura que se construye, convenientemente ubicada, para producir un embalse o para elevar el nivel del agua.

Su construcción no debe enfocarse como una obra de carácter aislado, sino más bien como un elemento integrante de un proyecto hidráulico, es decir que para su mejor utilización debe contar con las instalaciones necesarias que hagan factible su máximo aprovechamiento.

2.2.2 Tipos de Presas de Tierra

Se denomina sección de una presa de tierra a la forma y composición que se observa en un corte vertical y normal al eje de su cortina.

En rigor el tipo de sección en cada caso no puede establecerse de antemano en forma rígida, pues depende de los materiales disponibles en la zona de la obra, pues dependen de los materiales disponibles en la zona de obra, a distancias de acarreo convenientes y de las características del terreno de cimentación, incluyendo las laderas de la boquilla. Las combinaciones posibles de estas circunstancias dan lugar a una variedad prácticamente ilimitada de secciones que, sin embargo, pueden agruparse en ciertos tipos característicos y los principales tipos de secciones a que se recurre actualmente son:

a) Secciones Homogéneas:

Como lo indica su nombre, se trata de secciones compuestas total o casi totalmente por un solo material.

Este tipo de presas es el más antiguo históricamente hablando y se utiliza hoy en obras pequeñas o en casos en que en el sitio de la construcción no existe más que un material económicamente disponible. En ocasiones, aun disponiendo de un solo material, es posible llegar a una sección zonificada, seleccionando el material (separando finos y gruesos) que se coloca en cada parte o utilizando un procedimiento de construcción distinto (variando compactación, por ejemplo) en cada lugar de la presa; así pueden tenerse algunas de las ventajas de las secciones zonificadas aun ateniéndose al único material disponible. También es de notar que las secciones homogéneas no lo son nunca rigurosamente, pues tiene filtros y otros elementos de materiales especiales, en volúmenes pequeños.

Las presas de sección homogénea utilizan generalmente suelos finos relativamente impermeables o suelos gruesos con apreciable contenido de finos, pero se han construido presas de buen funcionamiento que utilizaron arenas o mezclas de arena y grava, bastante permeables.



Fig. 2.1 Sección homogénea Típica

b) Sección Graduada

Cuando en el sitio de construcción se dispone de materiales de diferentes permeabilidades en volúmenes suficientes suele ser conveniente y económico zonificarlos dentro de la sección, produciendo así las llamadas cortinas de sección graduada. En estas, hay zonas que proporcionan la impermeabilidad necesaria al conjunto, si bien, a veces, contribuyen algo a su estabilidad; se emplea en estas zonas suelos finos arcillosos o suelos más gruesos, pero con alto contenido de finos. Hay también zonas formadas por materiales granulares gruesos o por enrocamiento, cuya finalidad es proporcionar la estabilidad a la cortina; estos materiales, en cambio, son muy permeables. Entre las dos zonas anteriores se construyen una o más zonas de transición, con permeabilidad intermedia, que sirven de filtro protector a la zona impermeable y contribuyen a la estabilidad general.

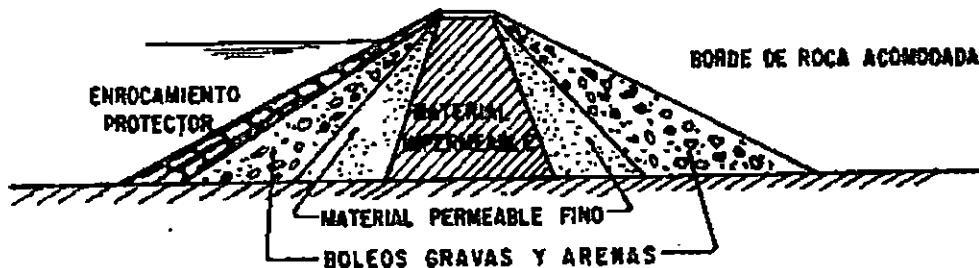


Fig. 2.2 Sección Graduada

c) *Sección de Enrocamiento con corazón impermeable (Sección Mixta)*

Este tipo de sección está integrada por una pantalla impermeable, denominada corazón, que proporciona impermeabilidad pero que contribuye muy poco o nada a la estabilidad y por respaldos importantes de enrocamiento, boleos o materiales similares, a ambos lados del corazón, que proporcionan estabilidad y permanencia al mismo. Este último puede construirse vertical y al centro de la sección o con la inclinación que se juzgue conveniente. Entre el corazón y los respaldos de enrocamiento han de disponerse secciones filtro, que protejan al material del corazón e impidan su difusión entre el enrocamiento; si los respaldos son de gravas o arenas convenientemente seleccionadas, los filtros pueden llegar a suprimirse.

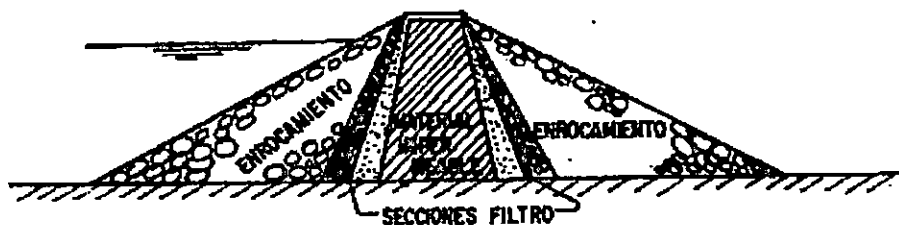


Fig. 2.3 Sección típica de enrocamiento y corazón impermeable.

En todo lo anterior se ha tratado únicamente la cortina de la presa, supuesto que se encuentra sobre terreno de cimentación resistente y totalmente impermeable. Sin embargo, las condiciones

reales de estos suelos, a veces distantes de las condiciones ideales anteriormente supuestas, imponen una serie de variantes a las secciones descritas. Algunas de las importantes son:

- ◆ *Trinchera impermeable*
- ◆ *Dentellón*
- ◆ *Delantal impermeable*
- ◆ *Disposiciones de drenes y filtros de captación.*

Cuando la cimentación tiene un estrato de suelo permeable de pequeño espesor puede excavar una trinchera hasta la que se prolongue el corazón impermeable.

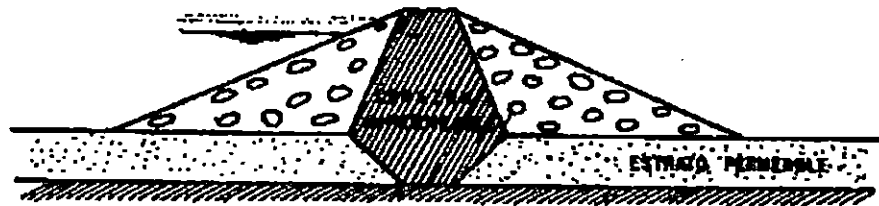


Fig. 2.4 Cimentación con estrato de suelo impermeable de poco espesor

Cuando este espesor se hace más importante, la excavación señalada se hace antieconómica y conviene o construir un dentellón de concreto o disponer en la sección delantales impermeables.

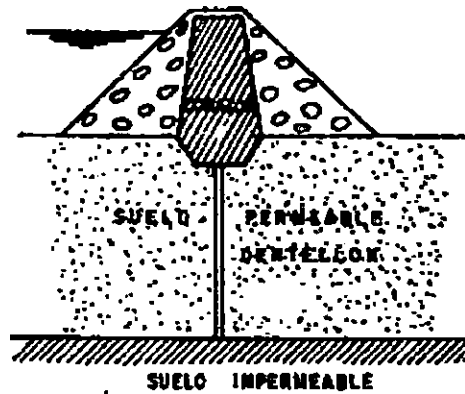


Fig. 2.5 a. Cimentación con dentellón de concreto

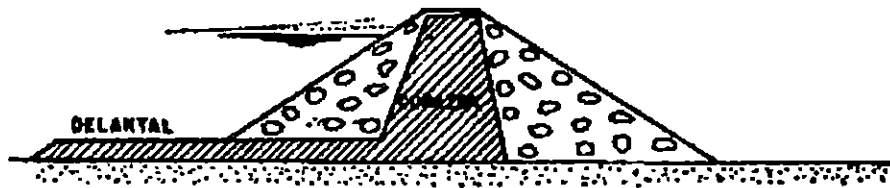


Fig. 2.5.b Cimentación con delantal impermeable

Por ultimo, es claro que la disposición de filtros o captaciones para eliminar las aguas que se infiltran a través de la cortina ofrece multitud de variantes por lo que exponemos dos disposiciones comunes.

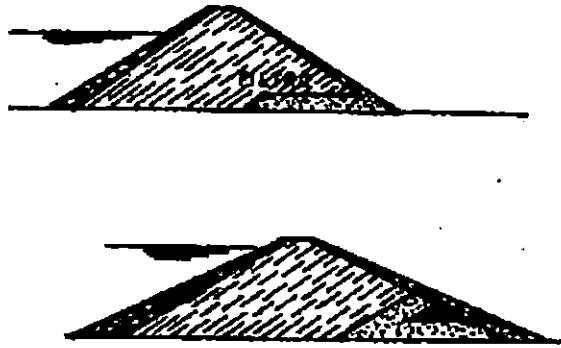


Fig. 2.6 Dos composiciones de drenes y filtros para captación.

2.2.3 Clasificación de las Presas

Las presas se pueden clasificar en diferentes categorías. para el presente trabajo se consideran tres amplias clasificaciones, de acuerdo con:

- ◆ *El Uso;*
- ◆ *El Proyecto Hidráulico; o*
- ◆ *Los Materiales que forman la Estructura*

2.2.3.1 Clasificación según el Uso.

Las presas se pueden clasificar de acuerdo con la función más general que van a desempeñar, como de almacenamiento, de derivación o regulación.

a) Presas de Almacenamiento: se construyen para embalsar el agua en los períodos en que sobra; para utilizarla cuando escasea, estos periodos pueden ser estacionales, anuales o más largos. Las presas de almacenamiento se pueden a su vez clasificar de acuerdo con el objeto del almacenamiento, como para abastecimiento del agua, para recreo, para la generación de energía hidroeléctrica e irrigación .

b) Presas de derivación, estas se construyen ordinariamente para proporcionar la carga necesaria para desviar el agua hacia zanjas, canales u otros sistemas de conducción al lugar en que se van a usar. se utilizan en los sistemas de riego para la derivación de una corriente natural hacia un vaso de almacenamiento fuera del cauce natural de la corriente, para usos múltiples o industriales, o para una combinación de los mismos.

c) Las presas reguladoras, se construyen para retardar el escurrimiento de las avenidas y disminuir el efecto de las ocasionales. Las presas reguladoras se dividen en dos tipos, en uno de ellos, el agua se almacena temporalmente, y se deja salir por una obra de toma con un gasto que no exceda de la capacidad del cauce de aguas abajo. En el otro tipo, el agua se almacena tanto tiempo como sea posible y se deja infiltrar en las laderas del valle o por los estratos de grava de la cimentación. A éste último tipo se le llama algunas veces de distribución o dique, porque su principal objeto es recargar los acuíferos para detener los sedimentos. A menudo a éstas se les llama presas de arrastres.

2.2.3.2 Clasificación según su proyecto hidráulico.

Las presas se pueden clasificar también como presas vertedoras o no vertedoras.

a) Las presas vertedoras se proyectan para descargar sobre sus coronas. Deben estar hechas de materiales que no se erosionen con tales descargas. Es necesario emplear concreto, mampostería, acero y madera, excepto en las estructuras vertedoras muy bajas de unos cuantos pies de altura.

b) Las Presas no Vertedoras son las que se proyectan para que no rebase el agua por su corona. Este tipo de proyecto permite ampliar la elección de materiales incluyendo las presas de tierra y las de enrocamiento.

2.2.3.3 Clasificación según los materiales.

La clasificación más común que se usa en la discusión de los procedimientos de construcción se basa en los materiales que forman la estructura. Los tipos más comunes de presas pequeñas que se construyen son las de enrocamiento, las de tierra y las de gravedad de concreto.

a) *Presas de enrocamiento.* En las presas de enrocamiento se utiliza roca de todos los tamaños para dar estabilidad a una membrana impermeable. La membrana puede ser una capa de material impermeable. Del lado del talud mojado, una losa de concreto, un recubrimiento de concreto asfáltico, placas de acero, o cualquier otro dispositivo semejante, o puede ser un núcleo interior delgado de tierra impermeable.

b) *Presas de Concreto del tipo de gravedad.* Las presas de gravedad, de concreto se adaptan a los lugares en los que se dispone de una cimentación de rocas razonablemente sana, aunque las estructuras bajas se pueden establecer sobre cimentaciones aluviales si se construyen las bases adecuadas. Se adaptan bien para usarse como cresta vertedora y, debido a esta ventaja, a menudo se usan formando la parte vertedora de las presas de tierra y de enrocamiento o de una presa derivadora.

Al empezar el siglo XX, algunas de las presas de gravedad se construyeron de piedra. Sin embargo, la cantidad de mano de obra requerida en esta operación ha sido la causa del uso exclusivo que se hace del concreto en la construcción de las presas modernas de gravedad.

Las presas de gravedad pueden tener planta curva o recta. La planta curva puede proporcionar algunas ventajas en lo que respecta al costo y a la seguridad. Además ocasionalmente la curvatura hacia aguas arriba puede situar esa parte de la presa en una cimentación más elevada de roca.

c) *Presas de Tierra.* Las presas de tierra constituyen el tipo de presas más común, principalmente porque en su construcción intervienen materiales en su estado natural que

requieren el mínimo de tratamiento. Además los requisitos para sus cimentaciones son menos exigentes que para los otros tipos. Es probable que las presas de tierra continúen prevaleciendo sobre los demás tipos de presas para almacenamiento, debido a que el número de emplazamiento favorables para las estructuras de concreto está disminuyendo como resultado de los numerosos sistemas de almacenamiento de agua que se han emprendido, especialmente en las regiones áridas y semiáridas en las que la conservación del agua para riego es una necesidad fundamental.

Las presas de tierra requieren estructuras complementarias que sirvan de vertedores de demasías. La principal desventaja de una presa de tierra, es que si no se tiene suficiente capacidad, el vertedor de demasías puede dañarse y aún destruirse por el efecto erosivo del agua que llegue a rebasarla. También están sujetas a sufrir serios daños y aun a fallar debido a las perforaciones hechas por animales cavadores, a menos de que se tomen precauciones especiales.

2.2.4 Selección del tipo de Presa

En numerosos casos, los costos excesivos de las protecciones contra las descargas del vertedor de demasías y las limitaciones en las obras de toma, tienen una importante influencia en la selección del tipo de presa. En algunos casos, la selección del tipo puede también depender de la mano de obra y del equipo de que se pueda disponer.

Lo que puede ser un elemento muy importante cuando entra el factor tiempo. Lo inaccesible del lugar puede tener una influencia importante en la selección.

La selección del mejor tipo de presa para un lugar determinado requiere la consideración cuidadosa de las características de cada tipo, en relación con los accidentes físicos del lugar, y la adaptación a los fines para los que se supone que va a servir la presa, así como lo que respecta a la economía, seguridad, y otras limitaciones que pudieran existir.

Usualmente, uno de los factores más importante para determinar la elección final del tipo de presa será el costo de construcción

2.2.4.1 Factores Físicos Importantes para la selección del tipo de presa:

a) Topografía: La Topografía, en gran parte, dicta la primera elección del tipo de presa. Una corriente angosta corriendo entre desfiladeros de roca sugiere una presa vertedora. Las llanuras bajas, onduladas, con la misma propiedad, sugieren una presa de tierra con vertedor de demasías separado.

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.

b) Las Condiciones Geológicas: Las condiciones de la cimentación dependen de las características geológicas y del espesor de los estratos que van a soportar el peso de la presa; de su inclinación, permeabilidad, y relación con los estratos subyacentes, fallas y fisuras.

c) Materiales Disponibles. Los materiales para las presas de varios tipos, que pueden encontrarse algunas veces cerca o en el lugar, son:

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

La eliminación o reducción de los gastos de acarreo de los materiales de construcción, especialmente de los que se utilizan en grandes cantidades, reducirán considerablemente el costo total de la obra. El tipo más económico de presa será con frecuencia aquel para el que se encuentren materiales en suficiente cantidad y dentro de distancias razonables del lugar.

d) Tamaño y situación del vertedor de demasías. El vertedor es un elemento vital de una presa. Con frecuencia su tamaño y tipo y las restricciones naturales en su localización serán el factor decisivo en la elección del tipo de presa. La capacidad del vertedor la dictan principalmente las características de escurrimiento y el gasto de la corriente, independientemente de las condiciones del lugar o del tipo o tamaño de la presa.

2.2.5 Descripción de las partes que componen las Presas de Tierra

2.2.5.1 Vertedero de excedencias.

En las presas de tierra es siempre catastrófico que el agua rebase la cortina y escurra por el talud aguas abajo, debido precisamente a la naturaleza erosionable de los materiales que intervienen en su composición. Por esta razón la presa debe estar provista de una estructura auxiliar denominada vertedero, que permita el alivio del vaso cuando este se llena a su máxima capacidad. El vertedero debe estar construido con materiales no erosionables, con concreto o en obras más pequeñas de mampostería.

El vertedor debe continuarse en un canal de desahogo y generalmente incluye obras auxiliares para amortiguar la energía del agua que lo rebasa.

2.2.5.2 Vaso:

Bajo esta denominación se incluye el elemento en el que se almacena el agua. Por ello las características básicas que debe cumplir son: idoneidad topográfica para almacenar económicamente el agua, resistencia y estabilidad en seco y empapado, impermeabilidad suficiente de acuerdo con el destino del embalse y las disponibilidades hidráulicas. Si la impermeabilidad no fuera la suficiente (de ser posible económicamente) proceder a revestir las partes del vaso que lo precisen.

2.2.5.3 Drenes:

En presas relativamente impermeables y homogéneas la línea de filtración aparece en la parte superior de la pendiente corriente abajo haciendo que el suelo se sature y sea inestable. La construcción de un sistema de drenes bajara la línea de filtración hasta que se interseque con el

dren. La capacidad de los filtros o drenes debe ser por lo menos dos veces la descarga de la filtración máxima calculada de la presa.

Existen tres disposiciones básicas para estos elementos: Dren horizontal, Dren de pie, y Dren de chimenea.

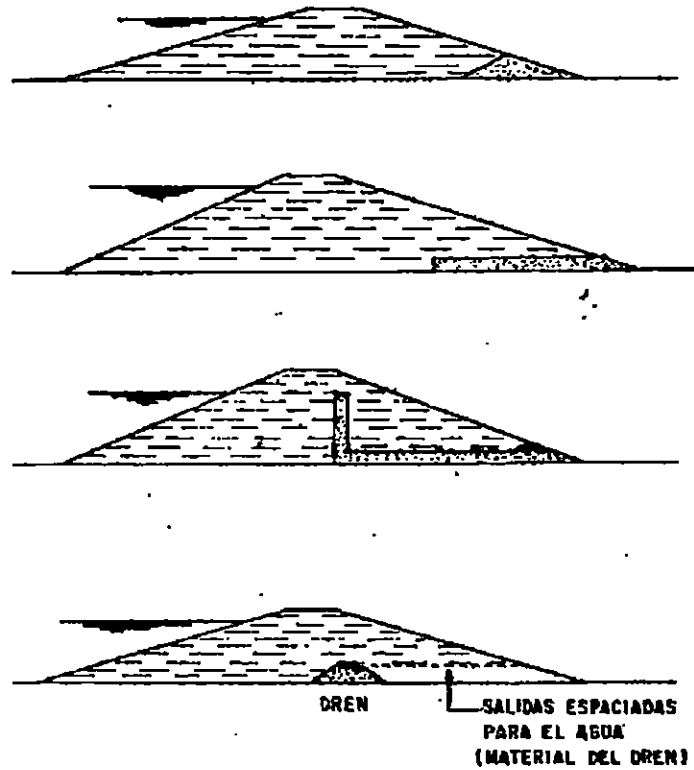


Fig. 2.7 Algunos tipos comunes de drenes en presas de sección homogénea

2.2.5.4 Filtros :

En el cuerpo de las presas de tierra han de colocarse frecuentemente filtros. De hecho, estos deberán instalarse siempre que se produzca un contacto entre dos materiales de diferente permeabilidad y granulometría. El objeto de los filtros es doble, pues, por un lado, evitan la contaminación de los dos materiales en contacto al pasar el fino a ocupar los huecos del que tiene partículas de mayor tamaño; por otro lado, cuando el agua atraviesa la frontera entre ambos materiales, lo que es tan frecuente en presas, el filtro impide el arrastre del material más impermeables a través de los huecos mucho mayores del material más permeable.

Así deben colocarse filtros en los drenes de una presa de sección homogénea, entre las diferentes capas de una sección graduada y en el corazón y los respaldos de una presa de tierra y enrocamiento.

2.2.5.5 Taludes y Bermas:

El talud de una presa depende de la altura de la estructura, de la resistencia al corte del suelo de cimentación y de la duración de la avenida.

Los taludes suelen ir protegidos, tanto de las aguas arriba, como de las aguas abajo.

Cuando la longitud de los taludes supera los 15 mt. Se suelen producir regueros o canalillos por el arrastre de las pequeñas corrientes y para evitar este efecto se disponen bermas que limitan la longitud de estas corrientes, ya que suponen la interrupción de las mismas.

2.2.5.6 Corazón Impermeable:

Es la parte de la cortina de una presa de sección graduada o de enrocamiento, que garantiza que la estructura sea estanca.

El corazón puede disponerse en la sección verticalmente, en su centro o inclinado hacia aguas abajo cerca del talud aguas arriba.

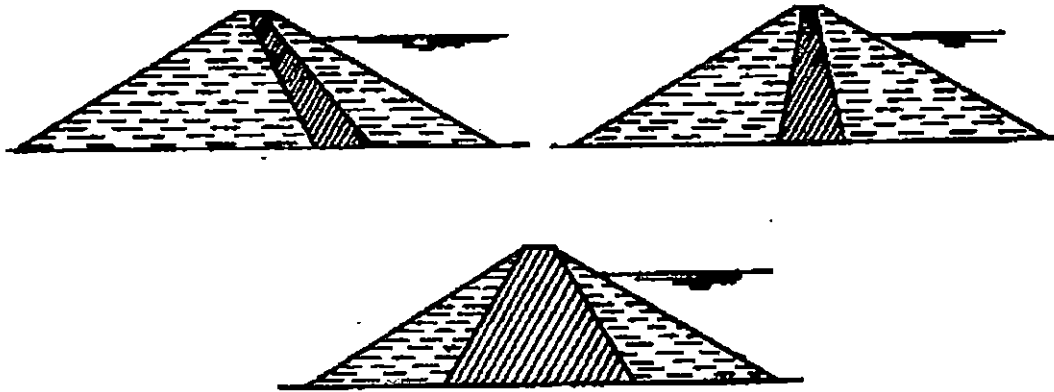


Fig. 2.8 Algunas disposiciones esquemáticas típicas del corazón impermeable de una cortina de tierra.

2.2.5.7 Bordo libre

Se entiende por bordo libre la distancia vertical entre el máximo nivel de agua y la coronación de la presa.

En las presas de tierra, el bordo libre debe diseñarse con especial atención, por el peligro que representa que el agua vierta por encima del dique. Además, el bordo libre tiene como misión defender la coronación de la presa de ser afectada por el oleaje.

2.2.5.8 Pozos de Alivio

En aquellos casos en que la cimentación de una presa esta constituida por estratos en donde capas impermeables alternan con otras permeables, es frecuente que se desarrollen en estas ultimas fuertes presiones en el agua que producen subpresiones, las que a su vez han sido capaces de causar la ruptura de capas más superficiales formando grietas por las que el agua escapa a gran velocidad concentrándose el flujo, produciéndose situaciones no deseables. En estos casos se recurre a la instalación de drenes verticales que lleguen a las zonas de alta presión, a fin de aliviar

esta. Son estos los llamados pozos de alivio. Los pozos de alivio se instalan a pequeñas distancias del talud aguas abajo de la presa y son perforaciones verticales de 50 cms. a 1 mt. de diámetro, en las que se instala un tubo ramurado, de 20 a 40 cms. de diámetro y rodeado de un filtro para impedir que el material exterior lo tape y lo haga inoperante.

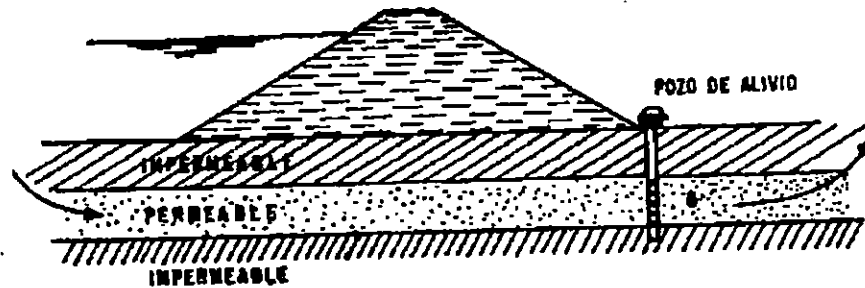


Fig. 2.9 Esquema de un Pozo de Alivio

2.2.5.9 Obras de Toma

Los conductos para las obras de toma son un elemento delicado en las presas de tierra, cuya construcción debe realizarse con gran cuidado, pues el descuido ha sido causa de fallas de importancia en el pasado.

Estas importantes obras auxiliares se construyen generalmente de concreto y pueden desarrollarse o bien en tunel, a través de las laderas que forman la boquilla de la presa, o bien en tubos a través de la propia cortina. El primer método se ha considerado siempre más seguro, pues evita los problemas de sellado que se tienen entre el material de la cortina y el tubo de concreto sellado cuya deficiencia conduce a fallas por tubificación al infiltrarse el agua por el contacto. Si el conducto va a través de la cortina debe cuidarse fundamentalmente la compactación del material en torno a él, a fin de reducir los empujes de tierras a valores tolerables y de disminuir el riesgo de infiltración de aguas, pues el suelo bien compactado es menos permeable; a éste respecto,

no debe regatearse esfuerzo y el ingeniero que controla la obra debe mantener una alta exigencia en los niveles de compactación obtenidos.

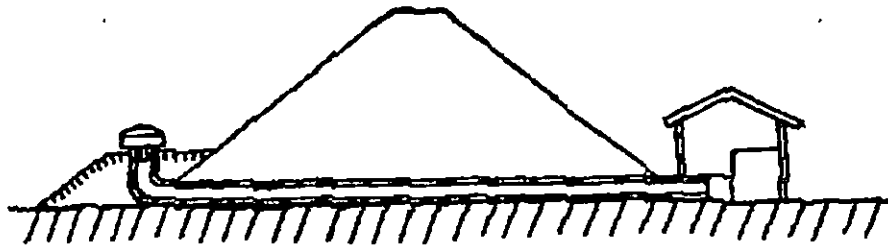


Fig. 2.10 Esquema de una obra de toma

2.2.5.10 Muros de retención

Con frecuencia se requiere en las presas la colocación de muros de retención, para separar distintos elementos estructurales de tierra o la cortina del vertedor, etc. en estos casos,. Cabe hacer notar que los muros que se colocan en las presas suelen ser de gran altura y a la vez, su falla es casi siempre de grandes consecuencias, por lo que deben aplicarse los criterios de diseño y construcción en la forma más cuidadosa.

2.2.6 Causas de falla de las Presas de Tierra

En la actualidad se ha dado al Ingeniero Civil armas racionales para el estudio del campo, pero aun así es innegable que la mayoría de los procedimientos constructivos actuales se han desarrollado, a partir de esfuerzos para eliminar deficiencias de comportamiento observadas en forma sistemática. Así, un conocimiento de las principales lecciones que se pueden extraer de las fallas del pasado, es una parte esencial de la preparación de un especialista en presas de tierra.

La magnitud de las fallas de las presas de tierra varia desde lo que pudiera llamarse una catástrofe, que produce grandes perdidas en vidas y bienes, hasta deterioros más o menos ligeros,

que inclusive pudieran no requerir ningún trabajo de reconstrucción. Las fallas catastróficas han ocurrido por ruptura de la cortina bajo el empuje de agua o por el rebase del agua sobre la cortina en avenidas extraordinarias; en el primer caso se produce naturalmente una ola cuyos efectos aguas abajo son fáciles de adivinar; en el segundo caso suele producirse la destrucción total o casi total de la estructura, pues aunque a veces se han reportado rebases de consecuencias no catastróficas, ha de considerarse como una regla general que una cortina de tierra no puede diseñarse en forma segura como sección vertedora.

Otras causas de fallas graves o catastróficas son:

- a) Fallas por insuficiencia del vertedor. Esta falla ocurre generalmente por una mala estimación del gasto correspondiente a la avenida máxima que deba desalojar el vertedero de excedencias. La consecuencia es que al presentarse una avenida mayor que la prevista, el vertedor no la desahoga y el agua se vierte sobre la cortina, erosionándola y dañando el talud aguas abajo, con las consecuencias ya indicadas anteriormente.*
- Las fallas ocurridas por esta causa han estado siempre asociadas a falta de volumen suficiente de datos hidrológicos respecto a la corriente que alimenta a la presa.*

- b) Falla por tubificación. Cuando el agua fluye a través del suelos, su carga hidráulica se disipa venciendo las fuerzas viscosas inducidas y que se oponen al flujo en los canalitos formados entre las partículas; recíprocamente, el agua que fluye genera fuerzas erosivas que tienden a empujar a las partículas, arrastrándolas en la dirección del flujo. En el momento en que este arrastre se produce, ha comenzado la tubificación del suelo.*

Inevitablemente existen en la masa de suelo lugares en que se concentra el flujo del agua y en los que la velocidad de filtración es mayor; los lugares en que estas concentraciones emergen al talud aguas abajo, es que el suelo no está afianzado por fuerzas confinantes, son particularmente críticos en lo referente a posibilidades de arrastre de partículas sólidas; una vez las partículas

comienzan a ser removidas van quedando en el suelo pequeños canales por los que el agua circula a mayor velocidad, con lo que el arrastre se acentúa, de manera que el fenómeno de la tubificación tiende a crecer continuamente una vez que comienza, aumentando siempre el diámetro de los canales formados. El final del fenómeno es el colapso del bordo, al quedar este surcado por conductos huecos de gran diámetro que afectan la estabilidad de la sección resistente hasta llegar a la falla.

Un factor que contribuye mucho a la tubificación es la insuficiencia en la compactación del bordo, que deja alguna capa del mismo suelta y floja; esto es particularmente probable cerca de muros o superficies de concreto, tales como ductos o tubos. Otro factor importante es el agrietamiento de tubos o galerías en el interior del bordo.

La mejor defensa contra este problema son los filtros graduados.

c) *Falla por agrietamiento.* Posiblemente las fallas por agrietamiento causado por asentamientos diferenciales en la borda de tierra sean mucho más numerosas de lo que se imaginan; en efecto, se reportan como tales los grandes agrietamiento que no pueden pasar inadvertidos, pero posiblemente muchas fallas de presas que se achacan a otras causas, principalmente tubificación, tienen su origen en la aparición de grietas y fisuras no muy grandes en la masa de tierra.

El agrietamiento a que nos referimos se produce cuando la deformación de la cortina produce zonas de tensión que aparecen por asentamiento diferencial de la masa de suelo, sea por deformación del propio cuerpo del terraplén o del terreno de cimentación.

Las grietas más peligrosas son las que corren transversalmente al eje de la cortina, pues crean una zona de concentración de flujo; generalmente son producidas por asentamiento diferencial de la zona de la cortina próxima a las laderas de la boquilla respecto a la zona central, del valle. La condición más peligrosa para este agrietamiento es que sea compresible el terreno en el que se hace descansar la cortina.

Las grietas longitudinales suelen ocurrir cuando los taludes de la presa se asientan más que su corazón, lo que es típico en secciones con corazón impermeable de material bien compactado y respaldos pesados de enrocamiento.

El remedio para corregir las grietas consiste en la excavación de trincheras que sigan su contorno en toda su profundidad, las que deberán rellenarse con material seleccionado bien compactado. Debe impedirse que las grietas superficiales se rellenen de agua antes de su sellado, pues de otro modo se producirán presiones hidrostáticas que podrían incluso amenazar la estabilidad de la cortina.

No existe ningún criterio razonable, ni en el campo, ni en el laboratorio para estimar el monto de deformación que puede soportar una cortina sin agrietarse.

d) Falla por deslizamiento de taludes. *Esta es la más frecuentemente estudiada de todas las fallas que acaecen en las presas de tierra*

Las fallas por deslizamiento suelen considerarse divididas en tres tipos principales:

1. Fallas durante la construcción

Estas fallas han sido menos frecuentes que las ocurridas durante la operación; nunca han sido catastróficas. Las fallas se han presentado sobre todo en presas cimentadas en arcillas blandas, con gran porción de la superficie de falla a través de ese material y pueden ser rápidas o lentas, según que el material de cimentación sea homogéneo o presente estratificaciones que favorezcan el movimiento.

2. Fallas durante la operación

Estas han sido de dos tipos: profundas con superficies de falla invadiendo generalmente terrenos de cimentación arcillosa, y superficiales afectando solo pequeños volúmenes de talud. Las

fallas profundas suelen ocurrir a presas llenas y están relacionadas con las presiones neutrales que se producen por flujo de agua a través de la cortina, y en el terreno de cimentación.

El talud afectado es prácticamente siempre el de aguas abajo.

Es bastante común que las fallas profundas ocurran con relativa lentitud, especialmente en arcillas, con velocidades sobre el terreno de 1 mt/día.

Los deslizamiento superficiales suelen sobrevenir después de fuertes lluvias y frecuentemente afectan espesores del bordo no mayores que uno o dos metros; a veces ocurren inmediatamente después de la construcción, pero en algunos casos han ocurrido muchos años después de estar funcionando normalmente la estructura. Han ocurrido en presas en donde capas gruesas de piedra acomodada o grava en el talud aguas abajo almacenan agua después de la lluvia, que puede contribuir a saturar dicho talud.

3. Fallas después de un vaciado rápido.

Todas las fallas de importancia reportadas por deslizamiento del talud aguas arriba han ocurrido como consecuencia de un vaciado rápido. Las fallas del talud aguas arriba no han causado el colapso de la presa o pérdida de agua en el almacenamiento, pero frecuentemente han causado situaciones de peligro al tapar conductos, galerías, etc. ahora hay poco peligro de fallas repetidas, puesto que la primera falla en un vaciado rápido disipa en gran parte las presiones neutrales que existían en el agua como consecuencia del flujo.

4. Fallas por temblores

Juzgando a partir de la experiencia disponible, puede decirse que las fallas producidas por los temblores en las presas de tierra han presentado las siguientes características:

- *Las fallas más frecuentes son grietas longitudinales en la corona del bordo y asentamiento en el mismo.*

- *Los daños en las presas parecen haber sido causados principalmente por la componente horizontal del movimiento sísmico en dirección transversal al eje de la cortina; se piensa que la amplitud y aceleración de este movimiento son mucho mayores en la cresta que en el terreno de cimentación.*
- *Existen muy pocas fallas por deslizamientos atribuibles a temblores, aun en cortinas deficientemente compactadas*
- *Hay ciertos indicios que permiten pensar que los sismos que causan más daños a presas tienen mayores periodos (menores frecuencias) que los que causan la máxima destrucción de edificios. Por esto, presas muy próximas al epicentro de una temblor pueden salir mucho mejor libradas que otras colocadas a distancias mayores.*

5. Falla por Licuación

La licuación de materiales en el bordo conduce a un derrame de los mismos en grandes áreas, hasta adoptar taludes irregulares y muy tendidos, que en algunos casos pueden sobrepasar el valor 10:1.

Los suelos más susceptibles a la licuación son los finos, no cohesivos, de estructura suelta y saturados. Estas características definen a las arenas finas y uniformes y a los finos no plásticos, o sus mezclas

2.3 USOS DE LOS RESERVORIOS DE AGUAS LLUVIAS

2.3.1 Agua para Riego

2.3.1.1 Definición de Riego

El riego se define como la aplicación artificial de agua al terreno con el fin de suministrar a las especies vegetales la humedad necesaria para su desarrollo. En sentido más amplio, la irrigación puede definirse como la aplicación de agua al terreno con los siguientes objetivos:

- 1. Proporcionar la humedad necesaria para que los cultivos puedan desarrollarse.*
- 2. Asegurar las cosechas contra sequías de corta duración.*
- 3. Refrigerar el suelo y la atmósfera para de esta forma mejorar las condiciones ambientales para el desarrollo vegetal.*

El agua de riego es un complemento de otras procedentes de las fuentes siguientes y cuya importancia no pueden ser ignoradas a la hora de calcular las dotaciones de agua para riego:

- 1. Precipitaciones*
- 2. Agua atmosférica no procedente de precipitaciones*
- 3. Aguas superficiales*
- 4. Aguas subterráneas.*

2.3.1.2 Precipitaciones.

Para que las lluvias produzcan los máximos beneficios han de cumplir los siguientes requisitos:

- 1. La cantidad de lluvia ha de ser suficiente para reponer la gastada en la zona radicular.*
- 2. Su frecuencia debe ser tal que suministre humedad al suelo antes de que las especies vegetales padezcan por su falta.*
- 3. Han de ser lo suficientemente intensas para dar tiempo al suelo a absorberlas.*

Solo en contadas ocasiones, las lluvias se ajustan a estos requerimientos, que en caso de producirse conducen a las máximas producciones. Por el contrario, en la medida en que no se dan estos requisitos, los riegos son necesarios tanto en las zonas áridas como en las húmedas.

Una de las cosas más interesantes de las precipitaciones consiste en su variabilidad, que hace que cambien en el tiempo y en el espacio. No hay uniformidad ni en la naturaleza ni en la magnitud de las precipitaciones, que varían continuamente, de año en año, y de mes en mes, de semana en semana y de día en día. En las regiones que tienen un clima húmedo se dan frecuentemente, durante las épocas de cultivo, periodos en los que no se registra ninguna lluvia y que duran dos o más semanas.

2.3.1.3 Las Fuentes y el Almacenamiento de Agua para Riego.

La lluvia constituye la fuente principal de agua para riego, pero esta no se utiliza en su totalidad, el volumen que no es utilizado en el punto de caída corre sobre la superficie o se filtra en el terreno aumentando de esta forma la reserva subterránea de agua. En consecuencia, la lluvia, que no es utilizada se convierte en una fuente potencial, ya sea superficial o subterránea, de agua para el riego. El agua sobrante de la utilizada por la agricultura, industria y la población urbana se emplea también para regar.

2.3.1.4 Las precipitaciones en los valles y en las montañas.

Las lluvias que caen en los valles regados constituyen una fuente de agua que se almacena sobre el terreno. En algunas cuencas, las precipitaciones invernales suministran agua suficiente para que germinen las semillas y para el crecimiento de las plantas durante varias semanas. En estos valles los cultivos perennes se desarrollan notablemente durante el verano porque utilizan el agua almacenada en el suelo que proviene de las lluvias invernales. En las regiones áridas, la cantidad de agua de lluvia recibida en invierno es tan escasa que antes de la siembra los

agricultores deben dar un riego para asegurar la germinación de la semilla y para que la plantita disponga en los primeros momentos de su desarrollo vegetativo de la humedad suficiente.

2.3.2 Agua para el ganado

El agua es más esencial que el alimento, porque los animales subsistirán más tiempo si les falta comida que si están privados de agua, el ganado vacuno adulto consume, termino medio, alrededor de 125 litros de agua por cabeza y por día, habiendo variaciones según el tamaño del animal, la época del año y la naturaleza del alimento. Con frecuencia, el ganado vacuno abreva en depósitos naturales, manantiales, lagos y ríos, pero si no hay agua superficial disponible, puede ahorrarse trabajo teniendo fuerza motriz para el bombeo y enviando el agua a través de caños, por presión, a tanques o recipientes donde estará disponible en todo momento.

Cualquiera que sea la fuente de provisión del agua – pozos, manantiales, ríos o depósitos naturales – lo esencial es disponer de una cantidad abundante en todo momento.

CAPITULO III

ESTUDIOS PRELIMINARES AL DISEÑO DE LA PRESA

3.1 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

Una vez se ha seleccionado el sitio para ubicar la presa, es necesario hacer un levantamiento topográfico, así como del sitio del aliviadero y del vaso de almacenamiento.

Para la mayoría de embalses, los levantamientos topográficos son sencillos, constituyendo fundamentalmente un perfil a lo largo del eje de la presa que se extienda hasta un poco más arriba de la altura de la presa estimada para ambos lados, el perfil debe señalar cualquier cambio significativo de pendiente y debe levantarse con secciones cada 20 metros. En cada estación pueden hacerse pequeñas secciones transversales que permiten dibujar la presa, este perfil permite establecer: la altura de la presa, altura del aliviadero y estimar el volumen de material de relleno del terraplén.

Un perfil similar debe levantarse a lo largo del eje del aliviadero, comenzando un poco por debajo del nivel normal del agua, hasta un punto aguas abajo, con ese perfil se diseña la pendiente y dimensiones del aliviadero.

Los procesos topográficos o levantamientos pueden aplicarse mediante diversas metodologías topográficas como son:

La topografía de campo que consiste en aplicar métodos planimétricos y altimétricos, los primeros son con el objeto de proyectar poligonales alrededor del área que se desee levantar, combinada con el amarre de los detalles existentes. Los segundos son para obtener la alternativa de la zona en estudio, ésta podrá realizarse así:

Por cuadrícula, cuando el terreno no es muy quebrado y presenta condiciones factibles para el trazo de las líneas de apoyo, estas deben espaciarse a 5, 10, 15, 20 metros dependiendo del área a nivelar y del relieve existente.

Por secciones transversales o puntos dispersos: cuando las condiciones topográficas sean desfavorables, contrario al anterior.

La topografía de planos existentes sirve casi siempre para el estudio cartográfico de la cuenca que no necesita levantamiento planimétrico ni altimétrico, por ser su extensión demasiado grande.

El estudio topográfico del embalse o vaso, después de efectuar el levantamiento, consistirá en la elección de una escala adecuada de acuerdo a los registros cartográficos del Instituto Geográfico Nacional (IGN); y que este en función del área del vaso para poder dibujar los planos y estimar de acuerdo a las curvas de nivel la capacidad tentativa del vaso o mejor dicho el volumen que este es capaz de almacenar.

Las características topográficas de la zona bajo estudio en gran parte influyen en los tipos de obras civiles e hidráulicas que deben ser diseñadas. De ella depende, mucho el tipo de presa, la forma de conducción del agua, con o sin canal, la longitud de este último y la construcción de uno o varios caminos de acceso. Dentro de los estudios o levantamientos topográficos deben incluirse:

3.1.1 Descripción topográfica general

Se hace una descripción en forma general de la topografía del área del proyecto. Regularmente en este tipo de proyectos la topografía es típica de las regiones montañosas en la que el relieve está constituido por cerros separados entre sí por quebradas y zanjones formados por los afluentes del río.

Se debe hacer mención de los estudios previos para la identificación de los posibles puntos de captación, ya sean estos gargantas a la que concurren los afluentes o estrechamientos, numerando los diversos sitios de presa de acuerdo al número que se tenga, asignándoles a cada uno su respectiva elevación (msnm). Así mismo se deben identificar los posibles sitios de los

vertederos de demasias para cada alternativa de presa cuando sea necesario. Todas estas localizaciones deben ser objeto de levantamientos topográficos.

Finalmente se incluyen los objetivos de los trabajos topográficos realizados como parte del estudio de factibilidad; estos pueden ser la verificación y refinamiento de la información con que se dispone y la obtención de información relacionada a las posibilidades de aprovechamiento del proyecto entre otras. Lo anterior se hará con el fin de facilitar un análisis más adecuado de dichas posibilidades y definir las características físicas y las dimensiones de la obra que constituyen la posibilidad de desarrollo que se seleccionara a nivel de dicho estudio.

3.1.2 Información disponible.

Entre la información disponible en un estudio previo a la ejecución de una presa podemos mencionar:

- a) Mapas topográficos a escala 1:50000 con intervalos de curvas de nivel de 20 metros, obtenidos en el Instituto Geográfico Nacional , usando las hojas del área de interés.*
- b) Mapa ampliado a escala 1:10000 de la zona del proyecto en base al mapa 1:5000.*
- c) Fotografías aéreas con escala aproximada 1:50000*
- d) Referencias geodésicas y nivelación del tramo considerado en el estudio.*
- e) Plano a escala 1:1000 del levantamiento de un área aproximada correspondiente al sitio considerado para la presa, con curvas de nivel a intervalos de 1 metro.*

3.1.3 Levantamientos Preliminares.

a) Nivelación del Río

Se llevará a cabo la nivelación topográfica del cause del río en el área del proyecto (planimetría y altimetría) limitándola aguas arriba hasta el máximo de la zona inundada, desfoque del vertedero de demasias. Normalmente estos planos son hechos a escala 1:1000

con intervalos de curva de nivel a 1 mt. Estos levantamientos suelen ser de tipo poligonal abierta y perfil longitudinal sobre el eje del río.

b) *Trabajos de nivelación relacionados a las investigaciones geofísicas*

Se ejecutaran trabajos de nivelación en el área del proyecto con el objeto de determinar el perfil del terreno natural a lo largo de la ruta de las líneas de refracción sísmica, se hará el levantamiento de las líneas y se indicara su longitud total.

c) *Levantamientos de detalles*

Los estudios topográficos de detalles se realizan con la finalidad de afinar el diseño de las obras hidráulicas, civiles y electromecánicas, usualmente en las zonas o áreas de ubicación de la presa y la toma. Constituyen un afinamiento del levantamiento topográfico hechos en estudios preliminares o de prefactibilidad, llegando a ser levantamientos planimétricos y altimétricos completos.

a) *Levantamientos en el sitio de la presa*

Se hacen los planos topográficos en escala 1:50 con intervalos de curvas de nivel a cada metro. Se realiza levantamiento altimétrico de la sección transversal en el eje de la presa (perpendicular al flujo del agua) y dos secciones transversales aguas arriba y dos aguas abajo del eje de la presa localizadas una de la otra a 5 metros . generalmente los planos topográficos del sitio de la presa son los mismos para la obra de toma ya que usualmente esta última se localiza en un lateral de la presa.

b) *Levantamiento del área del embalse*

Para cada sitio alternativo de la presa debe hacerse un levantamiento completo, aguas arriba del eje de la presa para poder determinar las áreas de embalse y las curvas de nivel

del área para calcular la capacidad del embalse. Los planos topográficos se elaboran a escala 1:2500 con curvas de nivel a cada 5 metros.

c) Levantamiento en el camino de acceso al proyecto.

Se harán levantamientos topográficos de planta y perfil de la ruta seleccionada para el camino de acceso a las obras del proyecto, desde éste hasta los caminos existentes. Los planos suelen ser a escala 1:200 con curvas de nivel a cada 1 metro.

Los levantamientos topográficos citados comprenden las actividades siguientes:

- 1. Establecimiento de uno o más puntos de control vertical o bancos de marca a partir de los que se tengan establecidos en la región.*
- 2. Localizar la curva de nivel correspondiente al nivel máximo probable del embalse y marcarla con estaciones o cualquier otra señal visible, o simplemente una brecha.*
- 3. Tentativamente establecer el eje de la presa, correr sus niveles e indicar los puntos de penetración del mismo en las laderas, o sea, establecer los extremos del coronamiento de la presa.*
- 4. A partir de este eje tentativo correr una poligonal abierta del eje del cauce y establecer niveles cada veinte metros y en aquellos puntos intermedios necesarios de detalle.*
- 5. Tomando como base el eje de la presa, nivelar con precisión de detalle una franja, en el sentido de dicho eje, de ancho igual o mayor a seis veces la altura probable de la presa.*
- 6. Nivelar a ambos lados del eje del cauce, normales trazadas en cada estacionamiento de veinte metros, teniendo especial cuidado en llenar los detalles que quedaren entre líneas, las cuales se prolongaran ligeramente después de interceptar la curva de nivel máximo ya establecida.*
- 7. Referir el eje del cauce y el tentativo de la presa a estaciones de control horizontal ya establecidas (Bancos de Marca).*

A estas actividades básicas podría agregarse el levantamiento de detalles comprendidos en el área de influencia del embalse, tales como linderos de terrenos sujetos a indemnización o a servidumbre de agua.

Con esta serie de datos de campo se procede al cálculo de niveles y poligonales, tomando como base los datos correspondientes a los puntos de partida (elevaciones y coordenadas respectivamente) mencionadas en la 1ª y 7ª; con los resultados se procede a dibujar el plano a escala adecuada, ploteando las curvas de nivel a intervalos convenientes empleando cualquier método dictado por la topografía.

El plano así resultante y algunas consideraciones especialmente relacionadas con la geología y el ancho y forma del estrechamiento, permiten corregir la ubicación de la presa, calculándose los datos necesarios para trazarlo definitivamente en el campo.

Se traza esta corrección del eje en el campo y se refiere a puntos estables fuera del área de movimiento de la maquinaria y del personal efectuándose, además, las correcciones y ampliaciones que este cambio de eje origine e igualmente se establece un banco de marca próximo a la obra. Los puntos así establecidos servirán tanto para el trazo de la obra restante como para efecto de control de la ejecución de la obra.

Resta únicamente localizar, a partir de los puntos de referencia ya mencionados, aquellos detalles importantes como manantiales y afloramientos de rocas, especialmente si quedan comprendidos dentro del área de la cimentación; áreas de préstamo, canteras, etc., todos los cuales deberán dibujarse en los planos, se calculan estimativamente los volúmenes de préstamo o de desperdicio; se dibujan perfiles del subsuelo y las respectivas localizaciones de los pozos de sondeo. Habrá de realizarse también el levantamiento o nivelación de las líneas de toma y canal vertedero y localización de instalaciones y, finalmente, se dibujaran perfiles, sección de la presa y planos de las instalaciones.

3.2 ESTUDIOS GEOLÓGICOS.

3.2.1 Estudio Geológico de la formación de suelos:

Al determinar la diferencia entre suelo y roca geológicamente, se puede clasificar el suelo; que es todo material suelto desintegrado que se encuentra en la corteza terrestre como son: guijarros, piedras, arenas, limos, arcillas, materiales turbosos y mezcla de estos materiales que se encuentran en la capa superficial de la tierra rica en materia orgánica.

Roca: Es la materia mineral sólida que se halla en grandes masas o fragmentos. El proceso de la transformación de la materia de origen o roca madre en suelo es lo que se conoce como formación del suelo. Esta mutación no alcanza un estado de equilibrio permanente pues continuamente intervienen agentes o factores de formación que van modificando o cambiando las características físicas y químicas del suelo.

La roca madre que se convierte en suelo, puede ser de origen ígneo, sedimentario, o metamórfico.

Rocas Igneas: son las que resultan del enfriamiento y endurecimiento de la masa fluida engendrada en el interior de la corteza terrestre (magma lava).

Rocas Sedimentarias: el origen de las rocas sedimentarias es muy variado y por lo tanto su clasificación es muy compleja. Sin embargo se puede indicar que provienen de la desintegración de otras rocas existentes en la corteza terrestre.

La mayoría de estas rocas son transportadas por los ríos, vientos, glaciares y hasta el mar.

3.2.2 Geología Regional.

Se hace una descripción geológica regional mediante un reconocimiento preliminar de la geología de la zona en base a mapas geológicos más recientes del país, así como en base a fotografías aéreas y mapas topográficos de la zona.

3.2.2.1 Estudios Previos.

Estos estudios previos realizados en el área del proyecto se basan en los mapas geológicos de la edición más reciente, los que son necesarios para hacer una interpretación completa de la geología del lugar; cuando se tengan a disposición fotografías aéreas, deben ser analizadas para describir detalladamente las condiciones geológicas existentes, tales como el tipo de fallas relacionadas con el lugar, las rocas existentes y los estudios geológicos de la estructura.

Se preparan los mapas geológicos de la región en los cuales se incluye la ubicación geográfica de la región en estudio, a que formación geológica pertenece, la era geológica, los principales materiales que la componen (rocas), el tipo de suelo que cubre los estratos rocosos, su permeabilidad promedio, los espesores aproximados, y los principales tipos de falla. En la construcción de la geología regional se debe hacer una revisión bibliográfica lo más completa posible de toda la información disponible sobre la región a investigar.

Generalmente se cuenta con mapas geológicos, ya elaborados con características generales de la región en estudio, pero es necesario efectuar exploraciones del subsuelo para verificar la información disponible, o para obtener un mapa geológico detallado como parte de las exploraciones.

De las exploraciones se pueden detectar tres situaciones:

- a) Que el tramo del río es inaceptable para construir la presa, teniéndose problemas en el vaso, por cuanto será necesario buscar otro tramo.*
- b) Que se tienen problemas en la boquilla y estos son de tal magnitud que es aconsejable tomar otra alternativa para su ubicación dentro del mismo tramo.*
- c) Aceptación del sitio con algunas recomendaciones de el estudio geológico.*

A partir de ello se pasa a realizar las exploraciones que generalmente son sondeos de pozos a cielo abierto, trinchera y socavones, y algunas perforaciones en cantidad tal que permita tomarse una idea clara de las condiciones del sub-suelo hasta una profundidad de más o menos tres metros. Las muestras obtenidas se analizan mediante pruebas de campo y laboratorio especializadas, además de información proporcionada por el geólogo después de realizar levantamientos de grietas y rellenos de dichas grietas. El propósito es proporcionar un mapa geológico del vaso y corte geológico de la boquilla conteniendo información tal como: propiedades mecánicas de las rocas, fracturamiento, lugares de obras complementarias, taludes en condiciones críticas de estabilidad, fallas, derrumbes masivos, impermeabilidad del vaso, etc., en los que habrá que ubicar las zonas que ameriten estudio especial, debido a la presencia de formaciones permeables que tienen una disposición desfavorable.

Tomando como criterio general que suelos arcillosos y arcillo-limosos son excelentes para este propósito, suelos arcillo-arenosos tienen un comportamiento satisfactorio y los suelos arenosos y/o gravosos no son recomendables por su alta permeabilidad, asimismo las áreas calizas con cavernas son áreas desmontables como sitios de almacenamiento.

Por otra parte y dentro del estudio definido se debe determinar la fundación de la presa. Tomando en consideración lo siguiente: que la cimentación debe proveer soporte estable bajo todas las condiciones de saturación y carga e igualmente oponer suficiente resistencia al flujo de agua para evitar fugas excesivas, para lo cual se deberá apoyar en perforaciones a lo largo del eje de la presa, que nos determinaran factores tales como: materiales de textura gruesa como arena, grava, que mezclados tienen gran capacidad de soporte, pero son altamente permeables, debiendo construirse dentellones de materiales impermeables hasta llegar a un estrato impermeable de fundación; materiales de textura fina como arcillas y limos son bastante impermeables pero tienen un bajo grado de estabilidad, por lo que no son muy buenos como materiales de fundación.

3.2.2.2 Estructuras Geológicas.

Es necesario analizar la estructura geológica que presenta el área del proyecto, haciendo énfasis, principalmente, en las direcciones de los pliegues, fallas o discordancias; en general, una descripción global de los aspectos estructurales existentes.

Las fallas se clasificarán según su tipo, indicando, cuantitativamente, relaciones espaciales y sus elementos.

3.2.3 Geología local del sitio.

3.2.3.1 Estudios e investigaciones geológicas:

Estas investigaciones se basan en el análisis de la geomorfología, litología y geología estructural; los estudios indican el área aproximada del levantamiento geológico y las características existentes tomadas en cuenta para el levantamiento respectivo.

Se dará especial atención a las condiciones geológicas en los sitios propuestos para la presa y las estructuras subterráneas de ingeniería.

a) Geomorfología. ✓

El propósito del estudio geomorfológico es determinar las formas del terreno y describirlas, tratando de reconstruir los procesos y etapas que contribuyeron a su formación y los materiales que lo constituyen; se analizan, básicamente, el intemperismo, la cobertura del suelo y el ambiente prevaleciente en el lugar, tomándose en cuenta los datos mensuales de la estación meteorológica, durante la ejecución de los estudios de campo; tales datos son el intemperismo, la erosión y los deslizamientos existentes en las laderas por los procesos de meteorización, entre otros.

El intemperismo se analiza de acuerdo al grado de descomposición que presenten los materiales de cobertura y los agentes que lo producen.

La erosión es una característica que depende de la precipitación, el tipo de suelo, la textura, la permeabilidad, el relieve y la vegetación, especificándose en el proyecto que tipo de erosión existe y que elemento lo esta causando.

Es recomendable investigar el tipo de laderas existentes en el área de la presa, indicando las divisorias de las aguas con los fondos de drenaje, las pendientes que estas tienen y los factores que las afectan. Debe indicarse el grado de meteorización que presentan los materiales en el área del proyecto.

b) Litología y Geología Estructural.

La litología y Geología estructural son parámetros necesarios para analizar la configuración geológica que prevalece en el área del proyecto.

El estudio litológico se hace con la finalidad de reconocer las unidades litológicas en el área del proyecto, las cuales deben ser mapeadas identificando y describiendo los diferentes tipos de rocas prevalecientes, así como su edad aproximada y el nombre de las mismas.

Para cada tipo de roca predominante en el área, es necesario investigar el porcentaje aproximado existente, el área donde se encuentra ubicada dentro de la zona de estudio, su proceso geológico de formación, las características que presentan, sus componentes mineralógicos existentes, la escala del tiempo geológico aproximado, el color, el ancho de la capa, la meteorización que es vista en los afloramientos, las fracturas, las fallas, los pliegues, la dirección de buzamiento y el posible origen de las mismas.

En los sitios de presa propuestos se deben identificar la clase de roca ubicada en el cauce del río, el tipo de material existente en el eje de la presa, a que fenómenos geofísicos se debe su formación y donde se requiere de mayor estudio acerca de las condiciones de estabilidad.

Se debe analizar la dirección que lleva el cauce del río, si existen frácturas que lo crucen, indicando su inclinación, dirección y espaciamiento existente entre ellas.

3.2.3 Investigaciones geofísicas.

Los estudios geofísicos tienen por objeto determinar el espesor del suelo residual, la zona de intemperismo de transición y la configuración de la superficie de la roca base.

Estos estudios por lo general son el complemento de los estudios geológicos de campo, los cuales consisten en pozos o trincheras excavadas para determinar los diferentes estratos y suelos en el área de interés, así como los espesores de dichos estratos. También suelen hacerse ensayos de campo (in situ) de las propiedades mecánicas de los suelos y estratos rocosos, así como se toman muestras para ser ensayados en laboratorios. Los sitios donde más comúnmente se hacen excavaciones de pozos o trincheras son en la ubicación de la presa a lo largo de su eje.

Las investigaciones geofísicas posibilitan hacer un mapeo geotécnico del área del proyecto, donde se definen en lo posible los siguientes puntos:

- 1. Diferentes tipos de terrenos (suelos y rocas) presentes en el área, y su extensión superficial.*
- 2. Identificación de las discontinuidades que constituyen las estructuras secundarias predominantes en el área.*
- 3. Condiciones hidráulicas de drenaje del terreno.*
- 4. Factores geotécnicos: indicios de desplazamientos geológicos, de fallas, desplazamiento de taludes, etc.*

3.2.5 Evaluación de la ingeniería geológica

La Presa.

Las principales recomendaciones que deben darse acerca del sitio de construcción de la presa son de la estabilidad de los taludes, la permeabilidad del suelo y subsuelo, la capacidad de carga de las cimentaciones. Debe evitarse al máximo que la presa quede cimentada sobre suelo suelto o subsuelo fragmentado; en todos los casos debe tratarse de cimentar la presa sobre roca sólida y cuando se amerite, debe impermeabilizarse los taludes y la cimentación.

3.2.6 Parámetros geológicos

Entre los parámetros geológicos, que para fines de operación en presas se consideran importantes, se tienen: la infiltración, la sedimentación y la inestabilidad de taludes. Es obvio que los parámetros geológicos enunciados tienen también una significativa incidencia en la escorrentía de la cuenca.

A continuación se define someramente en que consiste cada uno de los parámetros y cual es la incidencia particular de los mismos dentro del proceso de operación de presas.

3.2.7 Infiltración.

La infiltración es el paso del agua a través de la superficie del suelo hacia niveles inferiores (zonas no saturadas y saturadas). La capacidad de infiltración depende de muchos factores tales como el tipo de suelo, el contenido de humedad, el contenido de materia orgánica, la cobertura vegetal y la estación del año.

De las características del suelo que afectan la infiltración, la porosidad es posiblemente la más importante.

La porosidad determina la capacidad de almacenamiento y también afecta la resistencia al flujo. De esta manera la infiltración tiende a aumentar cuando la porosidad es mayor. El aumento en el contenido de materia orgánica también tiende a aumentar la capacidad de infiltración. El efecto de la vegetación en la capacidad de infiltración es difícil de determinar ya que también afecta la interceptación. No obstante, la vegetación aumenta la infiltración en comparación con la de un suelo desnudo, dado que retarda el flujo de superficie dando al agua tiempo adicional para penetrar al suelo.

La tasa máxima a la cual puede penetrar agua a un suelo en un sitio en particular y bajo una serie dada de condiciones, se llama capacidad de infiltración.

3.2.8 Sedimentación.

Cuando se construye una presa atravesando un río para formar un embalse, la velocidad del flujo entrante al mismo esta siendo reducida o prácticamente eliminada y la mayor parte de o todo el sedimento en suspensión podría depositarse en el embalse

La magnitud en que los insumos de los sedimentos puede presentarse en un embalse, depende de algunos factores que tienen un efecto determinante en el régimen de la tasa de sedimentación. Algunos de estos factores son: el área, topografía o relieve y el estado y tipo de la flora que presenta la cuenca vertiente a la presa; así como también las crecidas o torrentes que en circunstancias especiales (áreas deforestadas) propician el arrastre y erosión de las laderas, provocando altas velocidades que degradan los taludes y vertientes.

3.2.9 Inestabilización de Taludes.

Se denomina deslizamiento al desplazamiento de suelos y/o rocas de las paredes de un talud.

Los deslizamientos pueden producirse de varias maneras, lenta o rápidamente con o sin provocación aparente. En taludes naturales pueden originarse como consecuencia de distintas perturbaciones externas.

El caso frecuente de los deslizamientos en taludes sumergidos por efecto de un descenso de nivel de agua, tiene como origen generalmente la persistencia de un exceso de presión de poro.

Los taludes sumergidos, suelen perder su estabilidad cuando se produce un desequilibrio entre las diferentes fuerzas que interaccionan en la superficie de falla. Este fenómeno ocurre básicamente cuando la presión hidrostática desaparece a causa de un descenso brusco en el nivel del embalse y agravado por una fuerza remanente debido a que el agua almacenada en las formaciones del talud no drena rápidamente(exceso de presión de poro). Esto ocurre en terrenos relativamente impermeables y en las cuales el proceso de drenado es lento.

El hecho de operar una presa que presenta taludes estructuralmente frágiles, sin considerar las medidas pertinentes, puede traer como consecuencias extremas, la provocación de deslizamientos mayores, con el riesgo de que se produzcan desbordes de agua almacenada, disminuyendo un tanto la capacidad de regulación y ocasionando pérdidas de diferente índole por los daños que puedan originarse debido a inundaciones, o, en el menor de los casos provocar deslizamientos internos que conduzcan a reducir el volumen útil de la presa, por una fuente adicional de azolvamiento.

3.2.10 Selección y localización de bancos de prestamos

A través de las observaciones del suelo se hace la localización y selección de bancos de prestamos, esta actividad es de gran importancia en la elección del tipo de presa y desarrollo del proyecto, ya que la ubicación de los mismos, determina en gran parte los costos de la obra. El reconocimiento de las zonas de préstamo puede ser terrestre o aéreo, según la importancia y extensión del proyecto.

Al mismo tiempo que se efectúan los levantamientos topográficos y geológicos, es necesario iniciar la búsqueda de los materiales de construcción, las investigaciones que se siguen son mediante sondeos, que son exploraciones de pozos a cielo abierto, el número de estos es de 3 a 4 como mínimo para hacer una comparación preliminar de bancos y tipos de suelos disponibles; se seleccionan los prestamos más convenientes.

Con las investigaciones se clasifican los materiales así como su potencial. Sobre una retícula base o cuadrícula, se fijan puntos de cateo, y así por inspección visual y pruebas de campo sencillas se procede a la clasificación de materiales, y anotando sus elevaciones se dibujan perfiles del terreno y se calculan volúmenes disponibles en el banco, la gran clasificación de materiales puede ser: roca, arena, grava y arcilla.

La disponibilidad de material adecuado para construir una presa es un factor determinante en la selección del sitio, este material debe estar disponible en cantidades suficientes y en lugares cercanos para evitar excesivos costos de acarreo.

3.3 ESTUDIOS DE SUELOS

El propósito de los estudios de suelos es determinar de una manera general las condiciones del subsuelo del sitio donde se proyecta construir el reservorio .

Para observar las condiciones del suelo, se pueden usar barrenos de mano, con los que se puede llegar hasta 3 metros de profundidad y abrir agujeros en cantidad tal que se pueda tener una idea clara de las características del suelo de la zona.

Los estudios que se realizan son: Ensayos de Clasificación, Contenidos de Humedad Natural (w%) y Límites de Plasticidad para su clasificación se usará el Sistema Unificado de clasificación de suelos (SUCS), ensayos granulométricos y de compactación de laboratorio (Ensayo Proctor, AASHTO T-180).

Otras características que se buscan en los suelos son: tipo de suelo, humedad óptima de compactación, densidad seca máxima, peso húmedo máximo, ángulo de fricción interna del suelo, cohesión del suelo, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad, coeficiente de permeabilidad k del suelo.

Con estos estudios de suelos se pretende también determinar la ubicación, calidad y volumen de ciertas formaciones geológicas que posean características favorables para su uso como material de préstamo para la conformación de la presa del reservorio, para esto se toman las siguientes características de los bancos de materiales:

Localización, descripción del material, peso volumétrico seco máximo, peso volumétrico húmedo máximo, humedad optima de compactación, cohesión material compactado, ángulo de fricción interna, coeficiente de permeabilidad.

3.3.1 Suelos en el área del aliviadero.

En toda presa, es necesario proveerla de un aliviadero de excedencias para eliminar la escorrentia excedente.

Normalmente el material excavado en los aliviaderos, se convierte usualmente , en relleno de la presa, por lo que se recomienda efectuar pruebas a lo largo del eje del aliviadero, en un número de 3 a 4 que permitan determinar las características del material. No se deben excavar aliviaderos en suelos arenosos, limosos o altamente erosionables.

3.3.2 Selección de bancos de préstamo.

Para esto pequeños ensayos o pruebas de campo sencillas pueden indicar el tipo de material disponible, ensayos tales como:

a) Dilatancia:

Las masas de limo cambian de volumen al cambiar de forma, en contraste con las arcillas que conservan su volumen al cambiar de forma (plasticidad). La propiedad de dilatancia, en combinación con la capacidad de licuarse con la vibración. Proporcionan un medio para identificar los limos típicos cuando están sueltos y mojados.

b) Resistencia al suelo seco (Características de Trituración).

Cuando esta seco, el limo se puede pulverizar fácilmente con la presión de los dedos (lo cual indica la poca resistencia al material seco), y tendrá un tacto suave entre los dedos, en contraste

con la aspereza de la arena fina. Las arcillas son finos plásticos. Tienen poca resistencia a la deformación cuando están mojados, pero se seca formando masas duras coherentes.

Son características de las arcillas las expansiones y contracciones grandes con los cambios de humedad.

El ensayo consiste en hacer bolitas de 1 a 2 centímetros de diámetro con la masilla y dejándola secar bien, se tratan de romper con los dedos, si se logra el material es arenoso si no se trata de un material arcilloso.

c) Tenacidad (Consistencia cerca del límite plástico)

El campo de diferenciación de las arcillas se hace por medio de esta prueba. Para realizar este ensayo se toma una pequeña cantidad del material representativo del que se va a usar, eliminando a ojo, las partículas mayores de 2 milímetros, echar una pequeña cantidad de agua y haga una masilla con los dedos en una superficie lisa, tratando de hacer rodillos de 1 a 2 milímetros de diámetro, si se logra es que se cuenta con un material más arcilloso y buena plasticidad.

3.3.3 Tipos de sondeos

Los principales sondeos que se usan en mecánica de suelos para fines de exploración y muestreo para conocer el subsuelo, en general son los siguientes:

3.3.3.1 Métodos de exploración de carácter preliminar

El propósito de estos sondeos es rendir muestras de materiales alteradas para efectuar pruebas y en caso de que no se necesiten las características del suelo estos sondeos pueden llegar a considerarse como definitivos. Entre ellos tenemos:

- a) Perforaciones con posteadora y barrenos helicoidales*
- b) Métodos de lavado*

- c) *Método de penetración estándar*
- d) *Pozos a cielo abierto*
- e) *Método de penetración cónica*
- f) *Perforaciones en aluviones y gravas (con barretones, etc..)*

3.3.3.2 Métodos de sondeo definitivos

Se incluyen en este tipo los métodos de muestreo que tienen por objeto rendir muestras inalteradas en suelos, apropiadas para pruebas de compresibilidad y resistencia y muestras de roca, que no pueden obtenerse por los métodos de carácter preliminar. También cuando la clasificación del suelo permita pensar en la posibilidad de la existencia de problemas referentes a asentamientos o a falta de la adecuada resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, se hará necesario recurrir a los métodos que a continuación se mencionan:

- a) *Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado*
- b) *Métodos con tubo de pared delgada*
- c) *Métodos rotatorios para roca.*

3.3.3.3 Métodos geofísicos

Estos métodos tienen como propósito determinar las variaciones de las características físicas de los diferentes estratos de suelo. Estos métodos se han aplicado sobre todo a cuestiones de Geología y Minería y en mucha menor escala a la Mecánica de Suelos, para realizar investigaciones preliminares de lugares donde localizar presas de tierra. Los métodos son rápidos y permiten tratar grandes áreas, pero nunca proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de proyecto.

- a) *Sísmico*
- b) *De resistencia eléctrica*

c) Magnético y gravimétrico

Estos estudios de suelos se concretan en realizando Análisis de Laboratorio y Pruebas de Cimentación.

3.3.4 Análisis de laboratorio .

Para fines de definir en forma precisa las características principales de los suelos se determinan ciertas pruebas a nivel de laboratorio. Dentro de estas pruebas están:

a) Granulometría : Las proporciones de los granos de diferentes tamaños que contiene un suelo se puede determinar en el laboratorio por cribado de los granos gruesos, y por sedimentación de los granos finos. Para el análisis se sacan las curvas granulométricas.

b) Humedad : Se define la humedad de un suelo como el peso del agua que contiene dividido por el peso del suelo seco multiplicado por cien. La humedad se calcula como la diferencia entre el peso de suelo húmedo menos el peso del suelo seco dividido entre el peso del suelo seco y multiplicado por cien.

c) Peso Especifico : Se define como la relación del peso en el aire de un volumen dado de material al peso en el aire de un volumen igual de agua destilada a una temperatura de 4° C.

d) Compactación Proctor : La densidad máxima del Proctor, del material seco, es el mayor peso unitario. La resistencia a la penetración del suelo compactado, se puede obtener introduciendo la aguja Proctor dentro de cada muestra compactada, determinando la resistencia a la penetración en libras por pulgada cuadrada.

e) *Densidad Relativa* Se define como el estado de compacidad de un suelo con respecto a sus estados en que el material esta más suelto y más denso, al cual puede llevarse por medio de procedimientos específicos de laboratorio. Esta prueba se aplica a los materiales sin cohesión que no dan curvas Proctor bien definidas.

$$Dr = (e_{max} - e_{min}) / (e_{max} - e_{nat})$$

f) *Límites de ATTERBERG ò Límites de Consistencia* : Se usan para diferenciar los materiales de plasticidad apreciable (arcillas) y los materiales poco o no plásticos (limos). Se determina el limite liquido, limite plástico, índice de plasticidad. El detalle de estas pruebas se puede ver en las especificaciones ASTM D 423-54T, 424-54T.

3.3.5 Pruebas de campo para las cimentaciones :

a) Prueba de penetración estándar :

Se hacen perforaciones en los suelos con una cuchara muestreadora con el objeto de tener muestras representativas moderadamente alteradas para la identificación de suelos, y para obtener un registro de la resistencia del suelo a la penetración del muestreador.

El equipo para hincado consiste de una masa de 140 libras de peso, con caída libre de 30 pulgadas.

Las pruebas de penetración deben hacerse continuamente al explorar las cimentaciones para las presas, excepto cuando la resistencia del suelo es muy grande. El número de golpes requerido para obtener las 12 pulgadas de penetración de la prueba se registran, si 50 golpes producen una penetración de menos de 1 pie, se suspende la prueba y se registran los datos. Luego se saca al muestreador a la superficie y se abre. Las muestras son llevadas luego al laboratorio para análisis.

b) *Determinar la permeabilidad :*

Pruebas muy complejas se consideran innecesarias para el proyecto de presas pequeñas, por lo que se realizan pruebas sencillas tal como la obtención de valores aproximados de la permeabilidad de los estratos separados, atravesados por los sondeos, haciendo pruebas con agua en los agujeros. La seguridad de los valores obtenidos depende de la homogeneidad de los estratos probados. Entre las pruebas están : Pruebas con tubos verticales y pruebas con empaques.

c) *Determinar la densidad en el lugar :*

a) *Midiendo el volumen con arena : Este método se usa para determinar la densidad en el lugar en una cimentación, en un banco de préstamo, o en un terraplén compacto, pesando el material excavado y determinando el volumen del agujero llenándolo con arena calibrada. La arena debe ser limpia, secada al aire, uniforme y se calibra vertiéndola en un recipiente de volumen conocido que tenga aproximadamente el tamaño y la forma del tipo de excavación que se va a usar, se pesa, y se calcula su peso unitario colocada. En este método se tiene acceso a la cimentación.*

b) *Método para los suelos secos exentos de grava:*

Se usa cuando se desee determinar la densidad del suelo seco en el lugar y la humedad del suelo de cimentaciones—bastantes profundas—de suelos cohesivos arriba del nivel freático.

Consiste en colocar una tarima a 60 centímetros del suelo con un agujero en el centro de 12 pulgadas de diámetro, para evitar exprimir la porción superior del agujero. Como una pasteradora, se hacen excavaciones y cada vez que hay cambio aparente en la extracción del suelo, el suelo extraído se coloca en una lona limpia, se muestrea para determinar la humedad y se pesa, tomando en cuenta la profundidad de la excavación. El volumen de agujero muestreado es la diferencia entre las dos profundidades medidas, multiplicada por el área del agujero calculada con el diámetro medido.

De esta manera, se puede determinar la densidad del material mojado y la del material seco a cada profundidad en que se hagan pruebas abajo del despalme. Este método es aplicable solamente a los suelos secos y cohesivos. Si el agujero tiende a derrumbarse, este método evidentemente falla y deben usarse pozos de prueba.

3.4 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS.

Los estudios hidrológicos que pueden ser necesarios para llevar a cabo los proyectos incluyen las siguientes determinaciones: aportación de la corriente, aportación del vaso, agua necesaria para el proyecto, sedimento que se depositara en el vaso, avenidas, y condiciones del agua subterránea.

El agua almacenada en el vaso completará el gasto natural de la corriente durante los periodos en que es insuficiente. La aportación segura del vaso será la cantidad de agua que puede entregarse sobre una base firme en el periodo critico de las aguas mínimas con una capacidad determinada del vaso.

La cantidad anual de sedimento que se depositara se debe determinar para tener la seguridad de que se deja suficiente volumen de almacenamiento de azolves en el vaso, de manera que las funciones útiles del vaso no disminuyan por el deposito de sedimentos dentro de la vida útil.

Los estudios hidrológicos también son necesarios para determinar los volúmenes de agua que hay que desviar durante la construcción, la frecuencia con que habrá que usar los vertedores de demasías, y para determinar las descargas máximas en las presas derivadoras.

Los estudios hidrológicos son complejos; sin embargo, pueden usarse procedimientos simplificados para pequeñas presas, si se hacen algunas estimaciones conservadoras para asegurar su seguridad estructural. Al proyectista le interesa el volumen del escurrimiento asociado

con la descarga y la distribución del gasto en el tiempo. Con estos datos, se conoce tanto la descarga máxima como el total de las aportaciones de la cuenca al vaso.

Los estudios hidrológicos seguros permiten al proyectista elegir la capacidad correcta del vertedor de demasías para obtener seguridad. La importancia de que el vertedor de demasías sea seguro no puede exagerarse; la falta de capacidad de estos ha producido la falla de presas; esto adquiere la máxima importancia en las presas de tierra y enrocamiento.

Los objetivos del estudio hidrológico son:

- 1. Conocer la capacidad probable de almacenamiento.*
- 2. Estimar el área que es posible regar, cuando este sea el fin del aprovechamiento.*
- 3. Estimar el caudal pico de la avenida de diseño.*

3.4.1 Precipitación.

El termino precipitación comprende todas las aguas meteóricas que descienden a la superficie de la tierra tanto en forma líquida como sólida. La precipitación en forma de lluvia es medida mediante el uso de pluviómetros, que la registran en forma de lamina acumulada.

La red de estaciones pluviométricas y pluviográficas son los sistemas más ampliamente utilizados para la medición de la magnitud e intensidad de la lluvia y la distribución espacial de la misma.

El pronóstico a mediano y largo plazo constituye un objetivo muy deseable para planificar la operación de sistemas de recursos hidráulicos.

Actualmente con el uso de computadoras de gran capacidad, instrumentos meteorológicos muy desarrollados, empleo de radar y sistemas de telecomunicaciones avanzados es posible establecer situaciones de alerta o previsión de crecidas. Mediante la instalación de redes telemétricas es posible determinar información valiosa como: la cantidad del volumen de escorrentia y los niveles que se alcanzaran con descargas futuras inmediatas.

3.4.1.1 Estudios de Precipitación.

Estos comprenden la determinación de la precipitación media mensual y anual en la zona del proyecto. Deberá contarse con los registros pluviométricos y pluviográficos de estaciones en el área y cercanos al proyecto, que se obtienen en las instituciones Meteorológicas. Cuando existan planos de Isoyetas, estas servirán como valores de referencia a los calculados.

Es importante obtener los valores de la precipitación con la mayor cantidad de años de registros, ya que la longitud de los registros influye en la confiabilidad de los valores de precipitación.

- a) Variación cronológica de la lluvia: Se indica para los meses más lluviosos y más secos sus precipitaciones medias mensuales en milímetros. Se indica la lamina de lluvia anual en la cuenca del proyecto y que porcentaje de ella cae en los meses lluviosos y secos.*
- b) Lluvia Mensual y Lluvia Anual: Los servicios meteorológicos proporcionan los registros de precipitación mensual. Estos registros históricos dan la variación de la lluvia mensual en el año hidrológico para las estaciones hidrométricas en la cuenca en estudio y en las cuencas vecinas. De la misma forma pueden ser obtenidas las lluvias anuales para las estaciones hidrométricas en la cuenca del proyecto y en las vecinas.*

La precipitación media anual se obtiene como el promedio de la precipitaciones medias mensuales de una estación pluviométrica.

3.4.2 La precipitación en El Salvador.

En nuestro medio se entiende por precipitación las cantidades de agua caídas en forma de lluvia. El rango de variación de la precipitación es de 1300 mm (en la costa) a 2500 mm (en las alturas). En la mayor parte del país en la segunda mitad de abril, comienza normalmente la

transición seca lluviosa. Usualmente el mes registra de 4 a 5 días con lluvia. La variabilidad de las cantidades de lluvia caídas durante el mes es muy grande, ya que hay días en que no se registra ninguna precipitación y los hay en que la precipitación ha alcanzado hasta 525 mm.

En mayo comienza la estación lluviosa asociada a las Ondas de los Estes, las cuales son zonas de fuerte inestabilidad que se trasladan del este al oeste atravesando nuestro país y generando tormentas eléctricas y lluvias en forma de chubascos y aguaceros.

La estación lluviosa comienza en la región sur-oriental dos o tres semanas más tarde que en las zonas central y nor-occidental, y ello tiene que ver con la disposición de los sistemas montañosos que favorecen las lluvias por ascenso orográfico en los dos últimas regiones. En los primeros quince días del mes de las Ondas de los Estes, aun no se presentan perfectamente definidas y toda la lluvia en ese periodo marcadamente orográfica.

En el mes de julio, las cantidades de precipitación son generalmente menores que las ocurridas en junio, en la mayor parte del país, debido aparentemente al alejamiento en este mes de la zona de convergencia intertropical (ZCIT) de nuestra área. A partir de la segunda década de julio, frecuentemente se manifiestan las "canículas" (fig.3.1), que no son sinónimo de sequía, sino más bien una situación con actividad lluviosa, sobre todo diurna notablemente disminuida, combinada con periodos completamente secos de duración variable. Estos periodos pueden durar ocasionalmente hasta más de 30 días consecutivos.

El periodo canicular más severo fue en el año 1972, que comenzó el 26 de junio y duró hasta el 18 de julio con 26 días secos, continuando desde el 29 de julio hasta el 14 de agosto. Fenómeno que acentuó un poco más puesto que los meses de septiembre y octubre de ese año tuvieron menos lluvia que lo normal en casi toda la república.

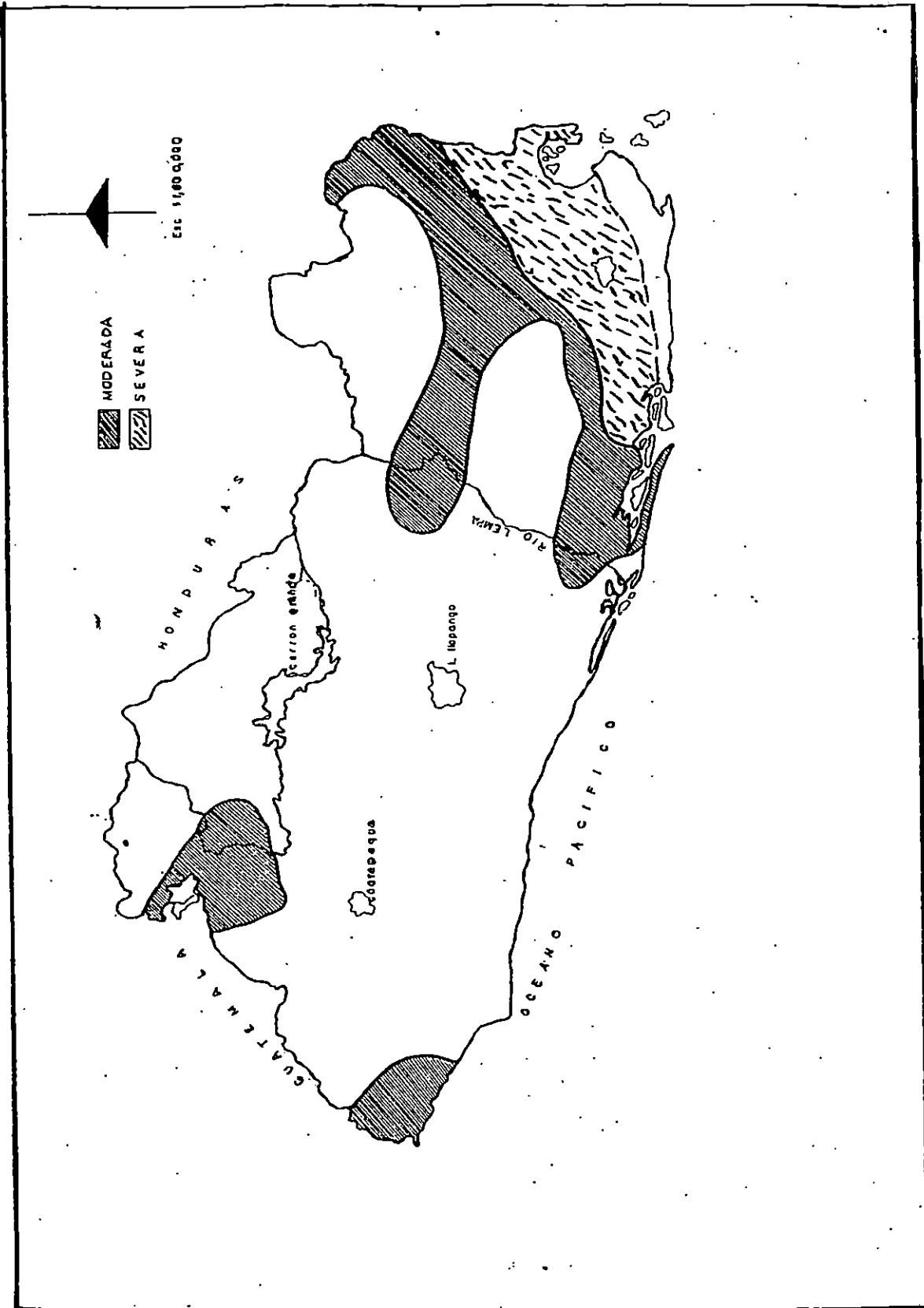


Fig. 3.1 Zonas Climaticas en El Salvador.

FUENTE: Plan Maestro de desarrollo y aprovechamiento de los recursos hídricos, noviembre de 1980.

En el mes de agosto, las lluvias continúan concentrándose en las horas nocturnas y se considera que las canículas hagan acto de presencia en este mes. El mes de septiembre es normalmente el más copioso del año y puede deberse a que el ZCIT se encuentra mucho más cerca de nuestra área en septiembre que en junio, lo cual le permite incursionar con más facilidad en la región costera del pacífico y por lo tanto, propiciar precipitaciones de mayor magnitud, manifestándose así los temporales. En el mes de octubre se inicia la transición lluviosa-seca.

Los periodos de transición y las estaciones tienen una duración bien definida. Según observaciones verificadas en la estación meteorológica de San Salvador durante más de 50 años se han calculado las siguientes fechas límites para los distintos periodos. Ver cuadro siguiente:

Cuadro No. 3.1

PERIODOS DE TRANSICION Y ESTACIONES

EPOCA DEL AÑO	DURACION PROMEDIO			
	PRINCIPIO	FINAL	DÍAS	SEMANAS
<i>Estación seca</i>	<i>14 de noviembre</i>	<i>19 de abril</i>	<i>157</i>	<i>22.5</i>
<i>Transición Seca-lluviosa</i>	<i>20 de abril</i>	<i>20 de mayo</i>	<i>31</i>	<i>4.5</i>
<i>Estación lluviosa</i>	<i>21 de mayo</i>	<i>16 de octubre</i>	<i>149</i>	<i>21</i>
<i>Transición lluviosa-seca</i>	<i>17 de octubre</i>	<i>13 de noviembre</i>	<i>28</i>	<i>4</i>
TOTALES			365	52

Fuente: Plan maestro de desarrollo y aprovechamiento de los recursos hídricos.

La precipitación promedio anual en todo el país es de 1850 mm y la distribución por regiones hidrográficas se presenta en el cuadro siguiente. (Las regiones se muestran en la figura 3.2)

Cuadro No 3.2

PRECIPITACIONES ANUALES MAXIMAS Y MINIMAS POR REGION HIDROGRÁFICA.

REGION	PRECIPITACIÓN ANUAL (mm)	PRECIPITACIÓN MÁXIMA	PRECIPITACIÓN MINIMA	VOLUMEN $m^3 \times 10^6$
A	1826	2421	1491	33317
B	1445	1793	1089	3051
C	1945	2409	1550	1280
D	1985	2629	1413	1735
E	1889	2554	1224	2165
F	1915	2640	1338	3018
G	1882	2658	1238	1325
H	1663	2028	1309	3741
I	1723	1950	1580	1384
J	1858	2710	1306	5662
PROMEDIO	18131	2379	1354	56678

Fuente: Plan maestro de desarrollo y aprovechamiento de los recursos hídricos.

La región de mayor precipitación media es la "D", pues en ella inciden las precipitaciones de los volcanes de Santa Ana e Izalco. Las regiones de menor precipitación media son la "B" y "H", lo que se explica por la influencia de las canículas en esa área. (fig. 3.2)

3.4.3 Evaporación.

Es el proceso por el cual el agua pasa del estado líquido en que se encuentra en los almacenamientos, conducciones y en el suelo, en las capas cercanas a su superficie, a estado gaseoso y se transfiere a la atmósfera.

La evaporación se produce básicamente por el aumento de energía cinética que experimentan las moléculas de agua cercanas a la superficie de un suelo húmedo o una masa de agua, producido por la radiación solar, el viento y las diferencias en presión de vapor.

A pesar de que continuamente existe un intercambio de moléculas de agua hacia y desde la

atmósfera, la definición hidrológica de evaporación esta restringida a la tasa neta de transporte de

vapor hacia la atmósfera.

Todas las superficies expuestas a la precipitación, tales como vegetación, edificios, calles

pavimentadas, son superficies potenciales de evaporación.

La evaporación depende de algunos factores, entre ellos:

- La radiación solar

- La temperatura

- La velocidad del viento

- Tipo y cantidad de la superficie húmeda

Algunos métodos para calcular la evaporación son:

1. Fórmula de Meyer

$$E_m = C(e_s - e_a) \times (1 + (V^*/16.09))$$

Donde:

E_m = Evaporación mensual en cms.

e_s = Presión de saturación del aire media mensual en pulgadas de mercurio

e_a = Presión de vapor del aire media mensual en pulgadas de mercurio

V^* = Velocidad media mensual del viento en km / hrs., medida a 10 mts. sobre la superficie.

C = Coeficiente empírico cuyo valor puede tomarse como 38 para depósitos pequeños y de 28

para grandes depósitos de agua.

2. Balance Hídrico para determinar la evaporación en embalses

La medida directa de la evaporación en el campo no es factible, al menos en el sentido en que

se puede medir la profundidad de un río, la precipitación, etc. Como consecuencia de lo anterior, se

ha desarrollado una variedad técnica para deducir o estimar el transporte de vapor desde

superficies de agua. El enfoque mas obvio requiere mantener un balance de agua. Este enfoque es simple en teoría, pero su aplicación rara vez produce resultados confiables debido a que los errores al medir los caudales, y el cambio en almacenamiento, se reflejan directamente en el calculo de la evaporación.

$$E = (S_1 - S_2) + I + P + O + O_g$$

Donde:

E = Evaporación

$S = (S_1 - S_2)$, Cantidad total de agua almacenada

I = Caudal de entrada

P = Precipitación

O = Caudal de salida

O_g = Infiltración.

3. Método de Balance de Energía

El enfoque del balance de energía, utiliza una ecuación de continuidad y expresa la evaporación como el residuo requerido para mantener el balance.

El balance de energía para un embalse puede expresarse como:

$$Q_n - Q_h - Q_e = Q_\theta - Q_v$$

Donde:

Q_n = Radiación absorbida por el agua

Q_h = Transferencia de calor sensible a la atmósfera

Q_e = Energía utilizada por la evaporación

Q_θ = Aumento de energía almacenada por el agua

$Q_v = \text{Energía de advección}^1$

Todos estos valores están en calorías por centímetro cuadrado.

Cuando H_v representa el calor latente de evaporización y R la razón de pérdida de calor por conducción al calor perdido por evaporación (razón de Bowen), la ecuación anterior se convierte en:

$$E = (Q_n + Q_v - Q_o) / (\rho H_v (1 + R))$$

Donde:

$E = \text{Evaporación en cms.}$

$\rho = \text{Densidad del agua.}$

La razón de Bowen puede ser calculada a partir de la ecuación:

$$R = 0.61 (T_o - T_a / e_o - e_a) (P/1000)$$

Donde:

$P = \text{Presión atmosférica}$

$T_a = \text{Temperatura del aire}$

$T_o = \text{Temperatura de la superficie del agua}$

$e_a = \text{Presión de vapor del aire}$

$e_o = \text{Presión de saturación del vapor correspondiente a } T_o$

Todas las temperaturas y presiones están en grados centígrados y milibares respectivamente.

3.4.4 Transpiración.

Es el agua que se despiden en forma de vapor de las hojas de las plantas. Esta agua es tomada por las plantas, naturalmente del suelo.

¹ El contenido neto de energía del agua que entra y del agua que sale se denomina energía por advección.

Del agua absorbida por el sistema de raíces de una planta, solo una porción minúscula permanece en los tejidos de la misma; virtualmente, toda el agua retorna a la atmósfera en forma de vapor, debido a la transpiración. Este proceso constituye una fase importante del ciclo hidrológico debido a que es el mecanismo principal por medio del cual el agua precipitada sobre la superficie de la tierra regresa a la atmósfera. Al estudiar el balance hídrico de una cuenca hidrográfica, es difícil separar los términos evaporación y transpiración, razón por la cual en ingeniería ambos factores se tratan como uno solo.

La tasa de transpiración es en general independiente del tipo de planta, siempre y cuando existan cantidades adecuadas en el suelo y que la superficie este cubierta totalmente por vegetación.

Como no es posible medir las pérdidas por transpiración para un área apreciable en condiciones naturales, la determinación de la transpiración esta restringida a estudios de muestras pequeñas en condiciones de laboratorio. La mayoría de las medidas se llevan a cabo en un fitometro (recipiente grande lleno de suelo en el cual se siembran un o mas plantas).

Evapotranspiración.

La evapotranspiración es la combinación de evaporación y transpiración.

El conocimiento de la evapotranspiración o uso consuntivo (combinación de la evapotranspiración y el agua que las plantas retienen para su nutrición) es un factor determinante en el diseño de sistemas de riego, incluyendo las obras de almacenamiento.

Existen dos métodos para el cálculo de la evapotranspiración.

- 1. Método de Thontwaite*
- 2. Método de Blancy – Criddle*

El primero por tomar en cuenta solo la temperatura media mensual, arroja resultados estimativos que pueden usarse únicamente en estudios preliminares o de gran visión, mientras el segundo, es aplicable a casos mas específicos.

Método de Thontwaite

Este método, desarrollado en 1944, calcula la evapotranspiracion como una función de la temperatura media mensual mediante la formula:

$$U_j = 1.6 k_a (10 T_j/I)^a$$

Donde:

U_j = Uso consuntivo del mes j en cms.

T_j = Temperatura media en el mes j, en °C

a, I = Constantes

k_a = Constante que depende de la latitud y el mes del año

Las constantes I (índice de eficiencia de temperatura) y a, se calculan de la siguiente manera:

$$I = \sum_{j=1}^{12} ij$$

Donde:

$$ij = (T_j / 5)^{1.514}$$

j = numero de mes

$$a = 675 \times 10^{-9} P^2 - 771 \times 10^{-7} P^2 + 179 \times 10^{-4} I + 0.492$$

Método de Blancy – Criddle

En este método se toma en cuenta además de la temperatura y las horas de sol diarias, el tipo de cultivo, la duración de su ciclo vegetativo, la temporada de siembra y la zona.

El ciclo vegetativo de un cultivo, es el tiempo que transcurre entre la siembra y la cosecha.

La formula es la siguiente:

$$E_t = k_g F$$

Donde:

E_t = Evapotranspiracion en cms.

F = Factor de temperatura y luminosidad

K_g = Coeficiente global de desarrollo

Los valores de k_g varían entre 0.5 y 1.2. El factor de temperatura y luminosidad F se calcula como:

$$F = \sum_{i=1}^n f_i$$

Donde :

n = numero de meses que dura el ciclo vegetativo.

$$f_i = P_i ((T_i + 17.8)/21.8)$$

P_i = Porcentaje en horas de sol del mes i con respecto al año

T_i = Temperatura media del mes i en °C.

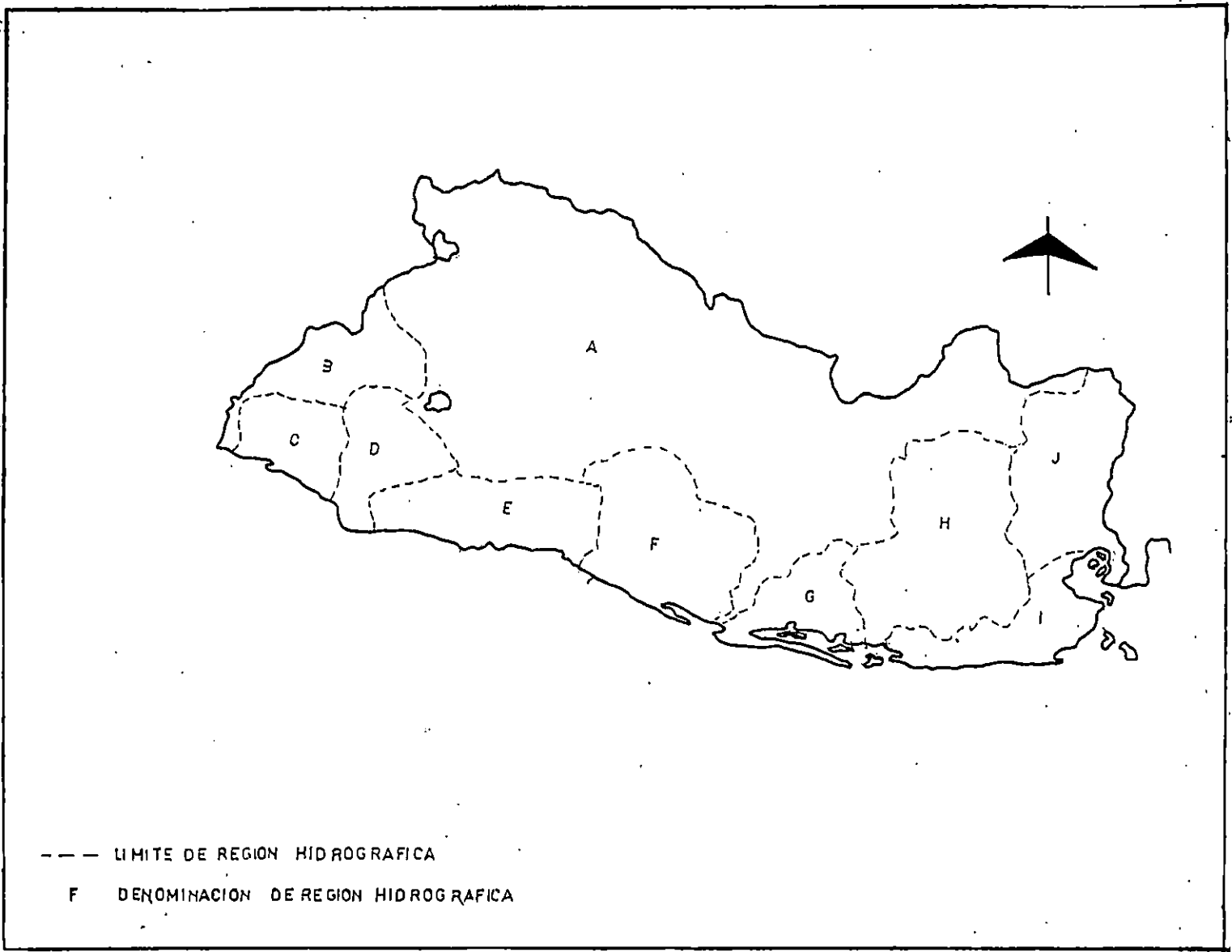


Fig. 3.2 División de El Salvador en regiones hidrográficas

FUENTE: Plan maestro de desarrollo y aprovechamiento de los recursos hídricos.
 Noviembre de 1980.

3.4.5 Avenida de diseño.

Es importante tener una idea del caudal máximo de la avenida con que se diseñara el vertedor para poder hacer el análisis económico de la obra. Este caudal puede calcularse rápidamente usando formulas empiricas en las cuales se supone un coeficiente de escurrimiento fijo de acuerdo a las condiciones fisicas de la cuenca. Algunas de las formulas usadas son las siguientes:

Formulas de Talbot $q' = 0.183C^4 \sqrt{A^3}$

Formula de Dickens $\bar{Q} = 0.01386^4 \sqrt{A^3}$

Formula de Burkti-Ziegler $\bar{Q} = 0.0278 A_1 C_1 I \sqrt{(S/A_1)}$

En las cuales:

$$\bar{Q} = \text{Caudal en m}^3/\text{seg}$$

$$q' = \text{Caudal en m}^3/\text{seg/km}$$

$$A = \text{area de la cuenca en Km}^2$$

$$C = \text{Coeficiente de escorrenita}$$

$$C_1 = \text{Coeficiente de permeabilidad}$$

$$I = \text{Precipitación en cm/hora}$$

$$A_1 = \text{area de la cuenca en hectareas}$$

$$S = \text{Pendiente media de la cuenca en tantos por mil}$$

En el diseño de presas, uno de los problemas más importantes que se presenta, es determinar la avenida máxima que con una frecuencia especifica puede presentarse en el lugar donde se levantara la presa. En nuestro país el problema se dificulta más, porque la mayoría de las cuencas pequeñas (menores de 100 km), no tiene registros continuos de caudales que permitan hacer estudios de frecuencias; por lo que se torna imprescindible hacer uso de las condiciones fisicas de la cuenca para estimar los gastos de avenidas máximas.

La determinación de la máxima avenida probable se basa en la consideración racional de las probabilidades de la ocurrencia simultánea de los diferentes elementos o condiciones que contribuyen a la formación de la avenida, uno de los factores más importantes es la determinación del escurrimiento que pueda resultar de la ocurrencia de una tormenta máxima probable basada en factores meteorológicos.

Los datos hidrológicos más directamente utilizables para determinar los gastos en las avenidas, son los registros directos de los aforos durante un largo tiempo en el lugar donde se va a construir la presa, recomendablemente se utiliza un periodo de diez años.

Existen diversos criterios que pueden tomarse en cuenta para la selección de la avenida de diseño, aunque generalmente se hace considerando los daños que ocurrirían debido a una avenida mayor que la supuesta; en presas pequeñas, las avenidas de diseño usuales, son aquellas con una probabilidad de ocurrencia de una vez cada 100 o 50 años.

En el cuadro No. 3.3 que se presenta a continuación, aparecen algunos criterios que se pueden analizar para seleccionar la avenida de diseño.

Cuadro No. 3.3

CRITERIOS PARA SELECCIONAR LA AVENIDA DE DISEÑO

CATEGORIA	ALMACENAMIENTO O (M ³ x 10 ⁶)	ALTURA (MT)	PERDIDAS DE VIDAS	DAÑOS MATERIALES	AVENIDA DE DISEÑO DEL VERTEDOR
Mayor	Más de 60	Más de 30	Considerables	Excesivos	Avenida máxima probable
Intermedia	De 1 a 60	De 15 a 30	Posible pero poca	Dentro de la capacidad económica de la institución	Avenida máxima resultante de la mayor tormenta registrada en el país. En caso de no haber registros tomar la precipitación de 100 años de ocurrencia.
Menor	Menos de 1	Menos de 15	Ninguna	De la misma magnitud que el costo de la presa.	Avenida de menos de 100 años de ocurrencia (50 años generalmente).

3.4.5.1 Métodos de cálculo para determinar la avenida máxima.

Los métodos para determinar las avenidas máximas se pueden clasificar como sigue:

Empíricos, Semi empíricos, Estadísticos.

a) Métodos Empíricos:

Estos se emplean para obtener una idea preliminar sobre el gasto, o bien cuando no se conocen las características de la precipitación en la zona correspondiente a la cuenca en estudio, ya que en ellos intervienen como variables únicamente las características físicas de la cuenca. En nuestro medio se utilizan con frecuencia los métodos de CREAGER Y LOWRY que proporcionan el gasto de diseño en función del área de la cuenca y de un coeficiente que depende de la región hidrológica correspondiente.

b) Métodos Semi empíricos:

Son similares a los empíricos, pero hacen intervenir además la intensidad de la lluvia en la relación funcional que define el gasto de diseño (RACIONAL, VEN TE CHOW, etc.). Estos métodos se basan en el conocimiento del ciclo hidrológico y difieren unos de otros en el mayor o menor detalle con que toman los factores que intervienen en dicho ciclo.

Método Racional:

El caudal de diseño se determina con la siguiente expresión:

$$Q = 16.66 C I A$$

Donde:

$$Q = \text{Caudal en m}^3/\text{s}$$

$$C = \text{Coeficiente de escurrimiento, adimensional.}$$

I = Intensidad de lluvia, en mm/min

A = Área de la cuenca, en Km².

c) Métodos Estadísticos:

Son de gran utilidad en sitios en los que se cuenta con un buen registro de los gastos ocurridos (GUMBEL, LEBEDIEV, etc.). Se basan en suponer que los gastos máximos anuales aforados en una cuenca, son una muestra aleatoria de una población de gastos máximos. Difieren entre ellos en la forma de la función de distribución de probabilidades que suponen tienen la población.

3.4.6 Escorrentía.

El camino seguido por una gota de agua desde el momento en el cual alcanza la tierra hasta cuando llega al cauce de una corriente es incierto. Es conveniente imaginar tres caminos principales: escorrentía superficial, escorrentía sub- superficial y flujo de agua subterránea. El flujo de agua sobre la tierra o escorrentía superficial, corresponde al volumen de agua que avanza sobre la superficie hasta alcanzar un cauce o cualquier depresión que pueda transportar una pequeña corriente durante una lluvia y durante un periodo corto después de su terminación.

Para la operación en presas, la escorrentía tanto superficial como total tienen un valor relativamente importante. En el primero de los casos, cuando existen los mecanismos necesarios para conocer en el tiempo real la magnitud de la escorrentía superficial, es posible reprogramar sobre la marcha la operación del sistema y aprovechar, el efecto de lluvias torrenciales, que de otra manera se convertirían simplemente en caudal de rebose si la presa estuviera llena o próxima a llenarse, con la consecuente pérdida de un volumen valioso de agua, que durante el periodo seco podría ser sumamente deseable.

3.4.7 Datos que deben considerarse en el estudio hidrológico.

- | | |
|-------------------------|-------------------------|
| a) <i>Precipitación</i> | d) <i>Infiltración</i> |
| b) <i>Evaporación</i> | e) <i>Sedimentación</i> |
| c) <i>Transpiración</i> | f) <i>Escorrentía</i> |

CAPITULO IV

DISEÑO DE PRESAS Y OBRAS CIVILES DE PROTECCIÓN Y CONSERVACION DE LAS PRESAS.

4.1 SELECCIÓN DEL SITIO DE LA BOQUILLA

Para diseñar las estructuras de una presa es necesario contar con la topografía detallada del sitio, en un tramo que no solo abarque la cortina, obra de toma y vertedero, sino también los caminos de construcción, atagúas, etc. Se necesita elaborar un plano con curvas de nivel, de preferencia a cada metro y debe realizarse con sumo cuidado, pues además de constituir la base para el diseño de la estructura, dicho plano sirve también como referencia para estimar cantidades de excavación al ejecutarse el proyecto.

La escogitación del sitio más adecuado para la construcción de una presa, es un proceso de selección previa del posible sitio, lo cual se facilita con la ayuda de fotografías aéreas, observaciones de campo, deseos del usuario, etc. Una vez seleccionados los sitios se escogerá aquel que satisfaga las condiciones de ser el más factible desde el punto de vista de construcción y a la vez sea económico. Para asegurar la impermeabilidad del vaso de almacenamiento, los embalses se deben ubicar en los posibles sitios con alto contenido de arcilla, poca pedregosidad y relativamente profundos², es decir, que el estrato impermeable tenga por lo menos 50 cms. Se deben evitar en lo posible, sitios con rocas porosas, calizas, lechos aluvionales, etc.

4.1.1 Geología

Con los datos del estudio geológico se debe elaborar un mapa de la geología estructural de la región y verificar en el tramo del río escogido para la boquilla, si existen condiciones que no

² *Diseño de Presas Pequeñas. United States Departmet of the Interior. Compañía Editorial Continental, México*

concuerdan con los lineamientos generales, mediante fotografías aéreas, planos topográficos y el reconocimiento terrestre del sitio y del embalse.

Es necesario identificar las formaciones, localizar fallas, sistemas de fracturamiento, planos de contacto, etc. a fin de analizar todas aquellas características que son de importancia para la selección del eje de la cortina.

Deben realizarse exploraciones para verificar el corte geológico de la boquilla y lugares de las obras complementarias.

La experiencia ha demostrado que las exploraciones cuidadosamente analizadas permiten catalogar los problemas con bastante precisión; sin embargo debe reconocerse que en ciertos casos, al construir la obra se encuentran circunstancias no previstas por los estudios. Esto puede ser resultado de una exploración muy reducida o exceso de confianza en los estudios.

4.1.2 Características de la boquilla y cimentación.

Las características topográficas y mecánicas de la cimentación pueden ejercer una gran influencia en diversos aspectos del diseño de una presa de tierra. En cualquier caso, la cortina debe diseñarse de modo que se adapte en todos sus detalles a dichas características.

La primera condición será elegir la localización y orientación del eje de la cortina, de modo que el volumen y las operaciones para el tratamiento de la cimentación sean mínimos, en lo que influyen otros factores además de los topográficos.

Los problemas constructivos serán muy diferentes en una boquilla angosta y en una amplia. En el primer caso se justificara cualquier esfuerzo por lograr el diseño más simple posible, que permita una ejecución libre de problemas de circulación y de espacio de trabajo.

En cuanto a la estabilidad de la cortina, siendo iguales todas las otras condiciones, una boquilla estrecha será siempre más favorable.

4.2 DISEÑO DE PRESAS

El diseño de una presa de tierra consiste en desarrollar o formar un relleno, de permeabilidad suficientemente baja para el propósito deseado con los materiales disponibles y con un costo mínimo. Los bancos de préstamo para hacer el terraplén generalmente deben estar cercanos al sitio de la construcción, debido al alto costo de los acarreos en camión. Como el volumen del material varía aproximadamente con el cuadrado de la altura, son raras las presas de tierra de gran altura.

El diseño estructural de la presa de tierra es un problema de mecánica de suelos, que involucra el conseguir la estabilidad del terraplén y de la cimentación y tener una permeabilidad suficientemente baja. Hay poco daño con la filtración que se tenga en una presa para control de avenidas, sino peligra la estabilidad del dique, pero una presa para conservación, debe ser lo más impermeable posible. Es difícil analizar el comportamiento probable de los materiales naturales para relleno en un dique zonificado y tener la seguridad, que se obtiene al diseñar estructuras de concreto. La práctica actual de diseño, es adaptar a presas existentes de características similares con comprobaciones analíticas sobre lo adecuado de la presa en condiciones especiales. Frecuentemente se emplean reglas empíricas para el diseño final de presas pequeñas. Las cantidades de relleno en las presas debajo de 5 metros de altura son tan pequeñas que un excesivo valor del factor de seguridad, puede usarse con un bajo costo.

Consideraciones Fundamentales:

Esencialmente el problema de proyectar una presa de tierra es determinar la sección transversal que cuando se construya con los materiales disponibles, cumpla con las funciones para las cuales se proyecta con la debida seguridad y al costo mínimo.

El sistema de proyecto para las presas exige que los taludes sean estables bajo todas las condiciones de construcción y de la operación del vaso; que no se produzcan esfuerzos excesivos en la cimentación; que se controlen las filtraciones a través de la presa, que la presa este segura contra el rebasamiento; y que los taludes se protejan contra la erosión.

La estabilidad de una presa se determina por su capacidad para resistir esfuerzos cortantes, porque la falla se produce por deslizamiento a lo largo de una superficie de corte. Los esfuerzos cortantes provienen de las cargas externas aplicadas, como son las del vaso y las producidas por los sismos, y de las fuerzas internas producidas por el peso del suelo y de los taludes del terraplén. Las fuerzas internas y externas también producen esfuerzos de compresión normales a cualquier superficie al corte del suelo, como al desarrollo de presiones intersticiales que destruyen la estabilidad.

Las presas de materiales granulares o no cohesivos son más estables que las hechas de suelos cohesivos, porque los materiales granulares por su mayor permeabilidad permite la rápida disipación de las presiones intersticiales que resultan de las fuerzas de compresión. Por lo tanto, cuando otras condiciones lo permiten, se pueden adoptar taludes más inclinados para los suelos no cohesivos. Las presas de materiales homogéneos de relativamente baja permeabilidad tienen generalmente taludes más tendidos que los usados en los terraplenes de sección compuesta.

En conclusión se puede establecer que el proyecto de una presa de tierra en su sección transversal, esta controlada por las propiedades físicas de los materiales que se puede disponer para la construcción, por los métodos de construcción que se especifiquen, y por el grado de control en la construcción que se prevea.

4.2.1 Cimentación

4.2.1.1 Generalidades:

Es posible construir una presa de tierra que ofrezca buena seguridad, en casi cualquier cimentación, si ésta ha sido completamente investigada y el diseño y los procedimientos de construcción se adaptan a las condiciones del sitio. Algunas condiciones de la cimentación requieren medidas y métodos de construcción que son relativamente caros, los cuales en el caso de pequeños embalses agrícolas, no pueden justificarse. Estos sitios ordinariamente deben abandonarse.

Los requisitos esenciales de una cimentación para una presa de tierra son: que debe proporcionar un apoyo estable para el terraplén en todas las condiciones de saturación y de carga, debiendo tener al mismo tiempo una resistencia elevada a la filtración, para evitar una pérdida de agua excesiva.

Nunca dos cimentaciones son iguales; cada cimentación presenta sus propios problemas distintos y separados, que requieren los correspondientes tratamientos especiales y preparaciones.

Las cimentaciones se agrupan en tres clases principales, de acuerdo con sus características predominantes:

- *cimentaciones de roca,*
- *cimentaciones de arena y grava (grano grueso), y*
- *cimentaciones de limo y arcilla (grano fino).*

4.2.1.2 Cimentaciones de roca:

Las cimentaciones de roca incluyendo las de arcillas laminares duras, no presentan ningún problema de resistencia para las presas de tierra pequeñas. Las principales consideraciones son las peligrosas filtraciones erosivas y la excesiva pérdida de agua por las puntas, fisuras, estratos permeables, etc.

Cuando la cimentación esta formada por roca, será necesario investigar su naturaleza, de tal forma que asegure su buen desempeño. Las cimentaciones en roca raramente presentan dificultades, excepto cuando esta se encuentra muy fracturada.

4.2.1.3 Cimentaciones de arena y grava:

Los materiales permeables pueden variar desde arenas finas hasta gravas de estructura muy abierta, pero más a menudo consisten de mezclas heterogéneas más o menos estratificadas.

Los problemas básicos que se encuentran en las cimentaciones permeables son dos: uno se refiere a la magnitud de las filtraciones subterráneas, y el otro a las presiones producidas por las filtraciones.

Donde la cimentación la forme material arenoso, altamente permeable o una mezcla de arena-grava y cualquier capa de arcilla impermeable está más allá del alcance económico con el equipo disponible deberá realizarse una investigación detallada de tal forma de justificar su aceptación o rechazo. Mientras esta cimentación podría ser satisfactoria en lo que concierne a estabilidad, para superar la infiltración y riesgo de falla, seria necesario aplicar fuertes medidas correctivas que redundarían en un proyecto muy alto costo.

4.2.1.4 Cimentaciones de limo y arcilla:

Las cimentaciones formadas por suelos de grano fino son suficientemente impermeables para que se pueda evitar el tener que disponer de dispositivos especiales para la filtración y tubificación subterránea. El problema principal con este tipo de cimentación es la estabilidad.

En una cimentación que contenga una capa de arcilla subyacente altamente plástica o de material no consolidado, para obtener estabilidad será necesario realizar una investigación y diseño muy cuidadoso.



La cimentación más satisfactoria es, por lo general, la que tiene una capa subyacente a poca profundidad que sea medianamente gruesa, compuesta de material consolidado, que presente buenas características de impermeabilidad.

Estas cimentaciones no causan problemas de estabilidad y cuando este material forma parte de la superficie, no se requiere medidas especiales. Es suficiente con remover del suelo un alto contenido de material orgánico para proveer un mayor pegamento con el material de la presa.

Donde la capa impermeable esta cubierta por material permeable, es necesario para prevenir una posible falla por socavación y una infiltración excesiva, desplantar hasta tocar el material impermeable y rellenar con arcilla compactada adecuadamente.

Las condiciones de cimentación más deseables para presas de tierra son aquellas donde se encuentran estratos impermeables a poca profundidad o en la superficie, ya que solo se necesitará remover la capa vegetal y escarificar ligeramente el área.

Cuando el estrato impermeable se encuentre por debajo de un estrato permeable, es necesario la construcción de dentellones hasta el estrato impermeable; del mismo material impermeable que se ha de utilizar para la construcción de la presa, con el objeto de reducir las pérdidas por percolación y evitar la tubificación.

El tipo de dentellón más común consiste en una excavación paralela al eje de la presa, con una profundidad tal que permita llegar al estrato impermeable, su ancho no debe ser menor de tres metros de manera que permita el uso de maquinaria, con taludes laterales 1:1 la excavación debe ser rellenada con capas de materiales no mayores de 0.2 m. debidamente compactados. Cualquier acumulación de agua en la excavación debe ser removida antes de proceder al relleno.

Cuando la fundación consiste de material muy permeable como gravas o mezclas de arenas y grava, y el estrato impermeable esta a gran profundidad, deben efectuarse investigaciones más detalladas con el propósito de buscar una solución que permita minimizar el flujo de agua por debajo y evitar posibles fallas.

4.2.1.5 Estudio de las condiciones de la cimentación

El área de la cimentación incluye el suelo de la boquilla y sus alrededores. El requisito básico de la cimentación, para embalse lleno, es que provea soportes estables a la presa bajo las condiciones críticas de saturación y cargas a que estará sometida, y además, que garantice suficiente resistencia a la infiltración para evitar pérdidas excesivas de agua. Una cimentación defectuosa puede ocasionar un asentamiento inesperado y una consiguiente falla y destrucción de la obra.

Especialmente en el sitio de la presa, las condiciones de la cimentación deberán ser investigadas completamente, para asegurar que el sitio es apropiado y que una presa puede ser diseñada. La extensión de la investigación de la cimentación dependerá de la complejidad de las condiciones encontradas y de la altura de la presa. Se deberá muestrear o hacer pozos a cielo abierto a intervalos a lo largo del eje. La profundidad y separación de los pozos deberán ser suficientes para determinar si la cimentación es adecuada.

4.2.2 Taludes

4.2.2.1 Disponibilidad de Materia Adecuada para Relleno.

El material para relleno que constituirá el cuerpo de la presa, deberá estar disponible en cantidades suficientes y deberá localizarse lo más cerca posible del sitio donde se construirá, para que los costos de colocación del material no sean excesivos. El material se deberá obtener en los bancos de préstamo previamente estudiados, de tal forma de asegurar la existencia de las cantidades necesitadas y las calidades requeridas.

Los materiales seleccionados para la construcción de la presa deberán ser suficientemente resistentes para que permanezcan estables y que tengan baja permeabilidad cuando se compacten, para prevenir daños provocados por filtración de agua a través de la presa.

impermeable.
cuando la presa lleva una zona impermeable en ese lado, y de 2 ½ : 1 cuando la presa es
Los taludes ordinarios del lado de aguas abajo de las presas de tierra pequeñas son de 2:1,
como un agente estabilizador en el paramento mojado cuando el vaso está lleno.

ambos casos, el vaso debe estar prácticamente vacío. El peso y las fuerzas de filtración actúan
falla se puede producir solamente durante la construcción o después de un vaciado rápido; con
El peligro de inundaciones debido a la falla del talud de aguas arriba es muy remoto. La
más inclinado.

lastre para confinar en la parte baja el material fino de poca permeabilidad, se puede usar un talud
Inversamente si se dispone de materiales que drenen con facilidad y que se puedan utilizar como
necesario que los taludes sean tendidos si es un requisito de proyecto hacer vaciado rápido.
se dispone de material fino de poca permeabilidad, como son los que predominan en las arcillas, es
un factor importante que afecta la estabilidad de la parte de aguas arriba de la presa. Cuando solo
afuera en la parte de aguas arriba de la presa. La rapidez con que descienda el nivel en el vaso es
aguas arriba con permeabilidad suficiente para disipar las presiones intersticiales ejercidas hacia
Una presa de almacenamiento sujeta a un rápido vaciado del vaso debe tener una zona de
protecciones costosas en los taludes.

generalmente es de 2 ½ : 1 o 3:1. Se usan a veces taludes de aguas arriba tendidos para eliminar
El talud aguas arriba puede variar de 2:1 a uno tan tendido como de 4:1 por estabilidad;
estabilidad contra las fuerzas de filtración.

arriba para reducir las filtraciones, o colchones de drenajes horizontales aguas abajo, para dar
estable. Las cimentaciones permeables pueden requerir la adición de colchones del lado aguas
taludes de las presas son los necesarios para dar estabilidad a la presa sobre una cimentación
disponibles para la construcción, las condiciones de la cimentación y la altura de la estructura. Los
El proyecto de los taludes puede variar mucho, según el carácter de los materiales

Los taludes en una presa de tierra dependen del tipo de presa, y de la naturaleza de los

materiales de construcción.

4.2.2.2 Protección del Paramento Aguas Arriba:

Los taludes de aguas arriba de la presa de tierra deben protegerse contra el efecto

destrutivo de las olas. En algunos casos, se deberán tomar medidas contra los animales que hacen

galerías. Los tipos usuales de protección de la superficie para el talud de aguas arriba son el

emrocamiento, colocado a volteo o a mano, y el pavimento de concreto. Otros tipos de protección

que se han usado son el pavimento asfáltico, colchones de mimbre y concreto en sacos. La

protección del paramento de aguas arriba debe extenderse de la corona de la presa a una distancia

segura por debajo del nivel mínimo del agua.

4.2.2.2.1 Selección del Tipo de Protección:

La experiencia ha demostrado, que en la mayoría de los casos, el emrocamiento colocado al

volteo constituye el mejor tipo de protección del talud de aguas arriba al costo mínimo.

a) Emrocamiento colocado al volteo:

El emrocamiento colocado al volteo consiste en piedras o fragmentos de roca descargados

por volteo en el lugar, en el talud de aguas arriba de una presa para protegerla del efecto de las

olas. El emrocamiento se coloca sobre un filtro convenientemente graduado, que puede ser un

colchón especialmente colocado, o puede ser la zona de aguas arriba de una presa compuesta.

La eficiencia del emrocamiento colocado al volteo depende de las siguientes

características:

- 1- De la calidad de la roca.
- 2- Del peso o tamaño de las piezas individuales.
- 3- Del espesor del emrocamiento.

- 4- *De la forma de las piedras o fragmentos de roca.*
- 5- *De los taludes de la presa sobre la que se colocara el enrocamiento.*
- 6- *De la estabilidad y eficacia del filtro sobre el que se coloque el enrocado.*

La roca para el enrocamiento debe ser dura, densa y durable, y debe poder resistir largas exposiciones a la intemperie. La mayor parte de las rocas ígneas y de las metamórficas, muchas de las calizas y algunas de las areniscas hacen un excelente enrocamiento. Las calizas y las areniscas que tienen capas de arcilla laminar son inadecuadas.

b) Enrocamiento Acomodado a Mano:

El enrocamiento colocado a mano consta de piedras cuidadosamente asentadas a mano siguiendo algún patrón más o menos definido con un mínimo de huecos y con su paramento relativamente parejo. Las piedras redondeadas o irregulares se asientan menos bien y más lentamente que la piedra toscamente escuadrada; las piedras planas de naturaleza estratificada deben colocarse con sus planos principales de estratificación normales al talud. Las juntas abiertas que llegan hasta el material subyacente deben evitarse combinando cuidadosamente los diferentes tamaños de las piezas y cerrando las aberturas con pequeños fragmentos de roca. Sin embargo, deberán quedar suficientes aberturas en la superficie del enrocamiento para que drene el terreno que queda debajo.

4.2.2.3 Protección del Talud Aguas Abajo:

Si la zona en contacto con el paramento de aguas abajo en una presa consiste de rellenos de roca o de cantos rodados, no es necesario dar ningún tratamiento al talud. Los taludes de aguas abajo de las presas homogéneas o en las que tienen zonas exteriores de grava y arena, deben protegerse contra la erosión por el viento y el escurrimiento pluvial con una capa de roca, cantos o pasto.

Mientras mayor sea la estabilidad del material de relleno, los taludes pueden ser más inclinados. Los materiales más inestables requieren taludes más planos. La tabla n° 4.1 presenta los taludes mínimos recomendados para las caras, aguas arriba y aguas debajo de la presa, construidos con arcilla, arcilla limosa y arcilla arenosa,

Cuadro N° 4.1

Taludes Recomendados para Presas de Tierra.

Altura de la Presa	Taludes	
	Aguas Arriba	Aguas Abajo
2.00	1:2	1:1 ½
2.50	1:2 ½	1:2
3.00	1:3	1:2 ½
4.00	1:3 ½	1:3
5.00	1:4	1:3 ½

Los taludes anteriores fueron calculados en base a la experiencia que se obtuvo, con los suelos antes mencionados en Presas de Tierra para reservorios construidas en Guatemala. Con las siguientes características: ~~la maquina que se utilizó para compactar fue un tractor bulldozer D-6.~~ Se compacto en capas de 30 cms. de espesor máximo, con 4 pasos de maquina como mínimo. No se agregó humedad al suelo, sino se empleo la que éste tenia en forma natural un mes después de cesar las lluvias. La humedad estimada fue del 90% de la optima.

A continuación se presenta en el Cuadro N° 4.2 que corresponde a los taludes recomendados, aplicando el equipo específico de compactación y con humedades muy cercanas a la óptima, para distintos materiales y con alturas hasta 5 metros.

Cuadro N° 4.2

Taludes Recomendados

<i>Material de Relleno</i>	<i>Taludes</i>	
	<i>Aguas Arriba</i>	<i>Aguas Abajo</i>
<i>Arcilla</i>	<i>3:1</i>	<i>3:1</i>
<i>Arcilla Arenosa</i>	<i>2 ½ :1</i>	<i>2 ½ :1</i>
<i>Limo Arcilloso</i>	<i>3:1</i>	<i>3:1</i>

4.2.3 Corona**4.2.3.1 Anchura de la Corona**

La anchura de la corona de una presa de tierra debe ser suficiente para mantener dentro de la presa la línea freática o superficie de filtración, cuando el vaso este lleno. La anchura de la corona también debe ser suficiente para resistir el choque de temblores y la acción del oleaje. Las anchuras de corona de las presas bajas pueden estar regidas por requisitos secundarios, tales como una anchura mínima de camino de 3 metros para conservación.

La anchura de la corona depende de consideraciones como las siguientes:

- 1- De la naturaleza de los materiales para la estructura .*
- 2- De la altura y de la importancia de la estructura*
- 3- De la posible necesidad de utilizarla como tramo de un camino*
- 4- De la factibilidad de su construcción .*

El ancho mínimo de la cresta debe ser aquel con el que se obtenga una pendiente segura de filtración a través del terraplén cuando el vaso se encuentra lleno. Debido a las dificultades practicas para determinar este factor, la anchura de la corona, como regla general, se determina principalmente en forma empírica y en la mayor parte de los casos, por precedentes. Se sugiere la siguiente formula para la determinación de la anchura de corona para presas pequeñas de tierra:

$$W = (Z/5) + 3.0$$

En la que:

W = Anchura de la corona en metros

*Z = Altura de la presa en metros arriba del punto más bajo
en el cauce de la corriente.*

Para facilitar la construcción con el equipo mecánico, la anchura mínima no debe ser menor de 3.65 metros. En algunos casos, la anchura mínima la determina la necesidad de pasar un camino por la corona.

La corona se debe cubrir con algún tipo de protección contra los daños por los escurrimientos de las lluvias y el viento, y el desgaste y destrucción por el tránsito, cuando la corona se usa como camino. El tratamiento usual consiste en colocar una capa de roca fina seleccionada o de material gravoso con un espesor mínimo de 4 pulgadas. En el caso de que la corona sea un tramo de camino, el ancho de esta y la clase de pavimento debe ajustarse a las de la carretera que conecta.

Generalmente, se le da contraflecha a las presas de tierra a lo largo de la corona para asegurarse de que no disminuirá el bordo libre por los asentamientos de la cimentación o por la consolidación de la presa. La selección de la magnitud de la contraflecha es necesariamente arbitraria; se basa en la magnitud del asentamiento de la cimentación y la consolidación de la presa esperada, con la idea de que después del asentamiento y la consolidación todavía queda una contraflecha residual.

Para las presas sobre cimentaciones relativamente incompresibles, se acostumbra dar de contraflecha el 1% de altura. Pueden ser necesarias contraflechas de varios metros en las presas construidas sobre cimentaciones que se supone que se van a asentar.

4.2.4 Ancho de la base

Para diseñar el ancho de una sección transversal de una presa de tierra, se tomará en cuenta la inclinación de los taludes así:

$$B = Z + W + (Z / \tan \theta_{der}) + (Z / \tan \theta_{izq})$$

donde:

B = Base

Z = Altura de la presa

W = Ancho de la corona

θ_{izq} = Angulo del talud izquierdo

θ_{der} = Angulo del talud derecho

4.2.5 Vertedero

Todos los reservorios formados por una presa que retiene las aguas de escorrentia, requieren la protección de uno o varios vertederos diseñados cuidadosamente.

Para tener un perfecto conocimiento de las estructuras de control, llamados comúnmente vertederos, estos se clasifican generalmente en:

- ✓ vertederos de tubería,
- ✓ vertederos principales y
- ✓ vertederos de emergencia.

4.2.5.1 Vertedor de Tubería

Consiste en una tubería que se coloca en los embalses para proteger la capa vegetal del vertedor de emergencia, de una saturación prolongada ocasionada por un flujo continuo de agua. Este tipo de vertedor se diseña para descargar un pequeño porcentaje del caudal pico, que

prácticamente no tiene efecto significativo en el diseño del vertedor de emergencia. Comúnmente a este vertedor se le llama "gotero".

En cuanto a su capacidad, el diseño de ésta, debe ser adecuado para la descarga de larga duración de un caudal continuo que no se filtre por la presa.

4.2.5.2 Vertedor Principal

Este vertedor generalmente se diseña para proteger el embalse contra un caudal de crecida o para reducir la frecuencia de la operación del vertedor de emergencia. Usualmente se construye de material permanente y su capacidad de descarga depende del propósito del embalse y del uso para el cual se diseña el vertedor. En lugares donde no es posible construir un vertedor de emergencia, el vertedor principal se diseña para evacuar las crecidas extraordinarias.

4.2.5.3 Vertedor con entrada de Caída

Este tipo de vertedor es el que comúnmente se emplea en los pequeños embalses, como principal. Consiste en una tubería corrugada, de cemento u otro material adecuado, que se coloca bajo la presa con un elevador conectado en el extremo aguas arriba. La elevación de la cresta del elevador determina el nivel normal del agua en el embalse. Este tipo de vertedor se puede usar para drenar el embalse o bien, para suministrar agua para riego u otros propósitos. La forma de operación es mediante una llave de compuesta o bien, empleando compuestas removibles.

Para su diseño se debe tomar en cuenta que si se emplea una tubería de diámetro pequeño, es susceptible de taparse con palos o plantas, por esta razón se usan por lo general, tuberías de no menos de 6 pulgadas de diámetro con elevadores de 8 pulgadas. Si se construye con tubería de concreto, el diámetro no deberá ser menor de 12 pulgadas.

La elevación de la cresta del vertedor de emergencia, deberá localizarse como mínimo, unos 10 centímetros más alta que la del elevador y de acuerdo a la carga hidráulica, que le permita al vertedor principal cargar el caudal de diseño.

4.2.5.4 Vertedor de Emergencia

Un vertedor de emergencia generalmente, consiste en un canal de tierra o cubierta de vegetación, que se diseña para evacuar el caudal de exceso que no pasa por el vertedor principal, su diseño corresponde al caudal de crecida extraordinaria.

Los vertedores que aquí se exponen, corresponden, tanto a los que tiene cubierta vegetal, como a los que son solo de tierra. Estos últimos se usan donde el clima o el suelo permiten que crezca o que se mantenga una cubierta de grama adecuada.

Estos vertedores, generalmente se excavan en la zona que corresponde a un estribo de la presa y desfogan al propio cauce o alguna quebrada o cauce natural que permita un desalojo normal de las aguas. En todo caso, el vertedor debe tener la capacidad suficiente para evacuar el caudal pico de diseño, a una velocidad no erosiva, hacia un punto seguro donde se disipe adecuadamente la energía. Ordinariamente no se deben construir de tierra en material de relleno.

También existen ciertas limitaciones con estos vertedores como por ejemplo que los vertedores de tierra deben usarse solamente donde los suelos y la topografía permitan descargar, en forma segura, el caudal pico de crecida hacia un lugar alejado de la presa a una velocidad que no cauce erosión y que no sea muy difícil proteger el área de desfogue.

4.2.5.4.1 Diseño de la Capacidad del Vertedor

El vertedor de emergencia debe tener capacidad de descargar el caudal pico de la crecida, de la cuenca tributaria hasta el sitio del embalse, que se espera que ocurra una vez cada 25 años.

Para estimar el caudal pico de crecida, es necesario contar con la información hidrológica mínima, normalmente en cuencas pequeñas, esta información es muy escasa o inexistente; sin embargo, se podrá utilizar modelos simplificados que dan resultados aceptables, por ejemplo: envolventes de crecida, método racional, etc.

Cuando el caudal de descarga del vertedor principal es apreciable, el caudal de diseño del vertedor de emergencia se debe reducir en esa cantidad.

4.2.5.5 Vertedor de tierra excavado.

4.2.5.5.1 Elementos de los vertedores excavados:

Los vertedores excavados en tierra constan de los tres elementos básicos que son: el canal de llegada, la sección de control y el canal de salida; cada uno de los elementos tiene una función específica. El agua entra por el canal de llegada. El flujo se controla en un tramo nivelado y pasa por una profundidad crítica a la sección de control, la cual se localiza en el extremo del tramo a nivel, el flujo pasa después a la sección de salida.

Las excavaciones de la sección de llegada o la de salida, o ambas, se pueden omitir donde los taludes naturales tengan la inclinación mínima requerida.

La inclinación de la pendiente de la sección de salida deberá ser tal, que el caudal no fluya contra alguna parte de la presa. Si existiera este riesgo, se pueden usar aletones para orientar el flujo a un lugar seguro en el sitio de desfogue.

El vertedor se deberá, preferentemente, excavar en terreno natural para toda la profundidad de diseño, donde esto no es práctico, se deberá proteger con vegetación o empedrado en el extremo de la presa o cualquier relleno de tierra que se haya construido, para confinar el flujo. Es deseable que la entrada del canal de llegada sea grande, o por lo menos el 50% del ancho de la plantilla de la sección de control. El canal de control de llegada deberá ser lo más corto posible, con fondo liso, alineado y con curvas suaves.

La pendiente de entrada hacia el embalse, no deberá ser menor de 25%, para asegurarse el drenaje y bajar pérdidas en la entrada.

La sección de control se deberá localizar, de preferencia; cerca de la intersección de la prolongación del eje de la presa con el eje del vertedor. Se debe dejar un tramo nivelado, de por lo menos tres metros, de la sección de control hacia aguas arriba.

La sección de salida debe tener una pendiente que sea adecuada para descargar el caudal pico en el canal; sin embargo, ésta no debe ser mayor que aquella que produzca velocidades máximas permisibles, para el tipo de suelo existente o la vegetación planeada.

Las velocidades permisibles, generalmente no debe exceder de 1.75 m/s. El canal de salida podrá ser recto y deberá confinar la salida en un punto donde el agua tenga libertad de flujo, sin causar daño al relleno. Si fuere necesario, se deberá proyectar convenientemente, un dissipador de energía.

4.2.5.6 Selección de las dimensiones del Vertedor.

Con la capacidad requerida para la descarga Q , correspondiente al caudal pico de la crecida de diseño, conocida y determinada la pendiente natural del canal de salida en el perfil planteado de la línea central del vertedor; el ancho de la sección de control, las secciones de salida y la profundidad del flujo, la pendiente natural del canal de salida deberá ponerse tan pequeña como sea posible. Cuando el vertedor sea excavado en suelo cohesivo con alto costo, tanto de construcción como de mantenimiento. Por esa razón es aconsejable buscar siempre la existencia de algún portesuelo, ya que en esas áreas por condiciones de topografía y cubierta vegetal, por lo general, constituyen vertedores naturales, que con mínimo trabajo podrán implementarse adecuadamente, para que funcionen como vertedores de emergencia.

4.2.5.7 Caudal de Diseño.

Para la determinación del caudal de diseño se pueden utilizar diversos métodos, dependiendo del tipo de información disponible:

a) **Métodos Directos:** Si se cuenta con información de caudales máximos en el sitio de interés, se pueden utilizar métodos directos para calcular el valor del caudal máximo, siendo estos:

1- **Hidrograma Unitario,** para lo cual será necesario por lo menos contar con unas 20 cuencas extremas de las que se deben tener los hidrogramas completos y la precipitación. Mediante esta información se podrá definir el modelo que pueda establecer el comportamiento de los volúmenes extremos en ese sitio, así mismo se debe contar con información de lluvia que sirva de base para hacer un análisis histórico de esta y proyectar el acontecimiento.

2- **Métodos Estadísticos,** para ello se requerirá de datos de caudales extremos en un número tal que se tenga por lo menos $\frac{3}{4}$ del periodo de retorno escogido de manera de poder extrapolar la información en función de frecuencia.

b) **Métodos Indirectos:** Cuando las áreas donde se desarrollan proyectos de presas suelen ser cuencas pequeñas y generalmente, en sitios no controlados en aspectos de escorrentia, la aplicación de los métodos directos no es posible, sin embargo para la determinación de los caudales máximos se pueden contar con métodos cuya base es la precipitación en sus diferentes aspectos, siendo estos:

1- **Formula Racional:**

$$Q = C I A \times 16.66$$

En donde:

Q = Caudal máximo en $m^3/seg.$

I = Intensidad de lluvia en $mm/min.$

A = Área de la cuenca en km^2

C = Coeficiente de escorrentia.

2- Usando Nomogramas.

Este tipo de diagramas se han desarrollado a nivel nacional, elaborando gráficas en papel doble logaritmo, a las cuales se les han introducido todas las variables que intervienen en el desarrollo de la ecuación racional.

4.2.5.8 Dimensiones del Vertedero.

Una vez obtenido el valor del caudal, lo importante es determinar el valor del ancho de la cresta del aliviadero, así como la lamina o tirante, para ello podemos hacer uso de la ecuación de

vertedero:

$$\bar{Q} = K L H^{3/2}$$

Donde:

$$K = 3/2 C_d \sqrt{(2g)}$$

Para valor medio de $C_d = 0.62$

L = Ancho de la cresta en mts.

H = Altura de la lamina de agua a la cresta del vertedero en mts.

\bar{Q} = Caudal que atraviesa el vertedero en M^3 /seg.

Los taludes laterales del vertedero deben tener pendientes 3:1 a menos que sea excavado en

roca, en cuyo caso los paramentos serán verticales.

Normalmente el ancho del aliviadero debe ser mayor de 35 veces la lamina de diseño con el

fin de evitar la formación de pequeñas cárcavas o canales y la acumulación de residuos vegetales.

4.2.5.9 Protección contra la erosión

Los vertederos de tierra se pueden proteger contra la erosión utilizando una buena cubierta

vegetal, si el clima y el suelo lo permiten.

Tan pronto como se termina la construcción y cuando sea práctico, el área completa del vertedor deberá ser preparada para engramillar. Esta actividad requiere, por lo general juntar suelo superficial, regarlo, fertilizarlo y protegerlo adecuadamente, ya que el subsuelo que queda expuesto casi siempre es de muy baja fertilidad. Esta actividad cuando se realiza en época seca requerirá de riego, esto por condiciones económicas resulta difícil razón por la cual se prefiere realizarla a inicio de las lluvias, tomando las precauciones debidas.

La otra forma de proteger el vertedor es mediante el revestimiento con piedra y otro material, sin embargo, esta actividad requiere un esfuerzo apreciable en la utilización de mano de obra.

La decisión de utilizar una u otra forma de protección, dependerá de las condiciones locales, especialmente en lo referente a la existencia de agua en forma perenne y de la evaluación de la efectividad de las actividades posteriores de mantenimiento.

4.2.5.10 Suelos en el Vertedor

En la mayoría de los casos es necesario botar el exceso de agua de una crecida a través del vertedor, en un lugar inmediato a la presa, por lo general al mismo cauce o a una quebrada muy cercana. Por razones económicas, usualmente el material excavado es el que se utiliza. Si se sacan muestras en el lugar propuesto para el vertedor, se podrá conocer su resistencia a la erosión y la posibilidad de usarlo en la presa.

4.2.6 Drenes y filtros en las presas de tierra

Los drenes son zonas de material notablemente más permeable que el que forma el cuerpo de la presa, y sus funciones principales son:

1. *Abrir la presión neutral en el agua que se infiltra en la cortina, con lo que se logra un aumento de la presión efectiva correspondiente y, por ello, un mejoramiento de la resistencia al esfuerzo cortante del material y de la estabilidad de la cortina.*
2. *Un control del agua que se infiltra a través de la cortina, a la que se impide arrastrar el material constitutivo de la presa.*

Los drenes son indispensables en presas de sección homogénea pero existen en otros tipos frecuentemente.

La efectividad de un dren para reducir presión neutral en el agua depende de su localización y de su extensión. La efectividad para impedir arrastres depende principalmente de que el dren este dotado de buenos filtros, con materiales que proporcionen la debida transición entre el material impermeable de la cortina y el dren permeable.

El diseño de los drenes esta regido en primer lugar por la altura de la presa, por el costo y disponibilidad en el lugar de materiales permeables y por la permeabilidad del terreno de cimentación. En la figura 2.7 aparecen algunos tipos comunes de drenes.

En el literal a) de la figura 2.7, aparece un tipo que ha funcionado bien en presas de pequeña altura, el tipo que aparece en el literal b) se considera recomendable en presas de altura intermedia; allí donde el material adecuado escasee notablemente puede usarse un dren incompleto, longitudinal, con salidas espaciadas dentro de la presa, como el que podemos ver en el parte c). El defecto principal de los drenes con disposición en pantalla horizontal es que, por efecto de los métodos constructivos, los cuerpos de las presas suelen tender a quedar estratificados, con permeabilidad horizontal mucho mayor que la vertical, por lo que el agua tiene dificultad para llegar al dren, situado en el nivel inferior. Este problema se ha corregido en ocasiones instalando drenes capadores verticales también; como se muestra en la parte d). Estas combinaciones se usan más que todo en presas de gran altura

Las dimensiones y la permeabilidad de los drenes deben de escoger de modo que puedan eliminar los gastos de filtración esperados con un amplio margen. Un dren debe tener como mínimo una permeabilidad cien veces mayor que el material más impermeable que protege.

4.2.6.1 Filtros

Cuando el agua circula por un suelo ejerce sobre las partículas sólidas un empuje dinámico que suele representarse por una fuerza, que comúnmente llamamos filtración. Cuando estas fuerza de filtración entran en acción en una presa, tienden a arrastrar a las partículas finas dentro de los huecos de las partículas más gruesas, produciendo un arrastre que puede llegar a ser el culpable del fenómeno de tubificación, el cual puede destruir por completo la presa. Para impedir que esto suceda se pone en practica, interponer entre el material fino y el grueso que es por donde comienza la tubificación, una transición con un material de granulometría intermedia, que impida a fuga de los finos hacia los gruesos, frecuentemente la diferencia entre los materiales en contacto es tan grande en tamaño que un solo material de transición no es suficiente, pues es tan grueso que el fino aun se fuga por el o tan fino que es él el que se fuga a través del más grueso. Por lo tanto se utiliza el filtro de varias capas (2 ó 3 capas).

Los dos principales requisitos para un filtro satisfactorio son que debe ser más permeable que el material por proteger, a fin de servirle de dren y que debe ser lo suficientemente fino como para evitar que el material por proteger pase por sus vacíos.

La experiencia en la utilización de estos filtros a demostrado que, convenientemente diseñados, dan excelente protección contra tubificación y contaminación de los materiales.

No existe un criterio definido para la utilización de normas únicas que conduzcan al diseño de un filtro; diferentes constructores proponen reglas de diseño que no son las mismas, pero difieren en pequeños detalles unas con otras.

A continuación se mencionan ciertas recomendaciones de diseño que han sido llevadas a cabo:

$$1. \quad 5 < \frac{D_{15} \text{ Filtro}}{D_{15} \text{ Material Protegido}} < 40$$

$$2. \quad \frac{D_{15} \text{ Filtro}}{D_{85} \text{ Material Protegido}} < 5$$

Cuando el material por proteger tiene un alto contenido de grava, las reglas anteriores deben aplicarse a la porción del material menor que la malla de 2.54 cms. (1 pulg.)

- 3. el material que constituye el filtro debe tener menos de un 5% en peso de partículas menores que la malla No. 200 y su curva granulométrica debe ser más o menos similar a la del material a proteger, siempre y cuando ésta no sea muy uniforme.*

La especificación número 1 garantiza que la permeabilidad del filtro sea de un orden mayor de 100 veces que la del suelo por proteger ; la especificación número 2 garantiza que no habrá arrastre de finos.

Las reglas mencionadas son hasta cierto punto conservadoras y validas para todo tipo de suelo; sin embargo, en casos muy difíciles como en la escasez de materiales y no puede cumplirse, queda a criterio y experiencia del constructor, respaldado por estudios de laboratorio, la decisión del tipo de material a usar.

Cuando un filtro es de varias capas, las reglas anteriores deberán aplicarse entre cada dos de ellas. El espesor de las capas que componen un filtro podría ser teóricamente muy pequeño, sin

embargo, por problemas de construcción, existen espesores mínimos que deben ser conservados como son:

Cuadro n° 4.3

Espesores Mínimos para las Capas que conforman un Filtro

Posición de las Capas	Espesor Mínimo	
	Arena	Grava
Capas Horizontales	0.15 m.	0.30 m.
Capas Verticales o inclinadas	1.0 m	2.0 m

4.2.6.2 Tubos de Drenaje

Para permitir el drenaje del embalse es aconsejable proveer de un tubo de drenaje, que además de permitir el vaciado, proporcione un buen control de niveles. Poder vaciar el embalse permite darle un buen mantenimiento ya que se pueden realizar las reparaciones requeridas cuando éstas sean necesarias.

El diámetro del tubo de drenaje no deberá ser menor de 6 pulg., deberá localizarse en un lugar adecuado y equiparse de una válvula convenientemente ubicada.

Todos los drenes se construirán en los lugares designados en los planos, o en los que ordene. Se tendrá cuidado de evitar que se obstruyan los drenes durante el avance de la obra, y si un dren se tapa u obstruye por cualquier causa, antes de la recepción final de la obra, se limpiará o se reemplazará. Ningún tubo que se haya dañado se usará en la obra si el tubo no esta bueno para usarse.

4.2.6.3 Drenes para el talón de las presas de tierra

Se construirán drenes de tubo liso para albañales, con juntas abiertas debajo del talón de aguas abajo del terraplén de la presa, con prolongaciones que se extiendan más allá del talón del

terraplén de la presa, y donde quiera que fuere necesario. Los drenes se construirán en zanjas hechas a las líneas, rasantes y dimensiones establecidas en las especificaciones y planos.

El material de capa adyacente al tubo, deberá consistir en grava natural y roca triturada, o de una mezcla de grava natural y roca triturada, limpia y bien graduada de 3/16 pulg. a 1½ pulg. de tamaño, y que puede contener hasta el 10% del total de partículas de tamaño menor que 3/16 pulg. El material para la cama se obtendrá de bancos aprobados de agregado grueso para concreto. La arena para la cama que se colocara en el fondo de la zanja se colocara de acuerdo con los requisitos de la arena para concreto. El resto de la cama consistirá en material permeable

4.2.7 Bordo Libre

Bordo libre es la altura extra que se da a la presa sobre el nivel de aguas extraordinarias, como factor de seguridad para prevenir el oleaje o el nivel muy superior que se pudiera dar, al presentarse una crecida con un periodo de retorno superior al de diseño (25 años). La altura que corresponde al borde libre, es la distancia vertical entre la elevación de la superficie del agua en el embalse, cuando el vertedor de emergencia está descargando a la profundidad de diseño (plena capacidad) y la elevación de la parte alta de la presa después que se ha presentado todo el asentamiento.

Donde la longitud máxima del embalse es menor de 200 metros, debe proveerse un bordo libre no menor de 30 centímetros. Para embalses con longitudes entre 200 y 400 metros, el bordo libre mínimo debe ser de 45 centímetros.

El termino más específico "bordo libre normal", se define como la diferencia de elevación entre la corona de la presa y el nivel normal del agua del vaso según se haya fijado en el proyecto. El termino "bordo libre mínimo" se define como la diferencia de elevación entre la corona de la presa y el nivel máximo del agua en el caso que pudiera resultar cuando ocurriera la avenida de

proyecto y las obras de toma y el vertedor de demasías funcionaran como se ha proyectado. La diferencia entre el bordo libre normal y el mínimo representa la sobrecarga hidráulica.

El bordo libre se proyecta para evitar el rebasamiento de la presa por el efecto de las olas que puede coincidir con la ocurrencia de la avenida de proyecto.

Para diseñar el bordo libre se requiere de la determinación de la altura y los efectos de las olas. La altura de las olas generadas por los vientos dependen de la velocidad de los mismos, de su duración, del Fetch³, de la profundidad de las aguas y de la anchura del vaso.

En un informe de la American Society of Civil Engineers, se da un resumen de la altura de las olas, por medio de formulas empíricas, el cual se presenta en el siguiente cuadro

Cuadro n° 4.4

Altura de las Olas de Acuerdo a la Velocidad del Viento

<i>Fetch (Km)</i>	<i>Velocidad del Viento (Km/hora)</i>	<i>Altura de las Olas (m)</i>
1.6	80.46	0.82
1.6	120.70	0.91
4.0	80.46	0.98
4.0	120.70	1.09
4.0	160.93	1.19
8.0	80.46	1.13
8.0	120.70	1.31
8.0	160.93	1.46
16.0	80.46	1.37
16.0	120.70	1.64
16.0	160.93	1.86

Se cree que desde el punto de vista geográfico, ninguna localidad esta a salvo de la ocurrencia de vientos hasta 100 millas/hora (160.93 km/h), al menos una vez durante un periodo

de muchos años, aunque algunos sitios estén topográficamente por montañas de manera que el vaso esté protegido por los vientos de alta velocidad. Bajo estas condiciones pueden usarse velocidades de 75 a 50 millas/horas, pero nunca menores. Para las presas pequeñas con sus respectivos taludes cubiertos por enrocamiento, se recomienda que el bordo libre sea suficiente para evitar el rebasamiento de la presa debido al ascenso de la ola igual a 1.5 veces la altura de la misma.⁴

Basándose en una velocidad del viento de 100 millas/hora y otras consideraciones para el objeto del bordo libre, la American Society of Civil Engineers da un resumen de las magnitudes mínimas recomendadas para bordos libres, para presas pequeñas, con taludes de enrocamiento de acuerdo al cuadro siguiente:

Cuadro n° 4.5

Valores de Bordo Libre de Acuerdo a la Velocidad del Viento

<i>Fetch (Km)</i>	<i>Bordo libre normal (m)</i>	<i>Bordo libre Mínimo (m)</i>
<i>Menor de 1.6</i>	<i>1.22</i>	<i>0.91</i>
<i>1.6</i>	<i>1.52</i>	<i>1.22</i>
<i>4.0</i>	<i>1.83</i>	<i>1.52</i>
<i>8.0</i>	<i>2.44</i>	<i>1.83</i>
<i>16.0</i>	<i>3.04</i>	<i>2.13</i>

Será necesario aumentar el bordo libre dado en la tabla anterior en las presas en las que el Fetch es de 2.5 millas y menor, si la presa está ubicada en un clima muy caliente o muy frío, especialmente si se usan suelos CL (arcillas de plasticidad media a baja) y CH (arcillas de alta plasticidad) para la construcción de sus núcleos.

³ Fetch: es la distancia a la que el viento puede actuar sobre una masa de agua.

de gran importancia, pues el define el define el volumen de tierra a emplear y el tiempo de
Por lo anterior debemos considerar que el ancho del corazón impermeable de una presa es
el uso de grandes volúmenes de suelo fino impermeable.

- 3. Por condiciones de clima o disponibilidad de tiempo de construcción hagan imposible cualquier otra alternativa.*
- 2. El volumen total de una sección con corazón impermeable resulte menor que el de del material más fino (impermeable).*
- 1. El costo de colocación del material permeable grueso sea menor que el de colocación*

circunstancias:

pero además de esta razón, puede ser además económica y conveniente si se dan las siguientes
que en nuestro medio existe poca reserva de material impermeable adecuado para su construcción,
que una presa con corazón impermeable delgado sea considerada como ideal, la razón principal es
mayor importancia, ya que este garantiza que cumpla su función. Muchas condiciones que hacen
El corazón impermeable es una de las partes de la presa para conservación de agua de

4.2.8 Corazón impermeable

$$1.5 * 1.64 \text{ metros} - 2.46 \text{ metros} \cong 3 \text{ metros}$$

Bordo Libre: 1.5 (altura de la ola)

Altura de la Ola : 1.64 metros

Velocidad del Viento: 120.70 Km/h

Usando un fecht = 16 km obtenemos la velocidad del viento de la tabla n° 4.4

Ejemplo:

construcción. Dicho ancho debe escogerse de acuerdo con los siguientes factores que lo influyen:

- a) La pérdida de agua por infiltraciones a través del corazón que se estime tolerable. Es obvio que el corazón tiene siempre un cierto grado de permeabilidad, a pesar de que, por mala costumbre, se le llame impermeable; naturalmente que, si los demás factores se mantienen, a mayor ancho las fugas de agua son menores.
- b) El mínimo ancho compatible con los procedimientos y equipos de construcción en que se piense.
- c) El tipo de material disponible para construir el corazón.
- d) El diseño y disposición de los filtros necesarios.
- e) La experiencia del constructor en obras similares.

Si los respaldos de la presa están constituidos por suelos finos relativamente impermeables, puede bastar un corazón muy delgado para impedir una pérdida de agua por infiltración importante; además desde el punto de vista de la estabilidad de la presa, es preferible tener un corazón delgado, pues éste está formado por materiales de muy baja resistencia que contribuyen poco a la estabilidad del conjunto; por otra parte, un corazón delgado resiste poco a la tubificación y al agrietamiento por asentamiento diferencial en la presa, fenómenos que dependen mucho de las propiedades y de la graduación, siendo ésta la razón por la que el tipo de material influye tanto en el ancho del corazón más conveniente.

A pesar de que todos los requerimientos anteriores han de ser tomados en cuenta de modo fundamental, conviene tener presente las siguientes reglas, procedentes de la experiencia en la construcción de dichas estructuras:

1. Corazones con ancho de 30% a 50% de la altura del agua se han comportado siempre bien, en cualquier suelo y con cualquier altura de presa.

2. Corazones con ancho comprendido entre 15% y 20% de la altura del agua, se consideran por lo general demasiado delgados, pero bien constituidos y adecuadamente protegidos por sus filtros han demostrado buen comportamiento en la mayoría de las circunstancias.

3. Corazones de ancho de 10% de la altura del agua o menor se han construido raramente y deben ya verse como probablemente inadecuados.

El que un corazón sea vertical o inclinado (ver Fig. 2.8) tiene sus ventajas y sus inconvenientes, una ventaja del vertical es que ofrece mayor protección contra el agrietamiento en la zona de contacto con la cimentación, debido a que existen ahí mayores presiones; otra ventaja es que, para el mismo volumen del material, el ancho de un corazón vertical es mayor que el de uno inclinado. La ventaja principal del corazón inclinado es que permite construir primero la parte del respaldo de aguas abajo; esta puede ser una ventaja muy grande en climas en que la época seca necesaria para compactar un corazón arcilloso es de muy poca duración. Otra ventaja del corazón inclinado residen en que con él pueden hacerse filtros más delgados, con el consiguiente ahorro de materiales especialmente costosos.

A veces en una presa no se puede determinar con absoluta precisión (en la etapa del proyecto) la profundidad de las excavaciones necesarias para garantizar un buen contacto entre el terrapén y la cimentación. En este caso un corazón inclinado tiene la desventaja de que su arranque resulta variable con la profundidad de la excavación que a fin de cuentas haya de realizarse y que dicha excavación se desplace lateralmente.

4.2.9 Altura de la presa

La altura necesaria de una presa de tierra es la distancia desde la cimentación hasta la superficie del agua en el vaso, cuando esta descargando el vertedor a la capacidad de diseño, más una cantidad por bordo libre para considerar marea por viento, olas y temblores. Los estudios de

las fallas de presas de tierra, indican que el 40% se produjo por desbordamiento del agua en la presa debido a un bordo libre insuficiente o inadecuada capacidad del vertedor de demasías.

Los materiales de tierra se consolidan cuando son cargados, pero esta consolidación no es instantánea. La consolidación se produce por una reducción de los espacios vacíos. En las gravas gruesas, las aberturas de los vacíos son lo suficientemente grandes para permitir un rápido escape del agua y del aire confinados y puede ocurrir la consolidación total antes de que se termine el dique. En los suelos de grano fino, la consolidación es menos rápida y puede ser necesario proveer una altura adicional de relleno de forma que, después del asentamiento, el dique tenga la altura deseada. La tolerancia o margen para hacer la consolidación puede determinarse por pruebas de laboratorio y por observación del asentamiento durante la construcción. La tolerancia usual para consolidación está entre 2 y 5% de la altura total de la presa. Algunas veces se utiliza para acelerar la consolidación, hacer el desagüe del material de la cimentación.

Los muros de parapeto de 0.1 a 1.0 metros de altura, se ponen algunas veces en el lado de aguas arriba de la cresta de una presa de tierra. Tales muros únicamente se consolidan como factor adicional de seguridad, pero ellos pueden ser construidos lo suficientemente resistentes para que sean considerados como elemento del bordo libre. Esta última práctica solo es económica en las presas que tienen más de 10 metros de altura.

La altura de la presa se determina utilizando las curvas área - volumen, en donde si se entra con el volumen demandado se obtiene una altura de agua determinada; a esta altura encontrada hay que sumarle además cierta distancia vertical, que es lo que se considera como bordo libre; también es necesario considerar un aumento en la altura debido a los asentamientos que pudieran ocurrir, este valor podría ser un 10% del valor de altura que se ha determinado (altura de agua más bordo libre). De ésta manera se obtiene en forma tentativa la altura total de la presa.

4.2.10 Filtración (flujo de agua en suelos)

Ninguna presa de tierra puede considerarse impermeable, y cierta filtración por la presa y su cimentación debe esperarse que se presente. Si la intensidad o ritmo de la caída de presión resultante de la filtración, excede a la resistencia de una partícula del suelo en movimiento, esa partícula tenderá a moverse. Esto produce la tubificación, que es la remoción de las partículas más finas en general, justamente aguas abajo del pie del dique. Al contrario de lo que comúnmente se prevee, ha habido más fallas por tubificación en presas construidas con arcilla que en presas construidas con limos y arenas sin cohesión. Estudios recientes han mostrado que ciertas arcillas (arcillas expansivas) son muy erosionables. Estas arcillas se erosionan por un proceso llamado dispersión, en donde las fuerzas superficiales eléctricas de repulsión entre partículas individuales de arcilla son separadas del cuerpo principal del suelo.

La filtración a través de las presas de tierra puede reducirse dándoles una base muy alta; por la colocación de un delantal impermeable en el paramento de aguas arriba; por el uso de un núcleo o corazón de arcilla, o por un diafragma de madera, acero o concreto. La filtración a través de los materiales permeables de la cimentación puede reducir, aumentándole la longitud a la filtración con un delantal relativamente impermeable que se extiende aguas arriba de la presa (Fig. 4.1) o por uno o más pilotes, concreto o por corazones de arcilla que se extienden dentro de la cimentación y se ligan con el núcleo impermeable de la presa. Una cortina de material inyectado, formado por forzar lechada de cemento a través de agujeros perforados espaciados muy juntos, proporcionan un medio efectivo de detener la filtración a través de la roca fracturada. En cualquier caso, normalmente se ponen drenes cerca del talón de la presa para permitir el escape libre del agua de filtración, que pasa cualquier barrera que se construya.

Los drenes, generalmente, consisten en una punta de roca o enrocamiento (Fig 4.1b) o un delantal de drenaje (Fig 4.2a) de material grueso, en el que la filtración de agua capta y se mueve hacia el punto donde puede descargarse con seguridad. Para evitar el movimiento del material fino

de la presa hacia el dren, el material del dren se gradúa desde el relativamente fino en la periferia del dren, hasta el grueso cerca del centro. Un delantal de drenaje se extiende más allá debajo de la presa que lo que la punta de roca. Si una capa de la cimentación permeable se cubre con una capa menos permeable, pozos de alivio o una fosa de dren a través de la capa superior pueden necesitarse para permitir el escape del agua de filtración. Si esto no se hace, el agua puede subir cerca del pie de la presa, a no ser que el peso del material sea suficiente para resistir la subpresión.

La cantidad de filtración se estima con la red de flujo, la que consiste en dos grupos de curvas: líneas equipotenciales (líneas de igual energía) y línea de corriente del escurrimiento, que son normales a las líneas equipotenciales. Es conveniente trazar únicamente un número limitado de líneas para que el ritmo del escurrimiento entre cada par de líneas de flujo sea igual y que la caída de energía entre las líneas potenciales sucesivas sea la misma. La distancia entre las líneas de corriente se hace igual a la distancia entre las líneas potenciales, formando así una superficie de cuadrados. Cuando las líneas de corriente son curvadas, los cuadrados están distorsionados, pero están más aproximados a lo perfecto, conforme el número de líneas se aumenta, aproximándose a cuadrados verdaderos, cuando se vuelven de tamaño infinitesimal. Algunas redes de flujo típicas se muestran en el figura 4.2.

⁵ En este trabajo se considera que todos los suelos son homogéneos e isotópicos, es decir, que la permeabilidad es independiente de la localización y dirección del flujo. En muchos suelos, sustancialmente la permeabilidad es mayor en la dirección horizontal que en la vertical.

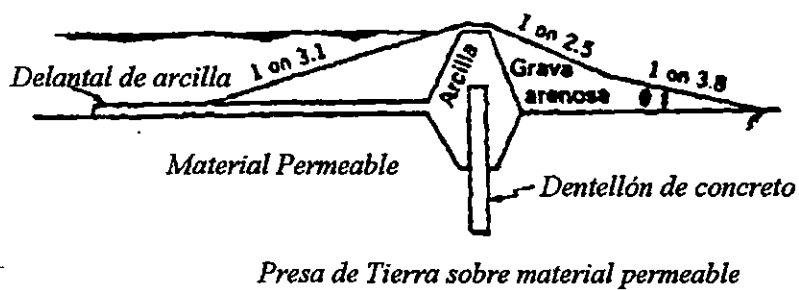
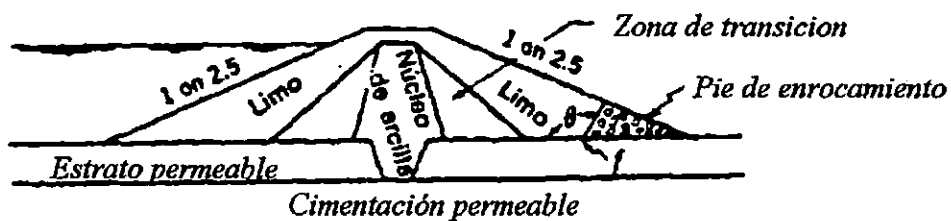
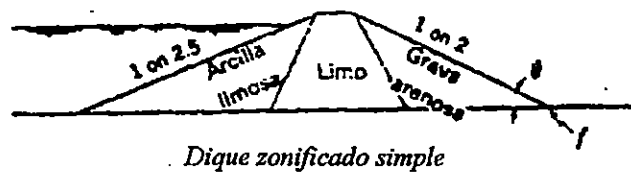


Fig. 4.1 Secciones Transversales de Presas Típicas de Tierra.

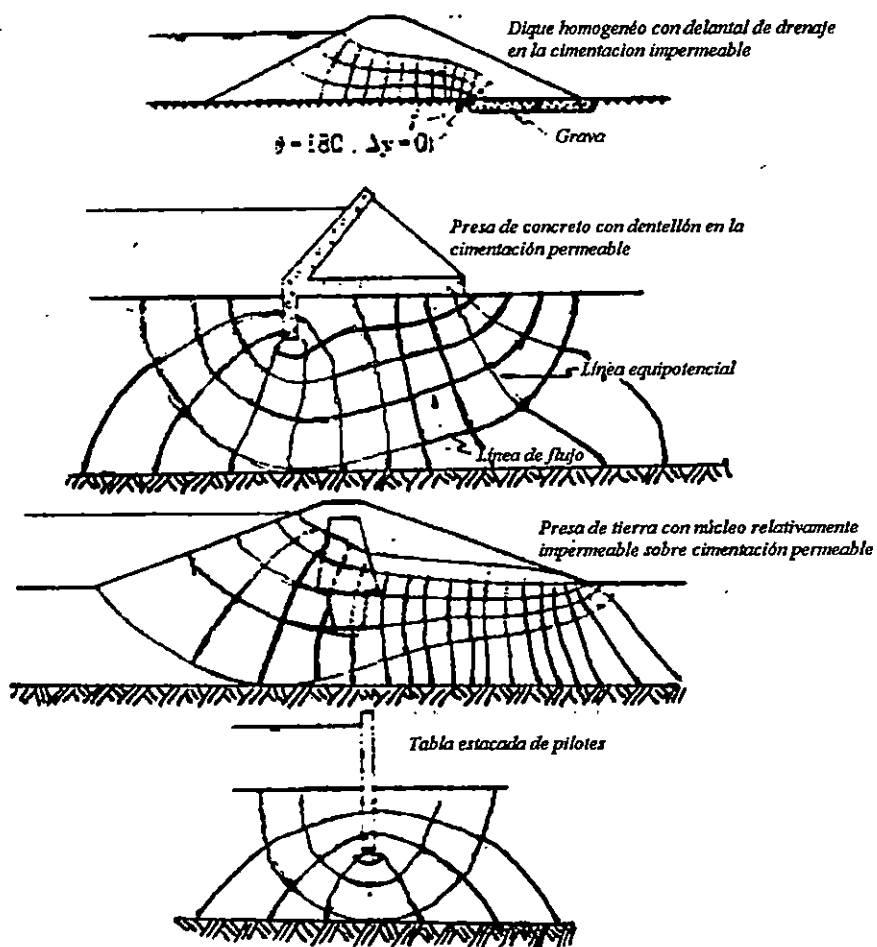


Fig. 4.2 Redes de Flujo para Filtración por o alrededor de Presas de Tierra

El arreglo o patrón de la red de flujo, puede determinarse en diversas formas.

En los casos simples, generalmente se construyen las redes de flujo trazando a mano diagramas con ajuste y correcciones graduales hasta que las líneas exteriores de corriente, son la línea de filtración y cualquier frontera impermeable de la presa o la cimentación. La línea de

filtración (también línea de saturación o línea freática) en una presa de tierra, es la línea arriba de la cual no hay presión hidrostática. Casagrande ha sugerido un método aproximado para trazar la línea de filtración de una presa de tierra en una cimentación impermeable, basándose en la consideración de que se trata de una parábola con un foco en "f" (Fig 4.3), que es el punto de intersección de la línea equipotencial de aguas abajo y de la línea de corriente a lo largo de una frontera impermeable. La parábola también corta la superficie del agua aproximadamente a 0.3 de la distancia horizontal, desde el paramento de la presa hasta el extremo o punta de aguas arriba del dique, o se $AB = 0.3 BC$. La directriz de la parábola es una distancia $AD = Af$ contada desde A, y cualquier punto sobre la parábola es equidistante del foco y de la directriz. El final o extremo de aguas arriba de la línea de filtración esta en B. O sea la intersección de la superficie del agua en el vaso y del paramento de aguas arriba de la presa. El extremo de la línea de filtración en el paramento de aguas abajo (pie de roca o delantal), esta debajo de la parábola a una distancia Δy , que esta definida por la siguiente ecuación

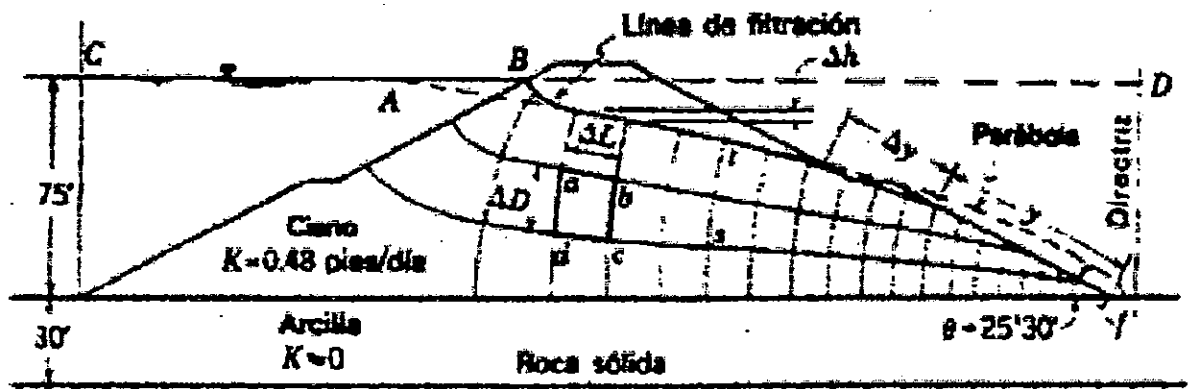


Fig. 4.3 Localización de la Línea de Filtración de una red de flujo para un presa de tierra

$$\Delta y = (y + \Delta y) (180 - \theta) / 400$$

donde y , Δy , y θ están definidos por las Figs. 4.3, 4.4 y 4.5.

El ritmo de la filtración puede calcularse con la Ley de Darcy ($Q = k i A$), aplicando el principio de continuidad entre cada par de líneas de corriente, es evidente que la velocidad debe variar inversamente con el espaciamiento. Considerando que la sección transversal de la Fig. 4.5 Tenga un ancho unitario, el escurrimiento por el cuadrado $abcd$ es $\Delta q = K \Delta D (\Delta h / \Delta L)$. Como $\Delta D = \Delta L$ y $\Delta h = h/N$, donde N es el número de incrementos en que se divide la caída de potencial se deduce que $\Delta q = K h/N$. El escurrimiento total por un ángulo unitario de la presa, en consecuencia, es el siguiente:

$$q^* = N' \Delta q = N' K h / N$$

donde N' es el número de espacios entre la línea de corriente.

4.2.10.1 Flujo de Agua a través de Presas de Tierra

Considerando las trayectorias del flujo de agua a través de los suelos reales y las correspondientes presiones de poro son extremadamente complejas, debido a la manera errática en la que es probable que varíe de punto a punto y en diferentes direcciones la permeabilidad. Sin embargo, a pesar de las complejidades de los problemas reales se puede estudiar la filtración y sus efectos, estudiando el flujo en condiciones sencillas esquematizadas.

La cimentación geológica existente bajo una presa, además de ser muy fuerte para resistir las cargas calculadas, ha de ser también lo bastante compacta para formar una barrera lo suficiente impermeable para evitar la fuga del vaso. Esto no solo es necesario para conservar el volumen de agua sino para evitar que cualquier corriente pase a través del suelo ejerza una acción de erosión gradual, que intensifique las condiciones desfavorables.

La línea de corriente superior es una curva que se aproxima a una parábola supeditada a las condiciones de entrada y salida de flujo a través de las fronteras que lo definen, para presas con taludes cualquiera se ocupa la fórmula:

$$Q = k i A$$

Donde:

K = coeficiente de permeabilidad

i = gradiente hidráulico

A = área

$K = Q/i A$ Ecuación de Darcy para determinar el coeficiente de permeabilidad.

$Q = (h_1 - h_2) / 2d$ Ecuación para el gasto según Dupuit.

h_1 = altura de entrada

h_2 = altura de salida

d = distancia horizontal entre entrada y salida

k = coeficiente de permeabilidad

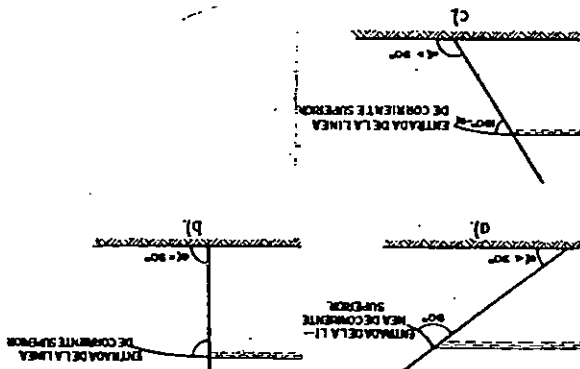
4.2.10.2 Línea de Corriente Superior.

4.2.10.2.1 Condiciones de entrada y salida de la línea de corriente superior.

La forma en que la línea de corriente superior debe de entrar en el material permeable de la presa de tierra, puede determinarse fácilmente a partir del hecho de que la superficie de entrada 1-2 (fig. 4.4) es una línea equipotencial, en tanto que la línea de corriente superior lo es de flujo; por lo tanto, la línea en cuestión debe de entrar en la presa formando precisamente el ángulo de 90° con la superficie 1-2.

Las condiciones de salida de la línea de corriente superior, o sea el ángulo con que dicha línea intersepta al talud aguas abajo de la presa en el punto *f* (figura 4.4), dependen del ángulo

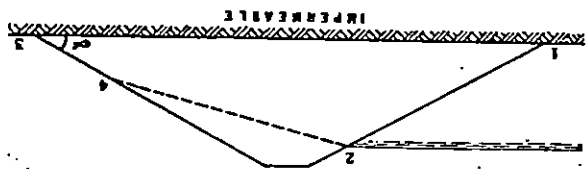
Fig. 4.5 Condiciones de entrada de la línea de corriente superior en la presa de tierra



la parte c) de la fig. 4.5.

La línea de entrada de corriente superior puede, sin embargo, ocurrir en la presa de un modo diferente cuando el talud aguas arriba de la presa está invertido ($\alpha > 90^\circ$), según se muestra en

Fig. 4.4 Condiciones de frontera en el problema del flujo de agua a través de una presa de tierra



que dicho talud forma con la horizontal. Cuando ese ángulo es menor o igual que 90° , como sucede con el de la fig. 4.4, la línea de corriente superior debe salir tangente al talud aguas abajo, siendo el punto de tangencia el 4.

Si el talud aguas debajo de la presa es vertical ($\alpha = 90^\circ$), la condición de salida estudiada arriba se sigue cumpliendo (fig. 4.6).

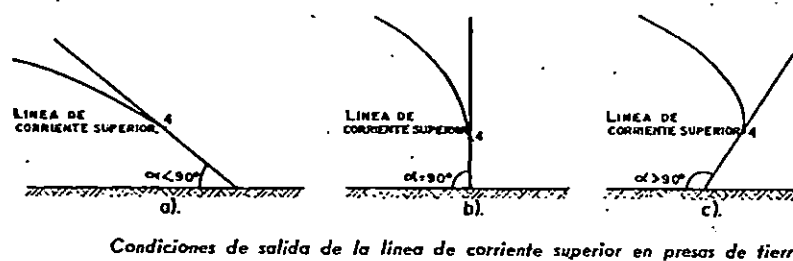


Fig. 4.6 Condiciones de salida de la línea de corriente superior en presas de tierra.

Existen varias soluciones para el trazo de la línea de corriente superior, dependiendo del ángulo que se trate; entre ellas se tienen:

4.2.10.2.2 Solución de Schaffernak y Van Iterson para la línea de corriente superior en una presa de tierra.

El primer método aproximado para conocer la forma de la línea de corriente superior en una presa de sección homogénea o en el corazón impermeable de otra de sección diferente, fue presentado simultáneamente por Schaffernak y Van Iterson.

Considérese la presa de la fig. 4.7

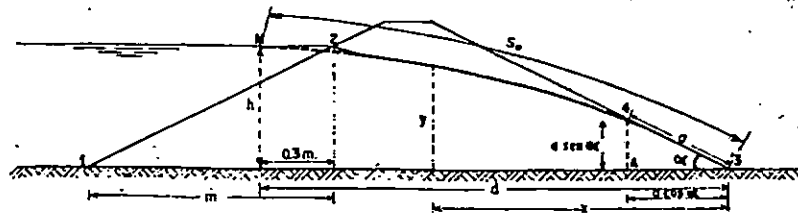


Fig. 4.7 Solución de Schaffernak y Van Iterson, para $\alpha < 30^\circ$

Se supondrá en primer lugar, que se conoce un punto de la línea de corriente superior; este punto será el M, de coordenadas (d, h) consideradas conocidas.

La posición de M puede fijarse siguiendo una regla propuesta por A. Casagrande, según la cual el punto M está en el nivel del agua tras la presa y a una distancia de la proyección horizontal del punto 2 igual a 0.3 m, donde m es la dimensión que se señala en la fig. 4.7.

La ecuación de la línea de corriente superior está definida así:

$$\text{Si } x = d, \quad y = h$$

$$q(d-x) = k(h^2 - y^2)/2$$

La línea de corriente superior debe salir tangente al talud aguas abajo en el punto 4. Se denominará "a" a la distancia 3-4, medida sobre dicho talud. Entonces, para la sección vertical por 4 se tiene:

$$x = a \cos$$

$$y = a \sin$$

Para obtener el valor de a se utiliza la fórmula :

$$a = d/\cos - \sqrt{\left\{ \left(\frac{d^2}{\cos^2} \right) - \left(\frac{h^2}{\sin^2} \right) \right\}}$$

Esta ecuación permite calcular el valor de a y situar, por lo tanto, al punto 4 de salida de la línea de corriente superior.

A. Casagrande recomienda que solamente se utilice esta fórmula en aquellos casos en que $\alpha < 30^\circ$

Conocidos los puntos M y 4 puede trazarse la parábola para tener así dibujada la línea de corriente superior (fig 4.7). La parábola así trazada pasa bajo el punto 2, que indiscutiblemente tiene que ser el punto de entrada de la línea de corriente superior. A. Casagrande recomienda hacer a ojo una corrección en esta zona, de manera de cumplir con la condición de entrada de la línea de corriente superior, que debe ser normal en 2 al talud de aguas arriba de la presa. Esta corrección se ha hecho en la fig. 4.7.

4.2.10.2.3 Solución de L.A. Casagrande para la línea de corriente superior en presa con $\alpha < 60^\circ$

L. A. Casagrande propuso un método que mejora al presentado anteriormente .

Suponiendo conocido el punto M (d, h), lo cual también es un prerequisite indispensable para aplicar esta solución y suponiendo también que se dispone de la distancia S_o sobre la línea de corriente superior correspondiente a ese punto.

Para obtener el valor de a se tiene en cuenta una vez más el hecho de que la línea de corriente superior pasa por el punto 4, de coordenadas :

$$s = a$$

$$y = a \operatorname{sen} \alpha$$

$$a = S_o - \sqrt{S_o^2 - (h^2/\operatorname{sen}^2 \alpha)}$$

Para poder calcular a se requiere, sin embargo conocer S_o . Casagrande recomienda calcular S_o como primera aproximación con la fórmula :

$$S_o = \sqrt{a^2 + h^2}$$

Donde y_o es la ordenada en el origen de coordenadas de la línea de corriente superior. En la solución se supone otra vez un punto conocido M de coordenadas d y h , con lo cual se pueden encontrar las distancias a_o y y_o con los sentidos anotados en la fig. 4.8.

$$a_o = y_o/2 = \frac{1}{2} (\sqrt{(d^2 + h^2)} - d)$$

4.2.10.2.5 Solución de A. Casagrande para la línea de corriente superior en una presa de tierra $60^\circ < \alpha < 180^\circ$.

A. Casagrande extendió la solución rigurosa de Kozeny de manera de llegar a soluciones aproximadas, pero de alto valor práctico, útiles para todos los casos en que el ángulo α tiene valores comprendidos entre 60° y 180° . Su solución consiste, en adoptar como primera aproximación para la forma de la línea de corriente superior la parábola de Kozeny, para corregir, como siguiente etapa, tanto la entrada como la salida de la tangente al talud aguas abajo, a fin de lograr que la línea que se traza satisfaga ambas condiciones.

La recomendación de A. Casagrande se aplicará con referencia a la fig. 4.9 y consiste en la extensión del uso de la parábola de Kozeny

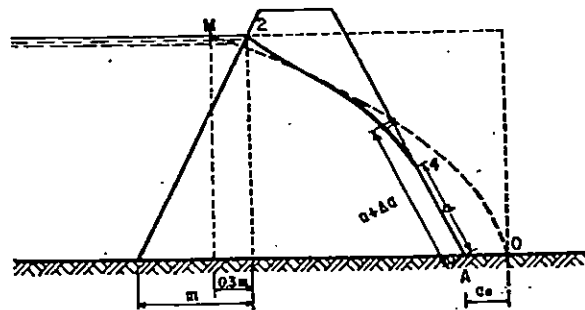


Fig. 4.9. Solución de A. Casagrande para la línea de corriente superior con $60^\circ < \alpha < 180^\circ$

Dada la sección con el ángulo α comprendido entre 60° y 180° , en este método se traza

la parábola, colocando el foco de la curva en el punto A. La posición de O, punto de la parábola

se determina calculando la distancia a_0 por medio de la fórmula anterior:

Una vez que se ha dibujado la parábola, el paso siguiente es establecer la posición del

punto 4 por medio de la distancia a. A. Casagrande después de dibujar las redes de flujo para

diferentes ángulos α comprendidos entre 60° y 180° y comparada la distancia $a' = a + \Delta a$ entre

el pie del talud con la correspondiente distancia a entre el pie del talud y el punto 4, encontró que

existe una relación entre a y a', lo que permite obtener a conociendo a'. Esta relación expresada

en la forma $a'/(a + \Delta a)$ es la que aparece en la fig. 4.10.

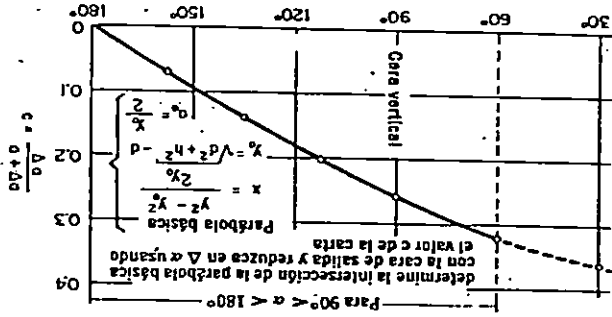


Fig. 4.10

4.1.10.3 Red de Flujo

Una red de flujo consiste en dos familias de curvas ortogonales entre si que son las líneas

de flujo y las líneas equipotenciales. Las líneas de flujo son líneas de corriente del escurrimiento

del agua y las líneas equipotenciales son líneas de igual energía del agua.

Las líneas deben ser trazadas de tal manera, que el ritmo del escurrimiento entre cada par

de líneas de flujo sea igual y que la caída de energía, entre líneas equipotenciales sea la misma.

La distancia entre las líneas equipotenciales debe hacerse igual a la distancia entre líneas de flujo para obtener así una red de cuadros. Si las líneas de flujo son curvadas habrá que trazar un número mayor de líneas para tratar de formar cuadrados.

Las redes de flujo se construyen trazando a mano diagramas con ajuste y correcciones graduales hasta que las líneas de corriente y las equipotenciales se corten en ángulos rectos.

La red de flujo es la representación gráfica de las líneas de flujo y las equipotenciales usadas en los fenómenos de filtración. (ver figura 4.11)

Líneas Equipotenciales: Es la línea a la que el agua sube a la misma elevación de las líneas de flujo en forma curvilínea para formar dicha red.

Líneas de Flujo: Es la trayectoria que sigue una partícula de agua cuando se filtra en las condiciones de flujo laminar a través del suelo.

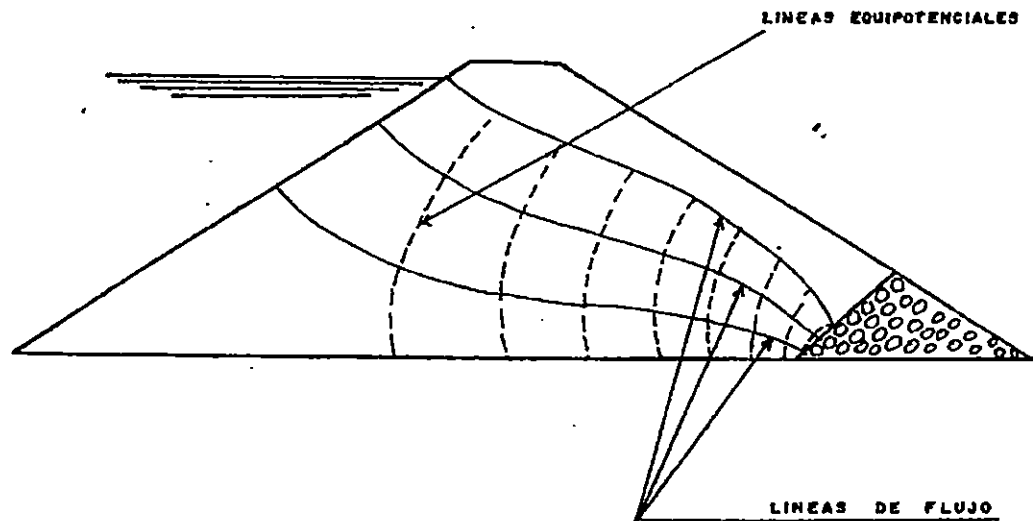


Fig. 4.11 Representación Gráfica de la Red de Flujo

4.2.11 Estabilidad de Presas de Tierra

4.2.11.1 Método de Análisis de Estabilidad con Dovelas:

El método comienza suponiendo una superficie de falla curva, pero de forma arbitraria, no necesariamente circular. La masa deslizando se divide en dovelas de cualquier ancho, en las que el arco y la cuerda subtendida en la base de la dovela no difieran grandemente en longitud; la base de cada dovela debe desarrollarse, además, en material de un solo tipo. (Ver Figura 4.12a)

El paso siguiente es el cálculo de todas las fuerzas actuantes conocidas en cada dovela, las cuales son: el peso de la dovela, las fuerzas ejercidas por la presión del agua en la parte izquierda, derecha y la base de la dovela; y la fuerza de cohesión C.

Además de las fuerzas anteriores se tienen las fuerzas laterales efectivas que obran en las

caras de la dovela por acción de las dovelas vecinas, la fuerza normal efectiva, Ne en la base de la dovela y, finalmente, la fuerza tangencial en la misma base, debida al efecto de fricción a lo largo de ese fragmento de la superficie de falla. La fuerza resultante de estas dos últimas debe formar un ángulo con la normal a la base de la dovela. En cuanto a las fuerzas laterales efectivas, se supone en este método de análisis que su dirección es la misma en todas las dovelas e igual a la inclinación del lado aguas abajo de la presa. De estas fuerzas laterales no interesa su valor en cada cara sino su diferencia E.

Trazando el polígono dinámico con las fuerzas conocidas en magnitud y posición y con las conocidas solo en dirección, puede, al cerrarse el polígono, llegar a conocerse las magnitudes de E, Ne y S. (ver figura 4.12b)

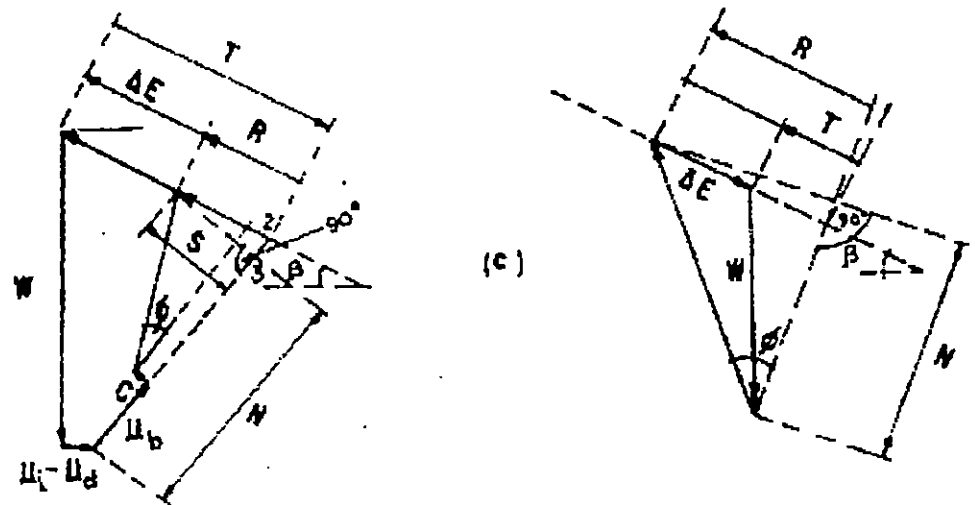
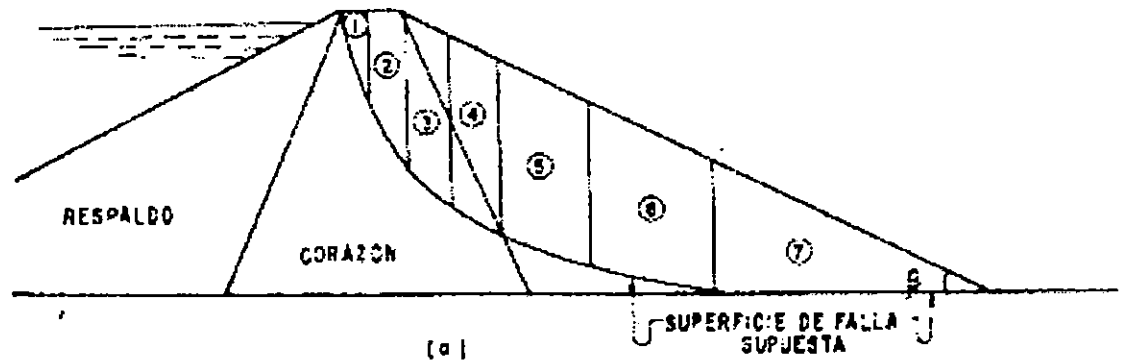


Fig. 4.12 Esquema del Método de Análisis por Dovelas

4.3 DISEÑO DEL RESERVORIO

4.3.1 Obra de toma

Las obras de toma sirven para regular o dar salida al agua almacenada en una presa; puede dejar salir las aportaciones en forma gradual, como en el caso de una presa reguladora;

derivar los volúmenes recibidos a canales o tuberías; como el caso de una presa derivadora; o dar salida al agua con gastos que dependan de las necesidades de aguas abajo de la presa.

Las estructuras de toma pueden clasificarse de acuerdo a su objeto con su distribución física y estructural, o con su operación hidráulica.

Las que descargan directamente a un canal se pueden llamar como de salida a un canal, y las que descargan en tuberías pueden llamarse con salida a una tubería.

Para la circulación del agua en un sistema de tubería cerrada, es aplicable la ecuación de Bernoulli para el análisis del conducto trabajando a presión, al que se colocara una compuerta de control, en algún punto aguas abajo de la entrada del tubo. También los conductos sin compuertas pueden funcionar llenos, lo que depende de las formas de la entrada. Como complemento de la ecuación de Bernoulli se usara la ecuación de continuidad la cual establece que la velocidad del flujo es inversamente proporcional al área de la sección del conducto.

Una forma practica para la extracción del agua puede ser:

- a) Por medio de un sifón de tubería plástica en el caso de que la altura de la cortina no es demasiado grande y que se disponga de un canal de conducción cerca de la obra.*
- b) Tubería forzada como se muestra en la figura 4.13 en cuyo caso el nivel del extremo sumergido y la descarga debe ser adecuado para evitar velocidades de flujo muy pequeñas, además deberá colocarse tapón en la parte superior de la descarga y una válvula de retención.*

Esta tubería se colocara a la parte de la presa y se construirán dentellones de concreto como soporte de la tubería, la cual generalmente es de hierro fundido resistente a la corrosión.

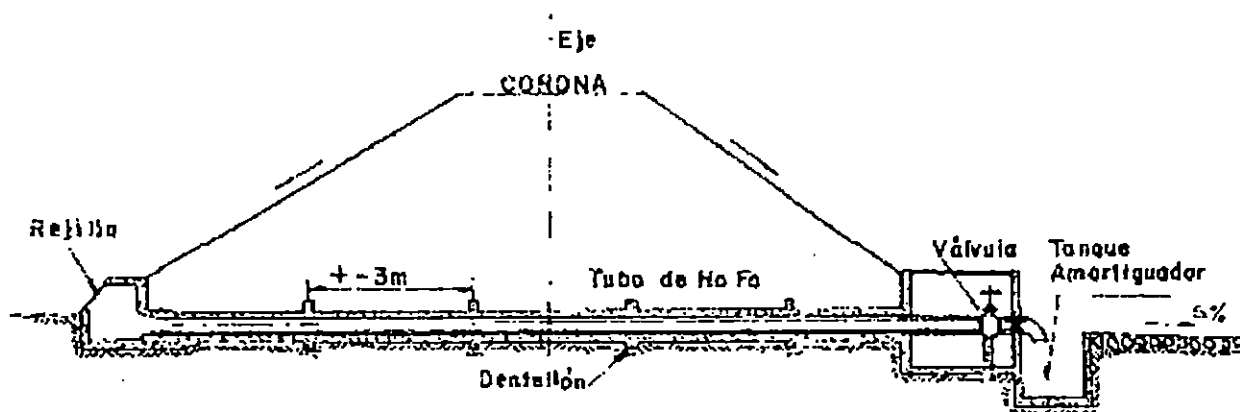


Fig. 4.13 corte Longitudinal de la Obra de Toma

4.3.1.1 Posición de las Obras de Toma en Relación con los Niveles del Agua en el Vaso.

El establecimiento del nivel de la toma y el de las elevaciones de los controles de las salidas y de los medios de conducción, en relación con los niveles de almacenamiento en el vaso, dependen de muchas circunstancias. En primer lugar, con objeto de obtener la capacidad de descarga necesaria, la toma debe colocarse a una distancia mínima abajo del nivel de operación del vaso, para poder disponer de la carga necesaria para la circulación en la obra de toma.

Las obras de toma para las presas pequeñas de almacenamiento se construyen cerca del nivel del cauce generalmente, porque normalmente no se dispone de un almacenamiento permanente.

En las presas que se almacena agua para riego, uso domestico o para la conservación de elementos naturales, las obras de toma deben colocarse lo suficientemente bajas para vaciar todo el espacio destinado al almacenamiento.

4.3.1.2 Tubos de Abastecimiento de agua

Un tubo para abastecimiento de agua debe instalarse debajo y a través de la presa, de tal forma que pueda manejarse apropiadamente el suministro de agua, llenar abrevaderos, depósitos, etc., éste, por lo general, es adicional al vertedero principal. El tubo de abastecimiento de agua debe tener juntas herméticas y estar implementado con un colador (cedazo) en el extremo aguas arriba y de una válvula en el extremo aguas abajo.

Para los caudales pequeños, tales como los que se necesitan para llenar abrevaderos, tanques para aspersión, etc., un tubo de acero de 1½ pulgadas de diámetro funciona adecuadamente.

Donde se requiere caudales más grandes, como para propósitos de riego, se deben emplear tubos de diámetros mayores.

Los tubos de abastecimiento de agua y por lo general, los que atraviesan la presa, se deben proveer de collares antiinfiltración para retrasar la infiltración.

4.3.2 Diseño del vaso

4.3.2.1 Capacidad de Almacenamiento:

La primera etapa de la planeación del proyecto consiste en averiguar que volumen de agua se necesitara almacenar cualquiera que sea la finalidad del vaso, para satisfacer la demanda existente.

Por ejemplo, la finalidad básica de una presa para control de avenidas es tener un almacenamiento o embalse vacío que sea suficiente para permitir la retención de las aguas de avenidas las temporadas de invierno.

La demanda en las presas construidas para fines de riego involucran conocimientos de cultivos y tipos de suelos. En El Salvador la mayoría de presas pequeñas que se construyen son para fines de riego.

4.3.2.2 Curvas Elevación – Area – Volumen:

Una vez se tiene el sitio de la presa y los planos elaborados del terreno que contendrá el vaso, con curvas de nivel interpoladas a un intervalo que nos pueda permitir obtener una descripción detallada de la diferencia de nivel más importante, se procede a sacar las áreas entre curvas usando un planímetro, con el fin de determinar la gráfica :Elevaciones, área, volumen. (figura 4.14)

El incremento de almacenamiento entre dos alturas o elevaciones, generalmente se calcula multiplicando el promedio de las áreas en las dos elevaciones por la diferencia de niveles.

La suma de estos incrementos abajo de cualquier elevación, es el volumen almacenado abajo de ese nivel.

El nivel normal de almacenamiento es la máxima elevación a la cual la superficie del vaso subirá durante las condiciones ordinarias de funcionamiento u operación. Para la mayoría de los vasos de almacenamiento éste está definido por la elevación de la cresta del vertedero.

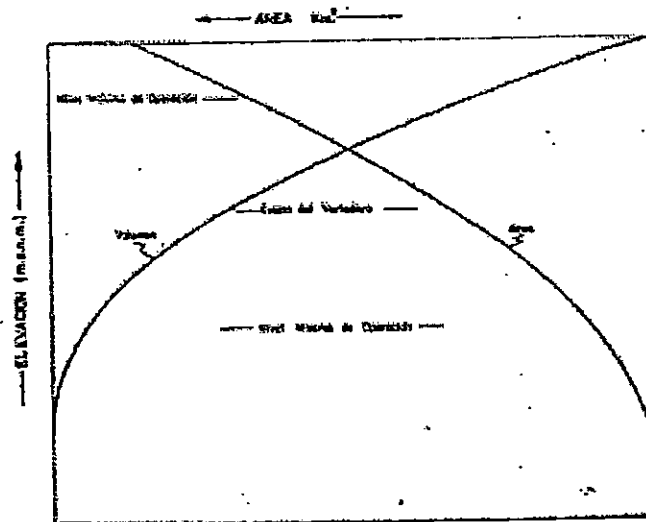


Fig. 4.14 Curva Elevación – Area – Volumen

a) Nivel Mínimo de Abastecimiento:

Es la mínima elevación a la cual trabajará el vaso en condiciones normales. Este nivel puede fijarse por elevación de la toma o salida más baja de la presa.

El volumen de almacenamiento entre el nivel mínimo y el normal se llama "almacenamiento útil".

Durante las avenidas, las descargas sobre el vertedero hace que el nivel del agua suba arriba del nivel normal de almacenamiento, este volumen generalmente no se controla sino se deja derramar sobre su vertedor.

El agua retenida abajo del almacenamiento mínimo, es el almacenamiento muerto o volumen de sedimentos, recordando que el destino final de todos los valores del almacenamiento es llenarse con sedimentos o azolve. Si la aportación de sedimentos es grande en comparación con la capacidad del vaso, la vida útil de éste puede ser corta. La eficiencia de un vaso disminuye con la edad conforme la capacidad se reduce por la acumulación del azolve. Así el llenado completo del vaso puede exigir un tiempo muy largo pero en la practica, la vida útil de este se termina cuando en la mayoría de su capacidad se llena de sedimentos.

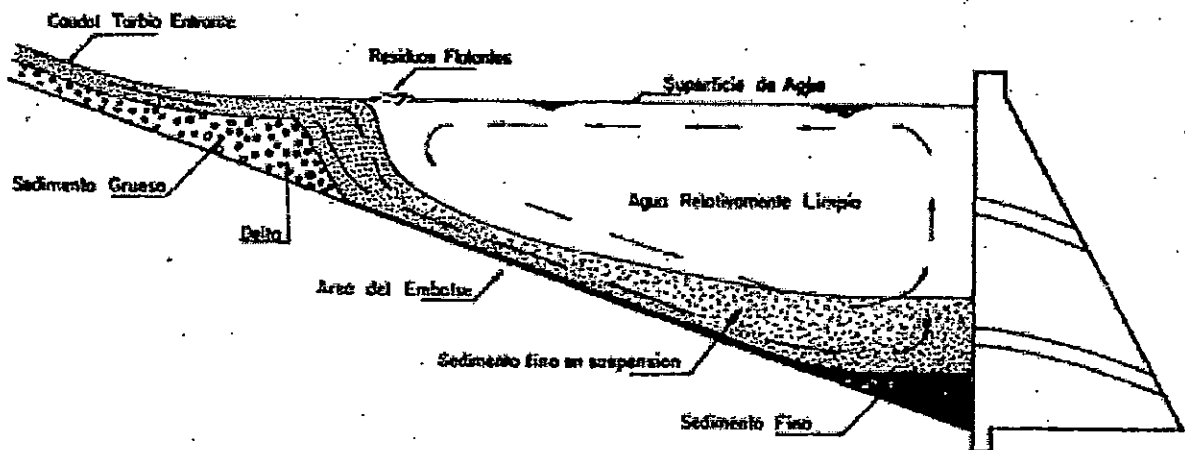


Fig. 4.15 Almacenamiento útil de un embalse

4.3.3 Sellado del vaso del embalse

4.3.3.1 Características del vaso

Las características topográficas del vaso afectan al diseño, sobre todo en lo que se refiere a protección contra el oleaje en el talud aguas arriba y dimensiones del bordo libre. Las características geológicas del vaso también deben tomarse en cuenta, pues las condiciones de inestabilidad o estabilidad casi crítica de taludes naturales pueden ser acentuadas por la saturación e inundación de algunas formaciones durante el llenado del embalse.

4.3.3.2 Métodos de Sellado

Las pérdidas excesivas por infiltración en embalses, se deben por lo general a la selección de un sitio no adecuado para almacenar agua (suelos permeables). La selección de un sitio inadecuado, por lo general es resultado de una inadecuada y pobre investigación en la etapa de planificación. Sin embargo, la necesidad de agua en algunos sitios, puede ser tan importante que puede justificarse la selección de un lugar permeable; en tales casos, los planes para reducir las pérdidas por infiltración mediante el sellado debe ser parte del diseño.

El problema de superar las pérdidas por infiltración se reduce a disminuir, mediante técnicas de ingeniería, la permeabilidad de los materiales del terraplén. Las pérdidas pueden reducirse por la aplicación de los métodos discutidos más adelante; sin embargo, la alternativa de cual usar, dependerá grandemente de las proporciones de arena de grano grueso, grano fino, barro y limo de grano fino que contenga el suelo. Una investigación completa de los materiales a sellar deberá llevarse a cabo por un especialista en suelos, antes de seleccionar el método; por lo general, es indispensable contar con un análisis de laboratorio de los materiales.

a) Sellado sólo por Compactación

Las áreas del embalse que contengan un apreciable porcentaje de material de grano grueso, pueden impermeabilizarse con relativa facilidad, compactando adecuadamente el material. Este método de sellado es el más barato de los que se podrían emplear, pero su uso está limitado por las condiciones del suelo.

El área del embalse que va a sellarse, deberá limpiarse de toda vegetación, raíces, etc., antes de colocar el material impermeable de sellado. El suelo deberá ser escarificado a una profundidad de 20 a 25 centímetros, con un equipo adecuado y seguidamente se deberá colocar las capas del material impermeable con condiciones de humedad óptimas. Para esta actividad es aconsejable utilizar un rodillo compactador pata de cabra, dando las pasadas que sean requeridas según el diseño.

El grueso de la capa compactada no debe ser menor de 20 centímetros, para embalses con profundidad hasta de tres metros. Ya que las pérdidas por infiltración varían directamente con la profundidad del agua embalsada, el grueso de la capa compactada deberá aumentarse proporcionalmente cuando la profundidad del agua exceda de tres metros. Esto por lo general, requiere de la colocación de dos o más capas con espesor no menor de 20 centímetros.

b) Uso de Capas de Barro

Las capas del embalse que contengan apreciables porcentajes de suelo de grano grueso, podrán ser impermeabilizadas, agregándoles una cantidad suficiente de arcilla, empleando para esto un efecto de interferencia. Este trabajo consiste en cubrir el material permeable con una capa de barro y material fino, en proporciones adecuadas; este material deberá contener aproximadamente no menos del 25% en peso de partículas de barro.

El grueso de la capa dependerá de la profundidad del agua a embalsarse; este grueso mínimo no debe ser mayor de 30 centímetros para todas las profundidades de agua hasta tres

metros. El proceso de construcción es similar al descrito previamente al referirnos a la construcción de terraplenes.

c) Sellado de Bentonita.

Las pérdidas por infiltración, en suelos bien graduados de grano grueso, pueden reducirse notablemente agregando bentonita. La bentonita es una arcilla coloidal, de textura fina que absorbe varias veces su peso en agua. Completamente saturada la bentonita puede aumentar de 8 a 15 veces su volumen original. De esta manera, cuando la bentonita se mezcla en proporciones correctas con el material de grano grueso y la mezcla es completamente compactada y saturada, las partículas de bentonita llenarán los poros del material permeable y lo harán casi impermeable. En este orden de ideas, un análisis de laboratorio del material a tratar deberá realizarse, a manera de determinar la cantidad de bentonita que deberá aplicarse por unidad de área. Las cantidades de aplicación van de 10 a 30 libras por metro cuadrado, dependiendo de las condiciones del sitio. Un aspecto muy importante que hay que tener en consideración es que la bentonita al secarse regresa a su volumen original y deja grietas en el área del embalse; por esta razón, no se recomienda para embalses donde se espera una fuerte fluctuación del nivel de agua.

Como en otros métodos, el área del embalse deberá limpiarse de toda vegetación, todo agujero, zanja y las áreas del material permeable expuesto deben llenarse con material compactado.

El contenido de humedad del suelo en el área a tratarse, debe ser óptimo para obtener una buena compactación. Si el área se encuentra muy mojada, las operaciones de sellado deben posponerse hasta que las condiciones de humedad sean satisfactorias; consecuentemente, si el material está muy seco, deberá agregarse agua mediante el riego.

Cuando se aplica bentonita, esta deberá extenderse uniformemente sobre el área a tratar en la proporción determinada en el análisis de laboratorio. La bentonita deberá mezclarse con el

suelo a una profundidad de por lo menos 15 centímetros con un escarificador fino o equipo similar. El área debe entonces, ser compactada con cuatro o seis pasadas de compactadora pata de cabra.

En el caso de que pueda transcurrir un tiempo considerable entre la aplicación de la bentonita y el llenado del embalse, será necesario proteger la capa colocada con paja u otro material similar, debidamente compactado. Las áreas tratadas sujetas a la entrada de corriente deberán protegerse mediante la colocación de piedra.

d) Uso de Geotextiles y Geomembranas

Entre los avances más importantes de la ingeniería de suelos en las décadas de los años setenta y ochenta fue la masificación del uso de telas poliméricas para mejorar el comportamiento ingenieril de las estructuras de suelo. Hoy en día estos materiales se utilizan con amplitud en la construcción de canales, presas y taludes en terraplen y en corte, muros de contención, etc.

Una amplia variedad de productos se fabrican y se conocen con diferentes nombres los cuales pueden ser : geotextiles, geomembranas, mallas abiertas o geomallas. En su fabricación se utilizan principalmente polímeros plásticos; los más comunes son el polipropileno, el poliéster, el polietileno y la poliamida. Puesto que no existe una terminología formalmente reconocida para denominar estas telas , la tendencia es designar como geotextiles a las telas permeables, y como geomembranas a las impermeables. Las geomembranas pueden fabricarse, por ejemplo, por formando hojas continuas que tienen particular utilidad como revestimiento impermeable en embalses y presas.

Estas telas pueden contribuir en una estructura de suelo en cuatro funciones diferentes, las cuales son:

- a) **Refuerzo:** para mejorar las características de resistencia y disminuir las características de deformación de la masa de suelo.

- b) *Separación: para mantener una interfase bien definida entre dos materiales adyacentes durante la construcción y a lo largo de la vida útil de una estructura.*
- c) *Filtración: para permitir el libre flujo de agua a través de la interfase entre dos materiales de diferente graduación sin que los finos pasen de un material a otro.*
- d) *Drenaje: para captar y canalizar las aguas subterráneas y las aguas superficiales.*

4.3.4 Análisis de Posibles Fugas en el Perímetro del Embalse

El analizar este tipo de falla de una obra de almacenamiento es de vital importancia debido a que la conservación del agua es nuestro propósito principal. Este tipo de falla consiste en la fuga del agua embalsada a través de las conexiones permeables del vaso con el exterior.

Estas conexiones generalmente están constituidas por fracturas, conductos permeables, otra causa potencial de fugas es la disolución de rocas calcáreas como el yeso, que son rápidamente atacadas por el agua, particularmente si esta tiene altos contenidos de bióxido de carbono.

Contra tales eventualidades no es posible dar procedimientos de análisis durante el diseño y construcción, salvo la recomendación de estudiar a conciencia todos los detalles geológicos regionales del perímetro de este embalse en la cual se encuentra una serie de fallas geológicas.

- a) *Fracturas abiertas o rellenas de material permeable o erosionable*
- b) *Contactos permeables entre formaciones geológicas diversas.*
- c) *Formaciones cavernosas o permeables*
- d) *Topografía del nivel freático*

Si no se estudian bien estas fallas, durante el llenado aparecen numerosas fugas concentradas siendo imposible sellarlas, ya que la mayoría de esfuerzos son inútiles.

Muchas veces estas grietas se encuentran completamente ocultas por depósitos de suelo superficial que incapaces de soportar la carga de agua del embalse ceden al peso del agua, lo cual genera pérdidas en dicho almacenamiento.

Generalmente todos los detalles geológicos que pueden dar lugar a fugas de agua en el vaso (fracturas, grietas) pueden ser tratados.

Pero las fallas verdaderamente catastróficas son las debidas a la tubificación por erosión interna, ya que ellas ocurren sin previo aviso, con el embalse lleno y a veces muchos años después de que el vaso fue puesto en operación por primera vez.

Una observación de carácter general que debe recordar el ingeniero, es el de los taludes naturales se componen de rocas que deben ser estudiadas, para saber el tipo de roca, la disposición de fracturamiento, los rellenos de las grietas, la alteración sufrida por intemperismo, para estudiar la estabilidad de estas laderas o del conjunto de masa rocosas, se requiere estudiar cuidadosamente esta masa pétreo. Los cálculos sobre las posibilidades de una falla en roca plantean problemas de compatibilidad en deformación que obligan a considerar dos valores de resistencia.

- a) La de corte simple por la roca sana en los tramos de la trayectoria que no sean grietas preexistentes por un factor de concentración de esfuerzos.*

- b) *La de fricción en la posible superficie de deslizamiento suponiendo que la roca ha fallado previamente.*

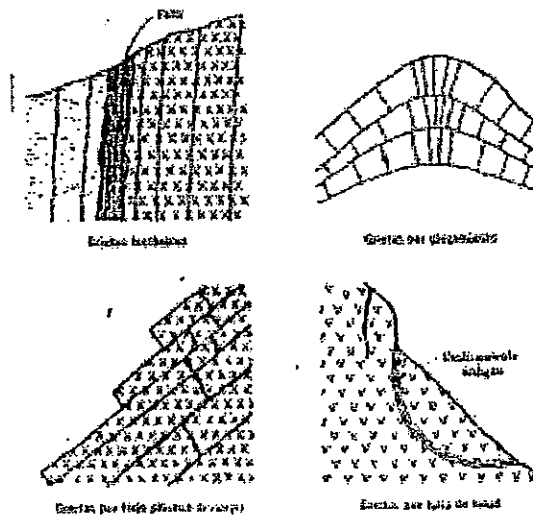


Fig. 4.16 Tipos de Agrietamiento.

4.4 CONSTRUCCIÓN DE LAS PRESAS DE TIERRRA

4.4.1 Derivación de Corrientes

4.4.1.1 Aspectos Generales de las Obras de Desvío

La construcción de una presa sobre el cauce de un río requiere que el sitio de emplazamiento de las obras sea mantenido en seco durante la etapa de ejecución de las mismas. Esto obliga a la construcción de obras para desviar temporalmente el río. El esquema básico para este propósito, que permite un gran número de variantes, consiste en la construcción de dos ataguías (una de aguas arriba y otras de aguas abajo) y de la obra de desvío propiamente dicha (un túnel o un canal), que se inicia aguas arriba de la primera ataguía y finalizada aguas debajo

de la segunda. El río fluirá a través del túnel o del canal, y la zona entre las ataguías deberá mantenerse seca. En algunas ocasiones el túnel o canal se diseña con una capacidad bastante limitada, de modo que no puede permitir el paso de caudales grandes que suelen presentarse durante ciertas épocas del periodo de construcción, ocasionando el vertido por coronación de las ataguías e inundando el sitio de construcción de las obras definitivas. Las ataguías deberán diseñarse en ese caso para resistir el vertido y volver a desempeñar su función de protección tan pronto como bajen los caudales.

Con ríos muy anchos, se pueden recurrir al aislamiento y secado de partes del cauce procediendo sobre sucesivas zonas en el sentido del ancho, realizando por secciones la construcción de las obras permanentes, mientras el río pasa a través de otras partes del cauce.

Se inicia este tema con un listado de los factores que intervienen en la selección del esquema de desvío; luego se habla sobre los esquemas fundamentales de desvío, brevemente bosquejados arriba y se continúa con un resumen de las tendencias actuales en materia de obras de desvío.

La necesidad de manejar el río durante la construcción tiene una influencia relativamente muy importante sobre las consideraciones de diseño para una presa de materiales sueltos como son las de tierra, por esta razón y por que en El Salvador es más común la construcción de estas presas, se le da atención en este trabajo al sistema básico de ataguías y túnel, que es el más frecuente utilizado en la construcción de tales presas; insistiendo sobre todo en los elementos fundamentales del desvío: ataguías y túneles, particularmente sobre estos últimos.

Dentro de ese mismo contexto y considerando que en determinadas ocasiones resulta conveniente, desde el punto de vista económico, permitir que algunas crecientes pasen sobre las

presas de materiales sueltos pero adecuadamente protegidas, se incluye la descripción breve de un

ejemplo de este desvío.

Cuando una presa se va a construir a través del cauce de una corriente debe tomarse en cuenta la derivación del gasto de la corriente a un lado o a través del emplazamiento de la presa durante el periodo de la construcción.

La derivación adecuada reducirá al mínimo los daños serios producidos por las avenidas potenciales al trabajo en progreso. Para estudiar el mejor sistema de derivación deben tomarse en

cuenta los siguientes factores:

- 1- Características de la corriente
- 2- Tamaño y frecuencia de la avenida que se va a derivar
- 3- Método de derivación

4.4.1.2 Características de la corriente:

Los registros de los afloros de la corriente proporcionan la información más segura con respecto a las características, y deben consultarse siempre que se pueda disponer de ellos.

Según el tamaño de la cuenca y su situación geográfica, las avenidas en una corriente pueden ser el resultado de lluvias periódicas, o de aguaceros aislados. Debido a que los escurrimientos de cada una de estas fuentes tienen sus gastos máximos y sus periodos de aguas mínimas en diferentes épocas del año, la naturaleza del escurrimiento influye en la selección del sistema de derivación. En las corrientes que están sujetas solamente a lluvias periódicas es solamente necesario tomar el mínimo de medidas para la derivación en el resto del año. En las corrientes sujetas a aguaceros que pueden ocurrir en cualquier época es más difícil prever las avenidas y, probablemente, las que requieren los sistemas de derivación más elaborados.

4.4.1.3 Selección de la Avenida Derivable:

Por lo general, no es económicamente posible hacer un proyecto para desviar la mayor avenida que haya ocurrido o que se pueda suponer que ocurra y, por lo tanto, la decisión será usar una menor. Lo que trae el problema de estudiar cual es el riesgo que se produce con el sistema de derivación que se pretende utilizar. En el caso de las presas de tierra, en la que quedan expuestas las áreas de la cimentación y la excavación de la estructura, o cuando el rebasamiento del terraplén en construcción puede producir serios daños o la pérdida de la obra parcialmente terminada, la importancia de eliminar el riesgo de inundación es relativamente grande.

Al elegir la avenida que debe usarse en los proyectos de derivación, se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- a) Cuanto tiempo durara la construcción de la obra.*
- b) El costo de los posibles daños a la obra completa o todavía en construcción si se inunda.*
- c) La seguridad de los trabajadores y posiblemente la seguridad de los habitantes aguas.abajo, en el caso de que la falla de la obra de derivación cause inundación.*

4.4.1.4 Métodos de Derivación:

El método o sistema para derivar las avenidas durante la construcción depende de la magnitud de la avenida que se va a derivar; de las características físicas del emplazamiento; del tipo de presa; de la naturaleza de obras auxiliares, como el vertedero, obras de toma, etc..

En los métodos comunes para derivar las corrientes durante la construcción se utiliza uno o una combinación de los siguientes medios: conductos a través o debajo de la presa, canales provisionales a través de la presa o túneles perforados en las laderas.

- a) Conductos: La obra de toma para las presas de tierra exigen con frecuencia la construcción de un conducto que puede utilizarse para la derivación durante la construcción de la presa. Este*

método para manejar la corriente derivada es económico, especialmente si el tamaño del conducto requerido para la obra de toma es el adecuado para dar paso a las corrientes derivadas.

- b) Canal Provisional:** *En los emplazamientos en los que no resulta económico construir un túnel o un conducto lo suficientemente capaz de dar paso a la avenida de proyecto, se puede utilizar un canal provisional pasándolo por un tramo sin construir de la presa de tierra para pasar la corriente mientras que se construye el resto del terraplén.*

La pendiente del canal provisional que atraviesa el terraplén debe ser la misma que la del cauce original, para que la erosión en el canal se reduzca al mínimo.

- c) Túneles:** *La corriente se deriva a un lado del área de construcción por túneles en una o en ambas laderas. La conveniencia de revestir el túnel de derivación puede depender: de la naturaleza de la roca del túnel, de que pueda quedar sin ademe y sin protección durante el paso de la corriente derivada; y de la permeabilidad del material a través del que se tiene que perforar el túnel, porque afectara la magnitud de las filtraciones a través o a un lado de las laderas.*

4.4.1.5 Principales Factores que intervienen en la elección del Esquema de Desvío.

La solución adoptada para el desvío del río durante la construcción de una presa depende de numerosos factores, entre los cuales los principales son los siguientes:

- *Régimen del río*
- *Anchura del valle*
- *Naturaleza o tipo de la presa*
- *Ubicación de los aliviaderos*

- *Existencia o no de un embalse importante aguas arriba*
- *Medios disponibles*
- *Programa de construcción y plazo de ejecución de la obra*
- *Costumbres o preferencias del lugar y del momento.*

4.4.1.6 Esquemas Fundamentales de Desvío

- i. *Derivación total, o con muy poca probabilidad de inundación, a través de obras, fundamentalmente túneles, independientes de la presa.*
- ii. *Derivación hasta un cierto caudal, con gran probabilidad de inundación en aguas altas, a través de obras independientes y de otros en concomitancia con la presa, usado principalmente para presas de concreto.*
- iii. *Derivación hasta un cierto caudal, con probabilidad de inundación en aguas altas, solamente a través de obras en concomitancia con la presa.*

i. Esquema con derivación total.

Este es un caso típico de los ríos con escaso caudal, o de ríos más caudalosos cuando el tipo de presa impide el vertido sobre ella, como suele ser el caso de las presas de materiales sueltos.

Normalmente comprende las siguientes obras:

- *Túnel, o túneles de desvío, dotados de compuerta de taponeo en su embocadura. Posteriormente suelen transformarse en descargas de fondo, obras de toma o desfogue del aliviadero.*
- *Preataguías; ataguías de aguas arriba (o simplemente ataguías) y ataguía de aguas abajo (o contraataguías), usualmente construidas de materiales sueltos. Sirven a veces de terraplén de ensayo, y pueden quedar incorporadas a la presa definitiva.*

terraplén o enrocamiento de la presa, tomando las providencias adecuadas.
Dentro de este esquema, en ocasiones, se permite el paso del agua por encima y/o a través del
de las descargas de fondo.

Fase Final: Comprende el llenado del embalse controlando el ascenso del nivel del agua por medio
de regulación.

tomas de las descargas de fondo; el montaje de las válvulas de seguridad, la tubería y las válvulas
a la entrada del túnel sea mínima. Esta etapa incluye: la ejecución del tapón que engloba las
la época de máximo estiaje, con objeto de que la carga hidrostática sobre la compuerta de taponeo
Fase 4: Transformación del túnel en descarga de fondo. Se recomienda realizar esta operación en

efecto de trabajar en las cimentaciones, la presa y las obras anexas.

Fase 3: Río pasando por el túnel. En esta etapa se efectúa el desagüe de la zona ataguada, a

- Arcillas compactadas al 98% del proctor estándar
- Gravas, inyectadas con mortero, o
- Enrocamiento estabilizado con núcleo de arcilla, o
- Enrocamiento o gaviones, con estrianguetada asegurada mediante tablas, o

Comúnmente los tipos de atagua utilizados están constituidos por:

continua interna.

suele ser necesaria cuando la atagua tiene como elemento impermeable tablas, o pantallas
de aguas mínimas para desviar el río por el túnel con la mínima obra posible. Esta operación no

Fase 2: Río pasando por el túnel y/o el cauce. Se recomienda construir la preatagua en el periodo

transformación, y eventualmente como obra de descarga, de toma de aliviadero.

Fase 1: Río pasando por su cauce. En esta etapa se construye el túnel de desvío, como en la fase de

Se pueden distinguir en el esquema, las siguientes fases fundamentales.:

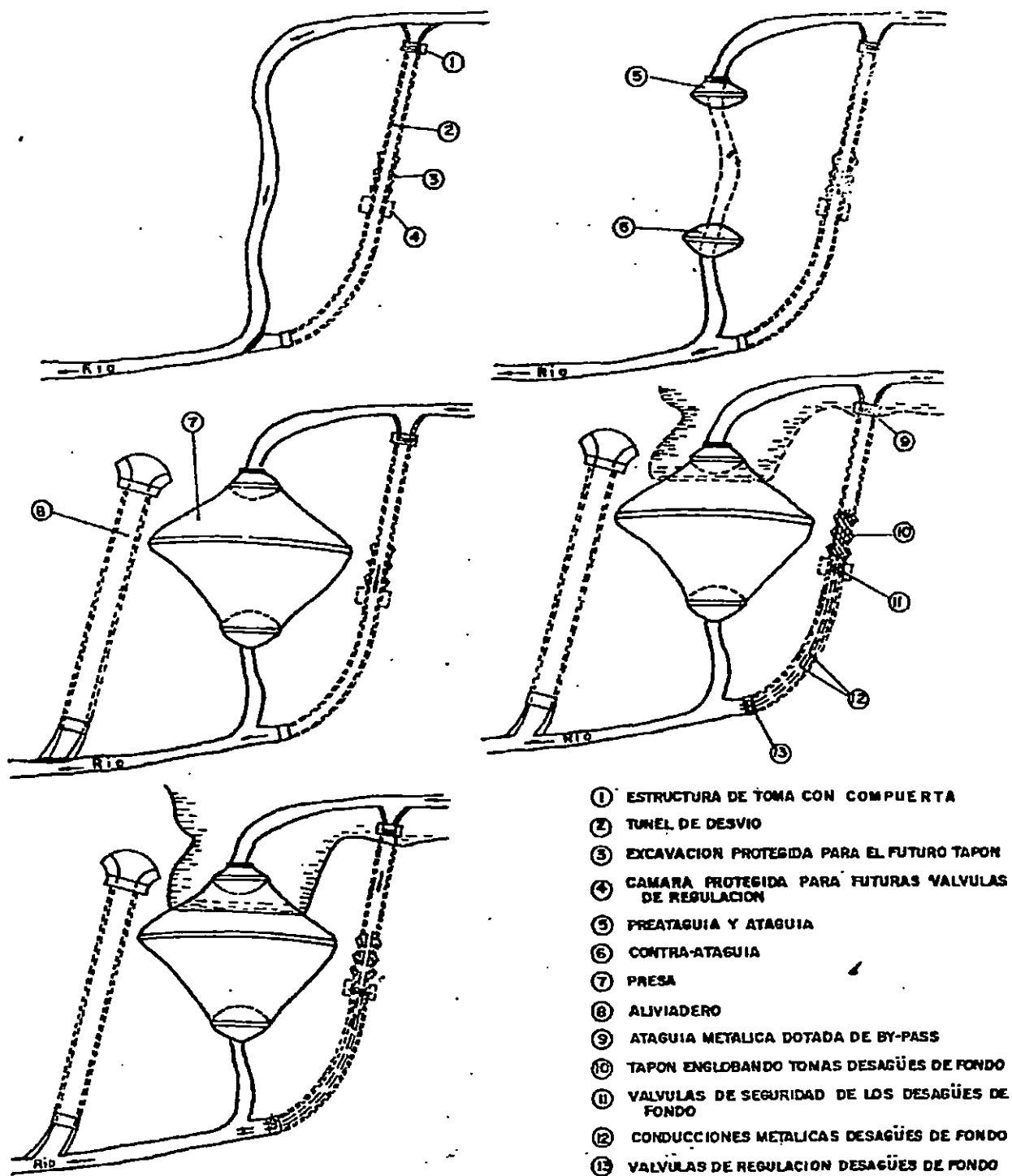


Fig. 4.17 Esquema de Fases de Desvío con Derivación Total

4.4.2 Extracción de agua de las cimentaciones

El método que use el contratista para extraer el agua de las excavaciones de las cimentaciones deberá estar sujeto a la aprobación de la autoridad contratante. Cuando la excavación de las zanjas para los dentellones en las cimentaciones del terraplén se profundiza abajo del nivel freático en material común, la porción que queda abajo del nivel freático debe asegurarse antes de efectuar la excavación. El desagüe se efectuará de la manera en que se evite la pérdida de finos de la cimentación, mantendrá la estabilidad de los taludes excavados y el fondo de la zanja del dentellón, de manera que todas las operaciones de construcción se puedan ejecutar en seco. Se aprobará el uso de un número suficiente de coladeras de punta o de otros métodos equivalentes para hacer el desagüe. Se exigirá también al contratista controlar las filtraciones a lo largo de la zanja del dentellón, lo que puede requerir completar los sistemas de desagüe aprobados por drenes de tubo que descarguen en una zanja, de donde se bombeará el agua. Estos drenes de tubo serán de diámetro uniforme en cada tramo, deberán estar provistos de conexiones para el sistema de inyecciones de lechada y tendrán retornos a intervalos de 15 metros, y deberán quedar ahogados en grava razonablemente bien graduada o en material semejante.

Durante la colocación y la compactación del material del terraplén en la zanja de un dentellón, el nivel del agua en cada punto de la zanja deberá mantenerse abajo del fondo del terraplén, hasta que el terraplén compactado en la zanja en ese punto haya alcanzado una profundidad de 3 metros, después de lo cual el nivel del agua se mantendrá a cuando menos 1.5 metros abajo del coronamiento del terraplén compactado. Cuando el terraplén se haya construido a una elevación que permita a los sistemas de desagüe mantener el nivel del agua a o debajo de las elevaciones designadas, como lo ordene la autoridad contratante, los drenes de tubo incluyendo la grava que los rodea deben llenarse con una lechada compuesta de agua y cemento o arcilla.

4.4.3 Asentamientos Permisibles

El asentamiento es el efecto de la consolidación de los materiales de relleno y la consolidación de los materiales de la cimentación debida al peso de la presa y el aumento de humedad causado por el almacenamiento de agua.

El asentamiento depende de las características de los materiales en la presa y en la cimentación, y de los métodos y rapidez de la construcción. De esta manera, la altura de diseño de las presas de tierra debe aumentarse en una cantidad igual al asentamiento estimado. Este aumento debe ser como mínimo del 5%.

4.4.4 Planos y especificaciones

Toda la información desarrollada durante el proceso de diseño debe registrarse en forma de un proyecto de ingeniería para el embalse. Este proyecto deberá contener los planos respectivos, donde se muestran todas las elevaciones y dimensiones de la presa, las dimensiones de la zanja de desplante, las áreas que requieren relleno, la localización, dimensiones y alturas de los vertederos, dispositivos de toma, etc., y toda la información pertinente para la construcción de la presa. El proyecto debe incluir también una lista de materiales requeridos, que mencione su calidad, tipo y cantidad, así como las especificaciones de construcción.

Para garantizar la calidad de la construcción del embalse, tanto los técnicos encargados del proyecto como los contratistas, deberán tener una copia de todo el proyecto que incluya, especialmente los planos y las especificaciones.

4.4.5 Referencias de construcción

La colocación de las referencias de construcción es indispensable, para que la información de los planos de construcción del embalse sea transmitida al sitio de trabajo. Estas referencias determinan los ejes, las inclinaciones y las elevaciones requeridas.

Deberá referenciarse adecuadamente, de tal forma que el contratista pueda hacer un uso efectivo de las estacas y trompos. Por lo general, la calidad y apariencia del trabajo terminado refleja el cuidado que se puso en esta actividad.

Las áreas a limpiar son, ordinariamente, el sitio de la presa, el sitio del vertedero, el área del material de préstamo y el área de captación. Cada una de estas áreas debe marcarse claramente con estacas o banderas. Las estacas deben colocarse adecuadamente, de manera tal que la maquinaria no las destruya durante el trabajo y que determinen convenientemente el trazo y cota requerida.

La presa se localiza colocando estacas a lo largo del eje central a intervalos de 10 metros o menos. A menudo esta actividad se hace durante el levantamiento inicial. Las estacas de relleno y taludes se colocan hacia el eje central, definiendo perfectamente las intersecciones de las líneas de diseño.

El vertedor de emergencia se localiza colocando estacas en la línea central y luego colocando las estacas de corte y pendiente a lo largo de las líneas de intersección de los taludes con la superficie natural del terreno.

El procedimiento para poner estas estacas es el mismo que el utilizado para la presa, excepto que las estacas son de corte y no de relleno.

En el área donde se obtenga el material de préstamo para la presa, es esencial delimitar perfectamente las zonas, de tal manera de controlar la excavación del material adecuadamente y eventualmente drenar el área.

El vertedero principal, la tubería de toma de agua, los collares anti-inflamación, estructura de salida y otros accesorios, deberán localizarse con estacas adicionales, marcadas y distinguidas claramente.

4.4.6 Métodos de construcción y consideraciones

El cumplimiento y apego a las especificaciones y detalles de construcción son tan importantes, como las investigaciones realizadas y el diseño. Un buen diseño puede arruinarse por una pobre construcción.

A continuación se dan los pasos, métodos y recomendaciones para obtener una buena construcción. Algunos aspectos mencionados en lo referente a diseño se aclaran y amplían, de tal forma de acoplar ambas actividades.

4.4.6.1 Preparación de la Cimentación

a. Limpieza y Deshierbe

Los sitios de construcción, por lo general, presentan arboles, matorrales y otros tipos de plantas que deberán ser removidos, incluyendo grandes raíces, que no son aptas para sustentar un buen relleno.

El grado de limpieza y deshierbe requerido en los trabajos iniciales, esta relacionado directamente con la clase de estructura que se va a construir. Los planos para el proyecto deberán enmarcar los limites, la profundidad de excavación y el método de disposición de material.

Al contratista se le debe ubicar perfectamente, los limites de trabajo, así como las referencias de campo incluyendo los arboles que han de permanecer o requieren de una protección especial.

Debe cuidarse que:

- Los limites para la limpieza y deshierbe estén claramente marcados.*
- Todos los materiales deberán ser removidos y dispuestos de acuerdo a las especificaciones.*
- Que las operaciones del contratista no dañen la propiedad adyacente,*

b. Desplante

La excavación de desplante consiste fundamentalmente, en la remoción de los materiales que no son aceptables para la cimentación de la estructura, tales como la vegetación, el material no adecuado y las raíces. También deberán removerse los suelos que al saturarse, pierden sus características mecánicas necesarias para soportar una estructura.

Algunos puntos importantes a chequear son:

- *Asegurar que los límites para el desplante estén bien referenciados en el campo.*
- *Levantar las secciones transversales, que corresponden al volumen de desplante, cuando estos trabajos vayan a ser pagados al contratista separadamente.*
- *Ver que todos los materiales no adecuados, sean removidos y dispuestos en un sitio en el cual no afecten el desarrollo de la obra.*
- *Proveer la cantidad necesaria de agua, cuando el material de cimentación presente una humedad muy baja, ya que de otra manera, si se compacta con pobre humedad, se obtendría material de pobre sustentación.*

c. Escarificado

Esta acción consiste, en aflojar el material superficial del área de la cimentación donde se va a construir un terraplén, de tal forma que mejore la adherencia entre los materiales de la cimentación y los que constituirán el relleno. La profundidad del escarificado debe limitarse a 15 centímetros o menos, para asegurar una buena mezcla y compactación de la primera capa del terraplén y la cimentación. Esta operación es aplicable, principalmente a los suelos de grano fino, que presentan una superficie lisa, resbaladiza después del desplante. El escarificado no es aplicable cuando la cimentación consiste primordialmente, de suelos de grano grueso o material pedregoso.

Rocas mayores de 15 centímetros de diámetro, que son sacadas a la superficie por el escarificador, deben removerse antes de colocar el terraplén.

d. Compactación de la cimentación

Una buena compactación para la presa es necesaria, especialmente cuando predominan los materiales de grano fino. La compactación de este material debe realizarse hasta que la construcción del terraplén esté listo para empezar. El contenido de humedad de la cimentación debe ser similar al requerido por el material que formará la presa. El equipo previsto para la compactación en el área de la cimentación, deberá dar un número de pasadas suficientes para obtener densidades aceptables.

Todos los materiales agregados para reemplazar la sobre excavación del desplante, deben ser humedecidos o secados acorde a lo requerido para obtener una buena compactación y un soporte uniforme.

e. Preparado en el Caso de Cimentación en Roca.

Es importante obtener buena adherencia entre la presa impermeable y cualquier otra superficie rocosa que sirva de cimentación. Las operaciones de campo deben ser dirigidas cuidadosamente, para llenar todos los requisitos de los planos y especificaciones. Las irregularidades profundas, abruptas y superficies sobresalientes, que son difíciles de rellenar deberán ser removidas. En los estribos verticales y zanjas, deberán hacerse taludes y bermas para lograr un buen contacto para la presa. Voladuras en el área de la cimentación no son recomendables, excepto en situaciones especiales y bajo cuidadoso control de las cargas. Toda la roca suelta y los materiales permeables deben ser removidos de la superficie. Las rocas semiduras, tales como pizarras, que se deterioran y pierden sus características de resistencia mecánica cuando son expuestas a la intemperie, deberán dejarse cubiertas o protegidas hasta el momento de colocar el terraplén.

Cuando la superficie de la cimentación presenta roca muy fracturada, esta deberá removerse hasta una profundidad donde se encuentre sana. Normalmente, cuando se realiza un trabajo de este tipo, previo a la colocación del relleno, deberán nivelarse las áreas adecuadamente.

f. Zanja de Desplante.

La excavación de la zanja de desplante, puede considerarse como una continuación de la preparación de la cimentación. La profundidad y ancho de esta deberá ser de acuerdo a lo especificado en los planos.

4.4.6.2 Desvío de Corrientes

Cuando la construcción de la presa presenta una corriente constante, es indispensable desviarla, de tal forma que los trabajos que conciernen a la cimentación puedan realizarse adecuadamente.

El desvío de la corriente, en algunos casos puede requerir de un estudio detenido; el caso de pequeñas corrientes, por lo general es superado fácilmente. Como se menciona en el numeral 4.3.1.

4.4.6.3 Áreas de Préstamo

Las áreas de préstamo son generalmente necesarias para proporcionar el material destinado para la construcción de un terraplén. Estas áreas deben estar perfectamente delimitadas y referenciadas, acorde a los planos respectivos. Siempre deberá chequearse que los materiales del banco de préstamo sean similares en calidad a aquellos considerados en el diseño. Hay que hacer notar que una planificación adecuada, deberá superar cualquier dificultad de esta naturaleza.

4.4.6.4 Terraplén y Estructura de Relleno

a. Calidad de los Materiales

La calidad y cantidad de los materiales destinados para la construcción del terraplén, deben ser determinados en la fase de diseño, con suficientes investigaciones de campo y análisis de laboratorio.

Los técnicos involucrados en el diseño y construcción de un terraplén, deberán tener suficientes conocimientos del sistema de clasificación de suelos utilizados, de tal manera de poder identificar los grupos de suelos en el campo y saber cuales son adaptables para el trabajo.

Nunca está de más que se verifique la calidad de los materiales, cuando están siendo colocados durante la construcción. Si aparece un cambio cuestionable en el tipo de suelo, el técnico encargado deberá consultar las especificaciones de diseño, de tal manera de garantizar la construcción o la calidad de la obra.

b. Control de Humedad

La humedad que tenga el suelo en el proceso de compactación es de vital importancia. Una humedad optima en un suelo, cuando es compactado adecuadamente produce densidades máximas, así, en suelos secos, agregar agua es indispensables para mejorar la lubricación y el manejo de las partículas individuales, de tal manera de conformar una masa densa al ser compactada. La densidad máxima está íntimamente relacionada con el contenido de humedad y el esfuerzo de compactación.

El técnico encargado de la supervisión de la construcción, deberá tener un perfecto conocimiento de lo que significa humedad optima y densidad máxima, y de las pruebas de compactación que deben realizarse (pruebas proctor).

Todo material de relleno, que va a utilizarse en la construcción de un terraplén, deberá tener la humedad adecuada, muy cercana a la optima: en tal sentido, material con alto contenido de humedad deberá secarse apropiadamente o bien desecharse; consecuentemente, el material muy seco deberá ser humedecido.

c. Compactación del Terraplén

Los requerimientos para compactación y control de la calidad del material, dependen del propósito, tamaño y condiciones de riesgo de la estructura involucrada. Los planos y

especificaciones para el trabajo definen el grado de compactación, los métodos y el equipo requerido.

Para efectuar una compactación aceptable, el material de relleno deberá contener una humedad dentro de la fluctuación especificada y ser distribuido en capas sueltas y uniformes. Cada capa deberá ser compactada, antes de colocar la siguiente.

El trabajo de compactación y el equipo utilizado deberá ser detallado en las especificaciones de construcción. En tal sentido, para terraplenes de poca altura y con riesgo relativamente bajo, podrán compactarse en forma adecuada, empleando un tractor de cuchillas tipo bulldozer. Para terraplenes de mayor altura y con un riesgo relativamente alto, deberán emplearse equipos específicos de acuerdo al material, para su compactación. Así, rodillos apisonadores tipo pata de cabra, deberán ser utilizados para compactar suelos plásticos de granos finos, ya que ha probado ser muy eficiente; tambor liso vibratorio y rodillos neumáticos son los recomendables para la compactación de suelos que contengan alto porcentaje de arena y grava.

d. Densidad

Para lograr durante el proceso de construcción una densidad de acuerdo a las especificaciones, es necesario que se realicen pruebas de densidad (en el lugar) del material que se esta compactando. Deberá poseerse suficiente conocimiento de la influencia de la humedad y del esfuerzo de compactación para obtener una densidad máxima.

Los técnicos involucrados en esta actividad, deberán conocer los equipos de prueba y los conocimientos aplicables al trabajo; en todo caso, deberán tener a su alcance un manual de procedimiento.

Hay que considerar que por lo general, los materiales en el banco de préstamo no son uniformes y a cada uno de ellos le corresponde una curva de compactación (humedad optima), respectiva. Este trabajo de chequeo deberá realizarse consecuentemente, ya que de él depende en buen grado el éxito del trabajo.

Hay terraplenes que pueden ser contruidos basados en la experiencia; si embargo, las pruebas de densidad siempre deberán realizarse conforme progresa el trabajo, ya que las condiciones que presenta el material en el preciso momento de su colocación, tienen estrecha relación con el esfuerzo de compactación y especialmente con el equipo utilizado.

4.4.6.5 Colocación del Material

El material de relleno que conforma el cuerpo del terraplén, tomando en cuenta las condiciones de compactación, densidad, etc., deberá colocarse en capas uniformes, distribuidas y con el espesor recomendado en las especificaciones de construcción (grueso de capa, tipo de maquina, etc.)

4.4.6.6 Acabado y Limpieza

Un pequeño esfuerzo extra en taller el trabajo relacionado con el terraplén, acaba las superficies expuestas de concreto y la limpieza del sitio de trabajo, son motivo de satisfacción, tanto para el contratista como para el supervisor, de que la obra responda a los requerimiento esperados. Un trabajo puede ser construido de acuerdo a los requerimientos, pero si el acabado y la limpieza final de la estructura y el sitio de trabajo no se completan, por lo general reflejan poca suficiencia en el desarrollo del mismo.

4.4.7 Normas fundamentales de construcción

La atención de detalles constructivos y el cumplimiento de las especificaciones son de gran importancia, ya que el no cumplimiento de especificaciones podría dar como resultado un mal funcionamiento o falla total de la presa.

Se deben seguir las siguientes etapas constructivas:

a) Limpia del terreno de cimentación:

Se trata de garantizar un buen contacto entre las zonas impermeables del cuerpo de la presa y la parte impermeable (generalmente roca)

En el terreno de cimentación; para ello será preciso eliminar por excavación la tierra vegetal, quizá alguna capa de suelos inapropiados y la parte alterada o fracturada de la roca que aparezca en los niveles superiores. No es posible establecer ninguna especificación rígida en lo referente a las profundidades de las excavaciones a efectuar y estas dependen de las condiciones locales. Una vez alcanzada la roca sana, apropiada para lograr un buen contacto con la parte impermeable de la cortina, suele especificarse una profundidad de excavación en ella comprendida entre 1.5 metros y 3.0 metros, a fin de garantizar buenas condiciones de cimentación e impedir filtraciones excesivas o peligrosas.

b) Excavación de trincheras a través de los depósitos permeables:

Frecuentemente se requiere excavar a través de los depósitos permeables de acarreo del río, para alojar en esas excavaciones trincheras impermeables o para eliminar materiales indeseables de la zona de cimentación. En excavaciones profundas suele surgir el problema del control de las filtraciones hacia la propia excavación; se hace con frecuencia indispensable el interceptar las aguas antes de que lleguen a los taludes de las excavaciones, a fin de trabajar en seco y de impedir que las fuerzas provocadas por el flujo perjudiquen la estabilidad de los mismos.

c) Tratamiento de la cimentación a fin de mejorar sus condiciones de permeabilidad:

El mejor modo de producir un buen sellado entre la roca y el corazón de la cortina es dejar la superficie de la primera lo suficientemente regular como para poder compactar sobre ella las primeras capas del corazón usando rodillos pesados.

Las inyecciones en el terreno de cimentación constituyen, quizá el método más común para mejorar las características de este.

Se hacen con los siguientes fines:

- 1- Reducir el flujo desde el almacenamiento*
- 2- Controlar la presión del agua en las fracturas de la roca en la zona aguas abajo de la presa, donde esas presiones pueden tener gran influencia en la estabilidad.*

El tratamiento de la cimentación por el método de inyecciones consiste, en la realización de pozos o barrenos a través de la roca, con la profundidad y el espaciamiento convenientes, en los que se inyecta a presión lechada de cemento u otro producto adecuado para sellar las juntas y grietas del terreno de cimentación.

d) Colocación de los materiales que constituyen el cuerpo de la cortina:

Cuando la cimentación se encuentra en las condiciones deseadas y adecuadas, el paso siguiente en la construcción de la presa deberá de ser la colocación de los materiales que constituirán el cuerpo de la cortina.

El material seleccionado debe estar libre de restos vegetales, piedras mayores de 7 centímetros y de cualquier otro material que pueda impedir una buena compactación.

Generalmente suele especificarse un mínimo grado de compactación para los materiales en la cortina, así como su contenido de agua, que generalmente es el óptimo con una cierta tolerancia.

La uniformidad de la humedad de la estructura es un factor muy importante, ya que una estructura muy seca se satura rápidamente provocando asentamientos indeseables, el humedecimiento debe hacerse en la compactación, la cual se efectuara en capas de 15 a 20 cm. De espesor niveladas y extendidas en toda la estructura.

Los enrocamientos han de colocarse al volteo, procurando que la roca tenga la mínima proporción de finos, para lo que puede hacerse necesario lavarla antes de su colocación.

4.4.8 Calculo de movimiento de Tierra

La estimación del volumen del material prestado que deberá proveerse debe incluir el cuerpo de la presa, la tolerancia para el asentamiento, el relleno de la zanja de desplante, el estimado a tapar los hoyos en el área de la cimentación y cualquier otra borda que se necesite construir.

Las estimaciones del volumen para las presas, usualmente se hace en metros cúbicos de relleno de tierra, en el lugar. El método más utilizado para estimar el volumen de relleno de tierra es el de suma de áreas finales". Con las alturas de relleno, los taludes y el ancho de corona, el área de la sección transversal en cada estación a lo largo del eje central, el volumen puede calcularse de la siguiente forma:

Cuadro No. 4.6

Ejemplo del Calculo de Volumen de un Terraplén Usando el Método de las Áreas Finales.

Estación	Elevación	Altura Relleno	Área Final (m ²)	Suma de Áreas Finales	Distancia (m)	Doble Volumen
0+08	4.25	0.00	0.000			
0+12	4.00	0.25	0.725	0.725	4.00	2.90
0+17	3.10	1.15	5.405	6.130	5.00	30.65
0+30	2.81	1.44	7.603	13.008	13.00	169.104
0+43	1.30	2.95	24.485	32.088	13.00	417.144
0+50	2.90	1.35	6.885	31.37	7.00	219.590
0+59	3.90	0.35	1.085	7.97	9.00	71.730
0+62	4.25	0.00	0.000	1.085	3.00	3.255
						914.373

- en metros cuadrados

Por ejemplo, si consideramos una presa que tiene taludes de 2:1 en las cargas aguas arriba y aguas abajo y un ancho de corona de 2.40 metros. Para un punto a lo largo del espejo de presa donde la altura del relleno es de 1.44 metros, la tabla muestra el área final en ese punto es de 7.603 metros cuadrados. El número de metros cúbicos entre dos secciones en el eje central es igual a la suma de las áreas finales en las secciones, dividida entre dos, multiplicada por la distancia entre ellas. El volumen total de relleno de tierra en la presa es la suma de todos los segmentos. En la tabla se presenta un ejemplo de la estimación del volumen mostrando el uso del método "suma de áreas finales".

Así: Volumen calculado = 457.186 metros cúbicos

Por asentamiento = 22.859

Volumen total de relleno: 480.045 metros cúbicos

4.5 MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN

4.5.1 Inspecciones y programas de observaciones

Inmediatamente después de terminar una presa, deberán hacerse los arreglos necesarios para que se hagan inspecciones periódicas de la estructura y de todo el equipo de operación. En las estructuras más importantes generalmente se toman las medidas pertinentes, pero con frecuencia se descuidan en las presas pequeñas. Generalmente estas estructuras están bajo la responsabilidad de la municipalidad o de una comisión especial dotada de facultades administrativas. El propietario debe comunicar a la autoridad correspondiente los arreglos definidos que se hayan hecho para la inspección periódica e informes correspondientes hechos por una persona responsable que debe estar informada de los riesgos. En las estructuras más importantes, la inspección deberá efectuarla un ingeniero. En los lugares remotos, deberán hacerse

arreglos con algún funcionario de la municipalidad, o con algún campesino cercano para la inspección de las estructuras.

4.5.2 Mantenimiento e instrucciones de operación.

Se deben formular instrucciones escritas para el mantenimiento y operación de las estructuras y del equipo como parte del proyecto, y debe entregarse al propietario o a la dependencia que va operar la presa. En estas instrucciones se debe establecer la frecuencia y describir la extensión y naturaleza de las inspecciones.

Deberán formularse instrucciones para las reparaciones de rutina y válvulas, y se deben acompañar las instrucciones que entrega el fabricante.

En las instrucciones deberán estar incluidas discusiones detalladas sobre la operación correcta de las compuertas y válvulas, tanto desde el punto de vista mecánico como de funcionamiento. Si un vertedor de demasías se controla por medio de compuertas de operación manual, se deben dar instrucciones específicas con respecto a la operación de las compuertas durante la entrada de las avenidas en el vaso.

4.5.3 Inspección y Mantenimiento de las Presas

Se puede suponer que se hará la conservación de rutina de los taludes del terraplén y de las coronas de los terraplenes de tierra. Sin embargo, cualquier condición anormal que puedan afectar perjudicialmente la seguridad de una presa de tierra debe reportarse rápidamente.

También las necesidades anormales de mantenimiento deben reportarse

a) Inspección de Terraplenes y cimentaciones

El terraplén, las laderas y las porciones visibles de la cimentación adyacente a un terraplén de tierra deben inspeccionarse a intervalos regulares para comprobar que no se han presentado condiciones desfavorables.

Durante el llenado rápido del vaso, el talud de aguas abajo del terraplén y la cimentación del terraplén deben inspeccionarse cuidadosamente a intervalos frecuentes buscando indicios de grietas, deslizamientos, tramos licuados, asentamientos, defectos en la protección de los taludes, fuentes, filtraciones, o zonas lodosas producidas por las filtraciones del vaso. El talud mojado del terraplén también tiene que inspeccionarse cuidadosamente después de los vientos sostenidos de alta velocidad y cuando se hace descender el nivel del agua en el vaso, para descubrir grietas, derrumbes, material licuado, asentamiento o daños en la protección del talud, como el dislocamiento del enrocamiento u otros signos de una erosión seria.

Durante los periodos en que el agua del vaso se encuentra a un nivel bajo, las porciones expuestas de las laderas y el piso del vaso debe examinarse cuidadosamente para ver si se han formado hundimientos o agujeros producidos por las filtraciones o grietas. Durante los periodos en que se mantiene por largo tiempo el nivel de agua elevado en el vaso, deben hacerse inspecciones mensuales del terraplén, poniendo atención especial a la corona de la presa, a las porciones visibles del talud mojado, al talud seco, y a las áreas aguas debajo de la presa, para comprobar que no se han producido en ellos fenómenos anormales. La frecuencia de las inspecciones puede reducirse después de varias estaciones de operación normal, en las que no se haya observado nada peligro

b) Reporte de acontecimientos anormales

La ocurrencia de condiciones anormales debe reportarse inmediatamente a la dependencia responsable de la operación o al propietario de la presa, por carta, telegrama o teléfono, según la naturaleza del acontecimiento y de la urgencia evidente de su reparación. La descripción de derrumbes, tramos licuados, o de asentamientos súbitos, debe incluir su situación, extensión, velocidad de hundimiento, efectos en las estructuras vecinas, elevaciones del agua en el vaso y en la descarga, condiciones climatológicas predominantes y otros factores que se consideran pertinentes.

Los informes con respecto a la aparición de fuentes, filtraciones y áreas lodosas deben incluir datos tales como situación y tamaño de las áreas afectadas, la descarga estimada, la naturaleza del agua de la descarga (si esta clara o turbia), y las elevaciones del agua de la descarga del vaso. Para facilitar el análisis de las condiciones, debe prepararse un plano en el que se marquen todas las áreas en las que se produzcan filtraciones, fuentes y datos tales como las fechas y los niveles de la superficie del agua en el vaso cuando se hizo la observación. Este plano debe revisarse periódicamente.

4.5.4 Operación de Presas de almacenamiento

Las presas que se tratan en este trabajo se usaran para almacenar agua para riego de auxilio, abastecimiento de agua para abrevaderos. Su operación rara vez requerirá una atención continua, excepto en algunas estaciones. Si se justifica, deberá haber una caseta para el operador con servicio telefónico, en o cerca de las obras de control de las presas. Además, el operador deberá tener a su disposición un juego de pequeñas herramientas, sacos de arena y algún otro equipo de mantenimiento y de emergencia.

El nivel del vaso, además de variar para los fines de distribución, puede ser necesario modificarlo a intervalos regulares para evitar la propagación de zancudos y para evitar las algas y otras vegetaciones acuáticas. El nivel de embalse en las presas de almacenamiento se hace descender al recibir aviso de tormentas para dejar espacio al agua de las avenidas.

El estímulo y protección de la vegetación para retardar la erosión en los taludes del vaso, en los bancos de préstamo usados en la construcción y en los taludes de los terraplenes de tierra que no tienen otra protección, es uno de los trabajos importantes de mantenimiento a los que se les debe dar atención cuidadosa. Esta cubierta vegetal es un factor esencial de protección contra la erosión y la licuación de las márgenes, así como para el embellecimiento de la estructura, y pueden tener una influencia importante en el costo de las reparaciones.

Deberá hacerse consultas a expertos y seguirse sus consejos para la supresión del desarrollo de algas en los vasos, y no se aplicaran sustancias químicas en el vaso sin un consejo autorizado.

Las instrucciones para la operación del equipo mecánico deben seguirse fielmente para evitar daños a cualquiera de las instalaciones por mala operación.

4.6 OBRAS DE PROTECCIÓN Y CONSERVACIÓN DE LAS PRESAS DE TIERRA

4.6.1 Pozos de Alivio

4.6.1.1 Construcción de Pozos de Alivio:

Los efectos nocivos del flujo de agua pueden ser causa directa del colapso en las cimentaciones o subpresión excesiva en alguna parte, por error en las inyecciones de la roca y aluviones pueden ejercer esa fuerza bajo la presa, a causa del flujo incontrolado, por lo tanto, se ve la necesidad de controlar la fluidez del agua por medio de los pozos de alivio, los cuales estarán ubicados al pie de la presa aguas abajo, este tipo de estructuras consiste en tuberías ramuradas de

plástico o de aluminio que catalizan el agua y por presión hidrodinámica la sacan a la superficie, es así como alivian la subpresión bajo la presa.

4.6.2 Enrocado (ver numeral 4.2.2.2)

4.6.3 Vertedores (ver numeral 4.2.5)

4.6.4 Filtros (ver numeral 4.2.6)

CAPITULO V

EJEMPLO DEL DISEÑO DE PRESAS

Como ya se definió en el capítulo anterior, se utilizarán las fórmulas planteadas para la realización del diseño de un reservorio el cual incluye el diseño de la presa.

Para empezar se desarrolló la metodología para el diseño del vaso de almacenamiento que es la que se plantea a continuación:

5.1 DISEÑO DEL VASO.

5.1.1 Procedimiento:

Para realizar el diseño del vaso es necesario tener conocimiento de la demanda de agua que se tiene (para este caso se considerará agua para riego y para abreviar ganado). Luego se procede a realizar los estudios necesarios (descritos en el capítulo III) para poder seleccionar el sitio del embalse.

Después que se ha seleccionado el sitio donde se construirá la presa y se tienen ya elaborados los planos con curvas de nivel, se procede de la siguiente manera:

1. *Haciendo uso de un planímetro se obtienen las áreas entre curvas de nivel, a partir de la cota mínima de la zona a inundar.*

El intervalo entre curvas de nivel dependerá de la precisión que se requiera.

2. *Las áreas obtenidas son promediadas para obtener volúmenes parciales que luego son acumulados y así poder construir la gráfica "elevación - área - volumen". En la cual se grafican los datos de área y volúmenes acumulados detrás de la presa, en cada elevación del nivel de agua.*
3. *Los volúmenes parciales entre dos elevaciones se obtienen multiplicando el promedio de las áreas en las dos elevaciones consecutivas por la diferencia de niveles.*

4. Se procede luego a la elaboración de la curva masa de volúmenes aportados por la cantidad fluvial que cae en la cuenca, para ello se necesita tener los caudales del sitio de interés. Los datos utilizados serán caudales promedios mensuales, los cuales son acumulados sucesivamente de acuerdo a año hidrológico. Luego se gráfica el volumen acumulado contra el tiempo.

La curva masa representa la acumulación de la aportación neta del vaso, donde la pendiente de esta aportación en cualquier tiempo es una medida de la aportación en ese tiempo, por tal razón es necesario escoger una pendiente para una aportación cualquiera, que se pueda mantener a través de todo el periodo de tal forma que garantice la aportación para suplir la demanda que se tiene.

En esta gráfica se analiza la demanda que se tiene, a fin de encontrar la capacidad del vaso necesario para satisfacerla.

5. El volumen encontrado en la curva masa es el almacenamiento, pero hay que considerar el almacenamiento por sedimentos o volumen muerto. Una fórmula que generalmente se utiliza para este fin es:

$$VM = 1000 * A * P.$$

Donde:

VM = volumen muerto en m^3

A = Area de la cuenca en Km^2

P = Periodo de diseño en años.

6. La suma del volumen de almacenamiento mas el volumen muerto es plotado en la curva elevación área volumen, donde se encuentra la altura y nivel de almacenamiento. Además hay que tomar en cuenta las perdidas por infiltración y evaporación.

A continuación se realiza un ejemplo de la manera para diseñar un vaso de almacenamiento.

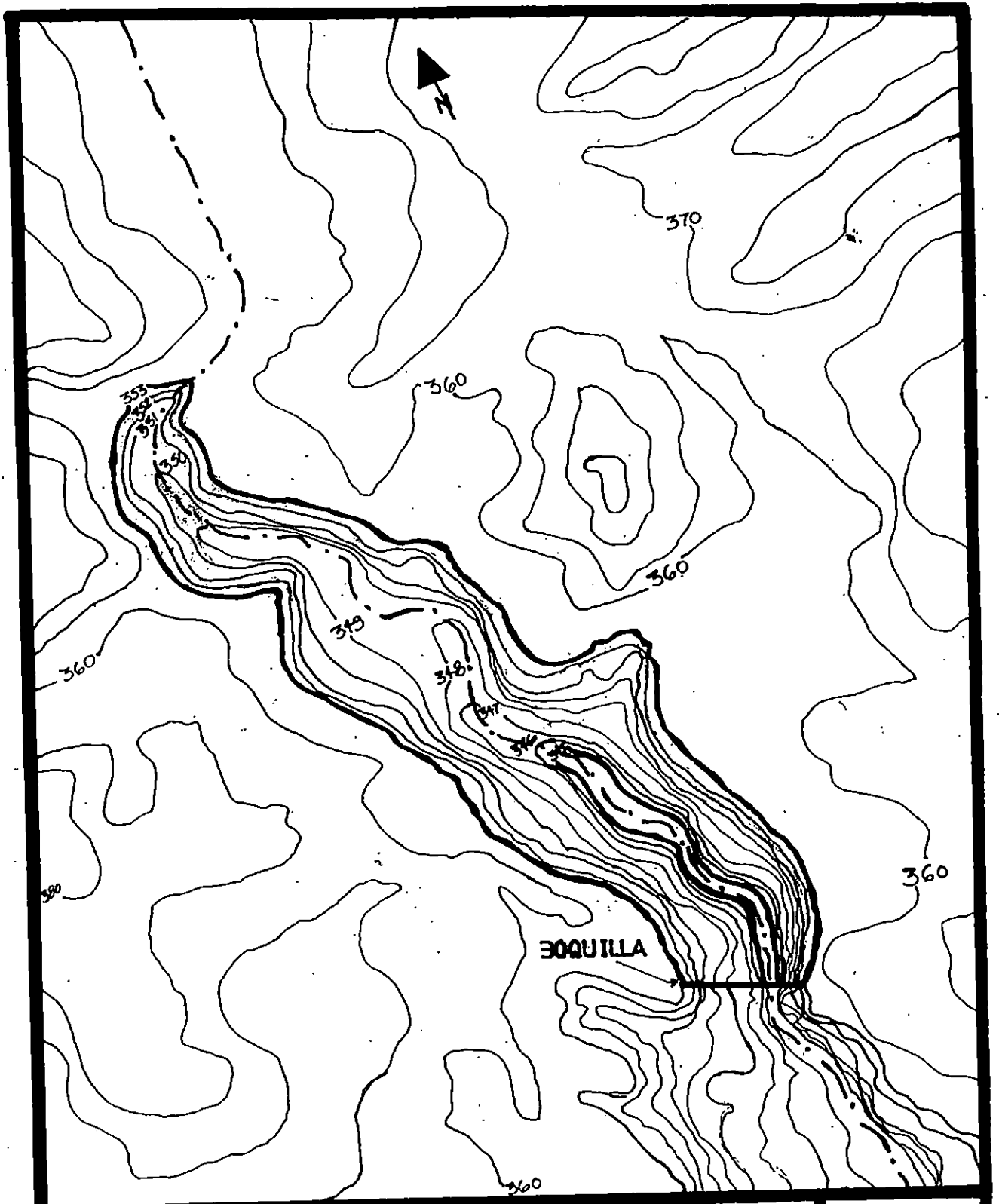
Para este ejemplo los datos a utilizar para calcular la demanda, son datos supuestos.

Los datos que se necesitan son:

Ganado	: 100 cabezas
Area de cultivo	: 1.5 manzana = 10483.44 m ²
Consumo de agua para ganado	: 125 lts/día por cabeza
Agua para riego	: 7 lts/día por m ²
Tiempo demandado	: 1 año
Evaporación e infiltración	: 7 mm/día ⁵
Periodo de diseño	: 25 años
Area de la cuenca	: 53.8 km
Cota mínima del terreno	: 345 msnm

Curvas de nivel(mts.)	Área (Km ²)
345	0.00
346	0.32
347	0.63
348	0.98
349	1.16
350	1.28
351	1.43
352	1.78
353	1.95

⁵ Manual técnico de diseño y construcción de pequeños embalses
Ministerio de Agricultura y Ganadería



UBICACION DEL EMBALSE	SIN ESCALA
DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA	1/1
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR	

Primero se calcula el volumen demandado, así:

$$\text{Agua para ganado} = (125 \text{ lts/día})(100)(360 \text{ días})$$

$$= 4500000 \text{ lts}$$

$$= 4500 \text{ m}^3$$

$$\text{Agua para riego} = (7 \text{ lts/ día})(10483.44 \text{ m}^2)(360 \text{ días})$$

$$= 26418.3 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen muerto} = 1000(53.8 \text{ km}^2)(25 \text{ años})$$

$$\text{Volumen muerto} = 13.4 \times 10^5 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen demandado} = 4500 \text{ m}^3 + 26418.3 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen demandado} = 30918.3 \text{ m}^3 \text{ (volumen demandado para un año)}$$

$$\text{Evaporación e infiltración} = (7 \text{ mm/día})(180 \text{ días})$$

$$= 1260 \text{ mm}$$

$$= 1.26 \text{ mts.}$$

Luego se procede a calcular las áreas y volúmenes acumulados para poder construir la gráfica elevación – área – volumen.

Cuadro 5.1

Calculo de áreas y volúmenes acumulados

Curva	Area total de curvas km ² (acumuladas)	Area entre curvas km ²	H mts	Volumen parcial X 10 ⁶ m ³	Volumen Acumulado x 10 ⁶ m ³
345	-	-	-	-	-
345-346	0.32	0.32	1	$\frac{1}{2}(0.32+0)1=0.16$	0.16
346-347	0.63	0.31	1	$\frac{1}{2}(0.63+0.32)1=0.475$	0.635
347-348	0.98	0.35	1	$\frac{1}{2}(0.98+0.63)1=0.805$	1.44
348-349	1.16	0.18	1	$\frac{1}{2}(1.16+0.98)1=1.07$	2.51
349-350	1.28	0.22	1	$\frac{1}{2}(1.28+1.16)1=1.22$	3.73
350-351	1.43	0.15	1	$\frac{1}{2}(1.43+1.28)1=1.36$	5.09
351-352	1.78	0.35	1	$\frac{1}{2}(1.78+1.43)1=1.61$	6.7
352-353	1.95	0.17	1	$\frac{1}{2}(1.95+1.78)1=1.87$	8.57

El siguiente paso consiste en elaborar una tabla con los volúmenes acumulados mensuales de lluvia, para graficarlos y obtener la curva masa de aporte de la hoyo seleccionada.

A continuación se presentan los caudales promedios mensuales de lluvia de la cuenca donde se encuentra la olla seleccionada.

Cuadro No. 5.2

Cuadro de caudales promedios mensuales de lluvia.

Año Hidrológico	may	jun	jul	ag	Sep	Oct	Nov	Dic	ene	feb	mar	Abr
70-71	0.0017	0.0020	0.0010	0.0059	0.0055	0.0083	0.0029	0.0009	0.0017	0.0025	0.001	0.0026
71-72	0.0028	0.0027	0.0027	0.0034	0.0069	0.0051	0.0020	0.0019	0.0018	0.0012	0.0016	0.014
72-73	0.0016	0.0025	0.0020	0.0039	0.0046	0.0024	0.0030	0.0017	0.0026	0.0012	0.0015	0.0010
73-74	0.0028	0.0032	0.0037	0.0068	0.006	0.0068	0.0023	0.0018	0.0019	0.0015	0.0015	0.0015
74-75	0.0013	0.0053	0.0024	0.0018	0.0089	0.0031	0.0020	0.0019	0.0019	0.0016	0.0014	0.0015
75-76	0.0019	0.0019	0.0020	0.0032	0.0054	0.0049	0.0029	0.0016	0.0013	0.0016	0.0014	0.0015
76-77	0.0020	0.0013	0.0018	0.0042	0.0065	0.0057	0.0003	0.0002	0.0001	0.0004	0.0007	0.0006
77-78	0.0031	0.0068	0.0086	0.001	0.003	0.0015	0.0059	0.0016	0.0016	0.0008	0.0012	0.0012
78-79	0.002	0.0045	0.0041	0.0029	0.0048	0.0035	0.0017	0.0016	0.0003	0.0025	0.0003	0.0003
79-80	0.0012	0.0026	0.003	0.0035	0.018	0.0063	0.0023	0.0016	0.0019	0.0008	0.002	0.0012

Como los datos que se tienen son caudales promedios mensuales, estos son acumulados sucesivamente de acuerdo al año hidrológico:

Año Hidrológico	Mayo	Junio	Julio	Abril
1970-71	0.00175 m ³ /s	0.00175+0.00204	0.00175+0.0024+0.001	Etc.

Con estos datos ya acumulados se procede a obtener el volumen de agua por cada mes:

$$0.00175 \text{ m}^3/\text{s} * (31 \text{ días/mes})(60 \text{ seg./min.})(60 \text{ min./hr})(24 \text{ hrs/día}) =$$

$$4687.2 \text{ m}^3/\text{mes} = 0.47 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{mes.}$$

$$(0.00175+0.00204) (30 \text{ días/mes})(60 \text{ seg./min.})(60 \text{ min./hrs})(24 \text{ hrs/día})=$$

$$10000 \text{ m}^3/\text{mes} = 1.0 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{mes.}$$

Y así sucesivamente.

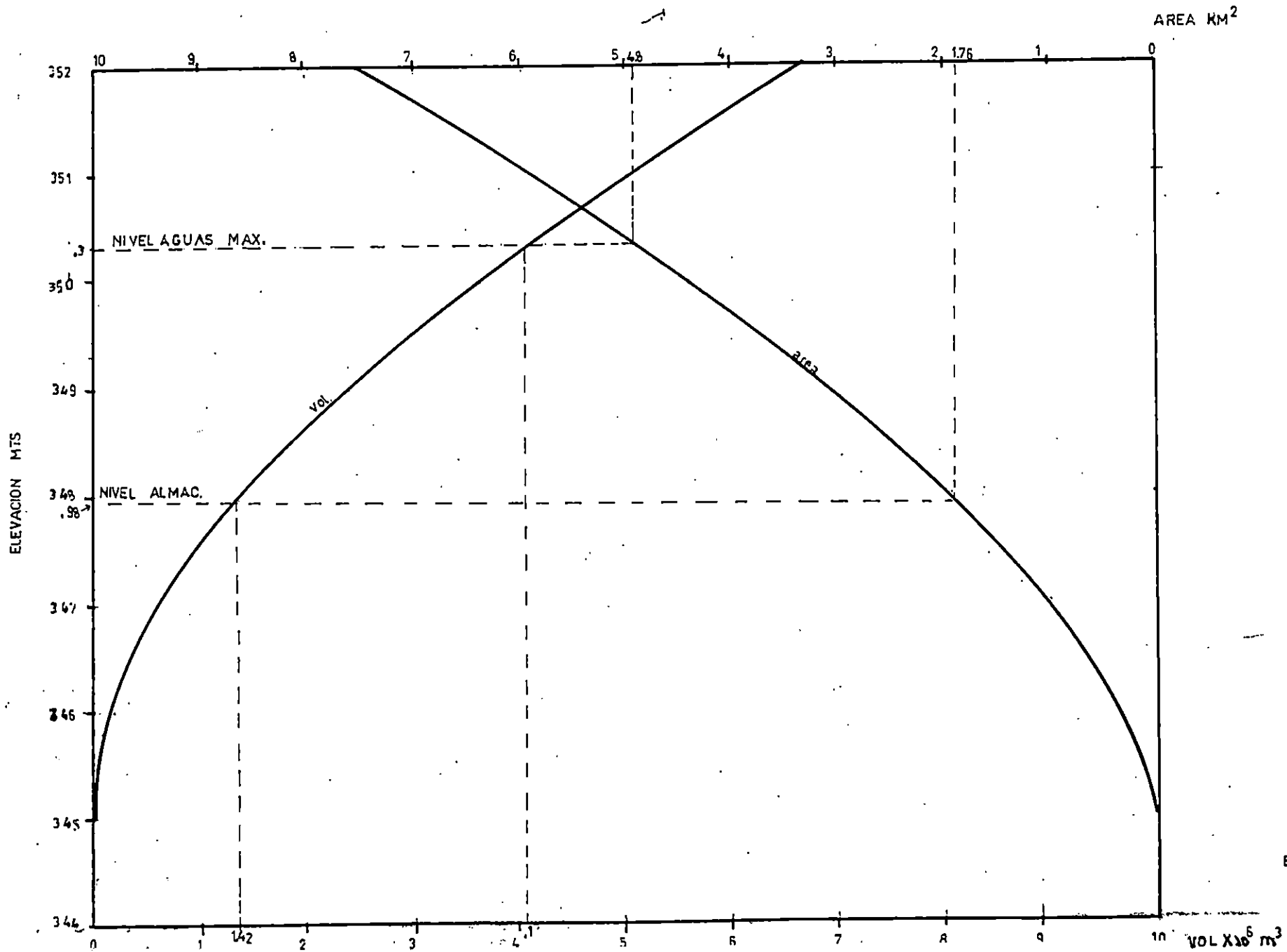
Cuadro 5.3

Cuadro de volúmenes acumulados mensuales de lluvia $\times 10^4 \text{ m}^3$

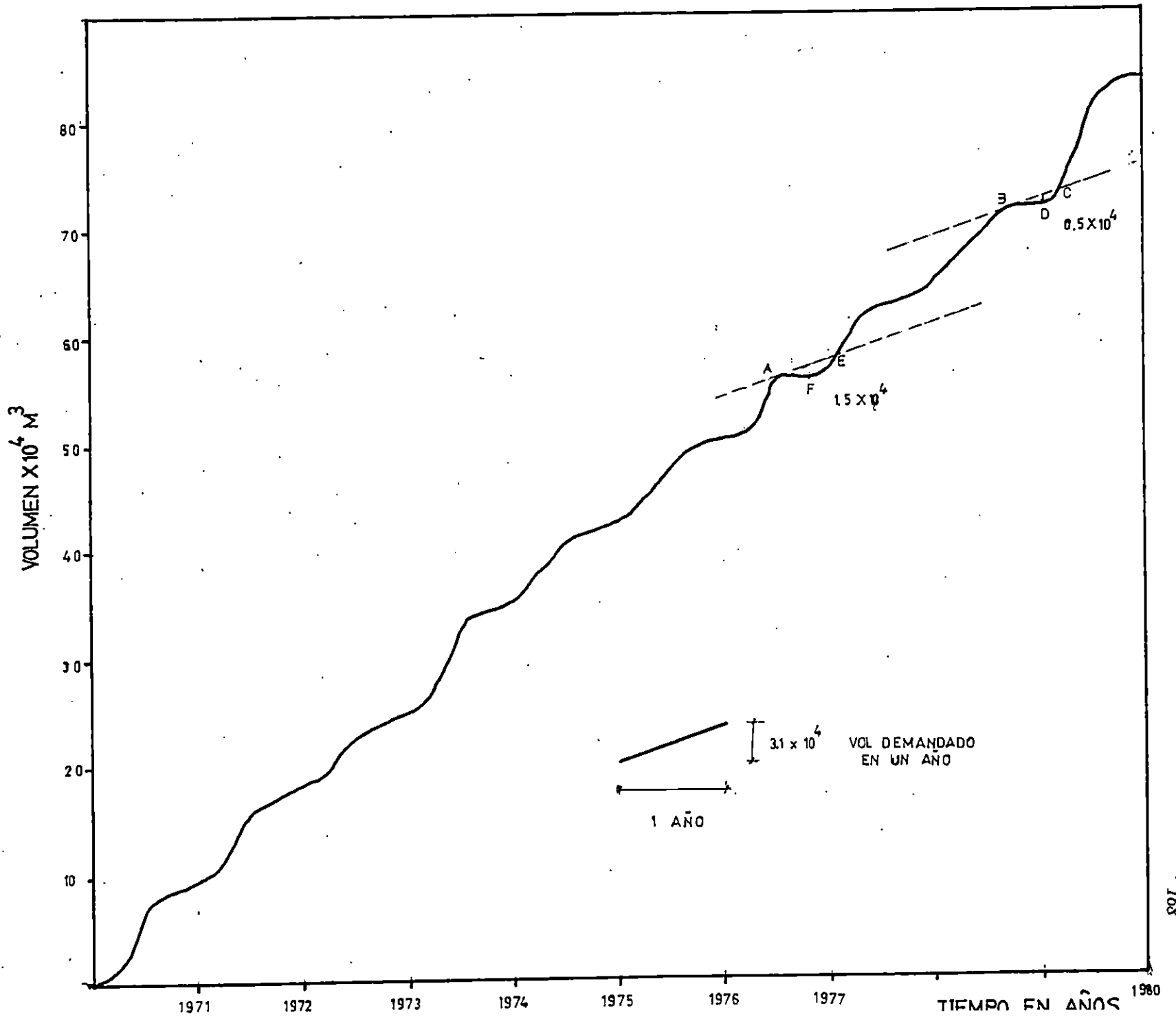
Año Hidrológico	May	Jun	Jul	Ag	Sep	Oct	nov	Dic	Ene	feb	Mar	Abr
70-71	0.47	1.0	1.74	2.86	4.21	6.56	7.10	7.57	8.0	8.4	8.95	9.33
71-72	0.76	1.47	2.21	3.12	4.9	6.28	6.82	7.32	7.8	8.1	8.52	8.88
72-73	0.42	1.07	1.60	2.65	3.84	4.49	5.27	5.73	5.8	6.1	6.50	6.75
73-74	0.75	1.59	2.58	4.40	5.96	7.77	8.30	8.80	9.3	9.7	10.1	10.5
74-75	0.35	1.72	2.36	2.85	5.15	5.97	6.08	6.18	6.2	6.4	6.89	7.03
75-76	0.51	1.00	1.53	2.40	3.80	4.95	5.71	6.15	6.5	6.9	7.28	7.67
76-77	0.54	0.89	1.38	2.47	4.2	5.73	5.81	5.86	5.9	6.0	6.18	6.33
77-78	0.83	2.6	4.9	4.93	5.6	5.99	6.53	6.96	7.4	7.6	7.93	8.24
78-79	0.54	1.7	2.81	3.58	4.82	5.77	6.21	6.63	6.7	7.3	7.39	7.47
79-80	0.33	1.0	1.81	2.76	7.59	9.27	9.87	10.3	10.8	11.	11.5	11.8

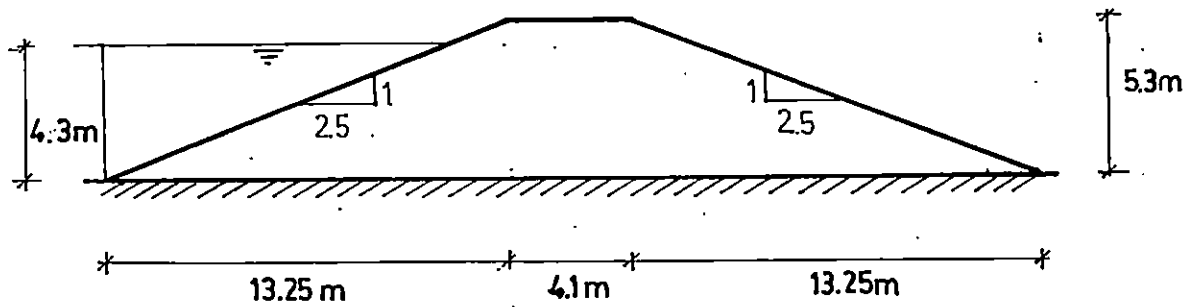
El volumen demandado es de 3.1×10^4 ; este volumen es analizado en la curva masa para encontrar la capacidad del vaso necesario para satisfacer la demanda.

CURVA ELEVACION - AREA - VOLUMEN



CURVA MASA DE VOL. ACUMULADO DE LLUVIA





DIMENSIONES DE LA PRESA

ESC.1:250

DISEÑO DE PRESAS DE TIERRA

1/1

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

El volumen encontrado en la curva masa es : $1.5 \times 10^4 \text{ m}^3$

A este volumen se le suma el volumen muerto, resultando por tanto el

$$\text{Volumen de almacenamiento} = 1.5 \times 10^4 + 140 \times 10^4 = (0.015 + 1.4) \times 10^6$$

$$\text{Volumen de almacenamiento} = 1.42 \times 10^6 \text{ m}^3$$

Este valor (1.42×10^6) encontrado se plotea en la curva "elevación - área - volumen" para obtener la altura y nivel de almacenamiento.

$$\text{Nivel de almacenamiento} = 347.98 \text{ mt.} = 348 \text{ mts.}$$

La altura de almacenamiento será: 348 mts.- 345 mts. (nivel de fundación)

$$\text{Altura de almacenamiento} = 3 \text{ mts.}$$

A esta altura encontrada se le sumara la altura de perdidas por infiltración y evaporación (1.26 mts). y la altura considerada como bordo libre. (se considerara una altura de 1 mt. como bordo libre de acuerdo a lo planteado en el capitulo anterior).

$$\text{Altura de la presa} = 3.0 + 1.26 + 1.0 = 5.26 \text{ mts}$$

$$\text{Altura de la presa} = 5.3 \text{ mts.}$$

Ordenando las elevaciones encontradas se tienen los parámetros de niveles, alturas, áreas y volúmenes que se necesitan para el diseño de la presa; los cuales se presentan en el siguiente cuadro:

Nivel	Elevación (msnm)	Altura (mts.)	Área (Km ²)	Volumen x 10 ⁶ m ³
Fundación	345	-	-	-
Almacenamiento	348	3	1.76	1.42
Aguas Máximas	350.3	5.3	4.80	4.10

5.2 DISEÑO DE LA PRESA

Luego de haber obtenido la altura necesaria para la presa, se procede a dimensionarla, esto incluye determinar el ancho de la corona, ancho de base, taludes, etc. para lo cual se hace uso de la hoja de cálculo con el nombre de "Diseño de la Presa", la cual consiste en el procedimiento sistematizado del diseño de las partes de la presa, este procedimiento se basa en las formulas, condiciones y métodos mencionados en el capítulo anterior.

Los datos de entrada para el uso de esta hoja son: la altura de la presa, que ya fue calculada y el caudal máximo (Q_{max}) que se utiliza como caudal para el diseño del vertedero, este

caudal se calcula utilizando la formula racional,

$$\bar{Q} = CIA * 16.66$$

Donde:

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional)

I = Intensidad de lluvia (mm/min.)

A = Área de la Cuenca (Km^2)

\bar{Q} = Caudal de diseño o caudal máximo ($m^3/seg.$)

El calculo del coeficiente de escorrentía se determina a partir de tablas ya establecidas, para este

ejemplo se utilizará los valores de

Suelos desnudos $C = 0.65$

Vegetación rala $C = 0.60$

Tomando un promedio entre los dos de $C = 0.63$

En cuanto a la intensidad de lluvia (I), se determina utilizando el tiempo de concentración de la cuenca.

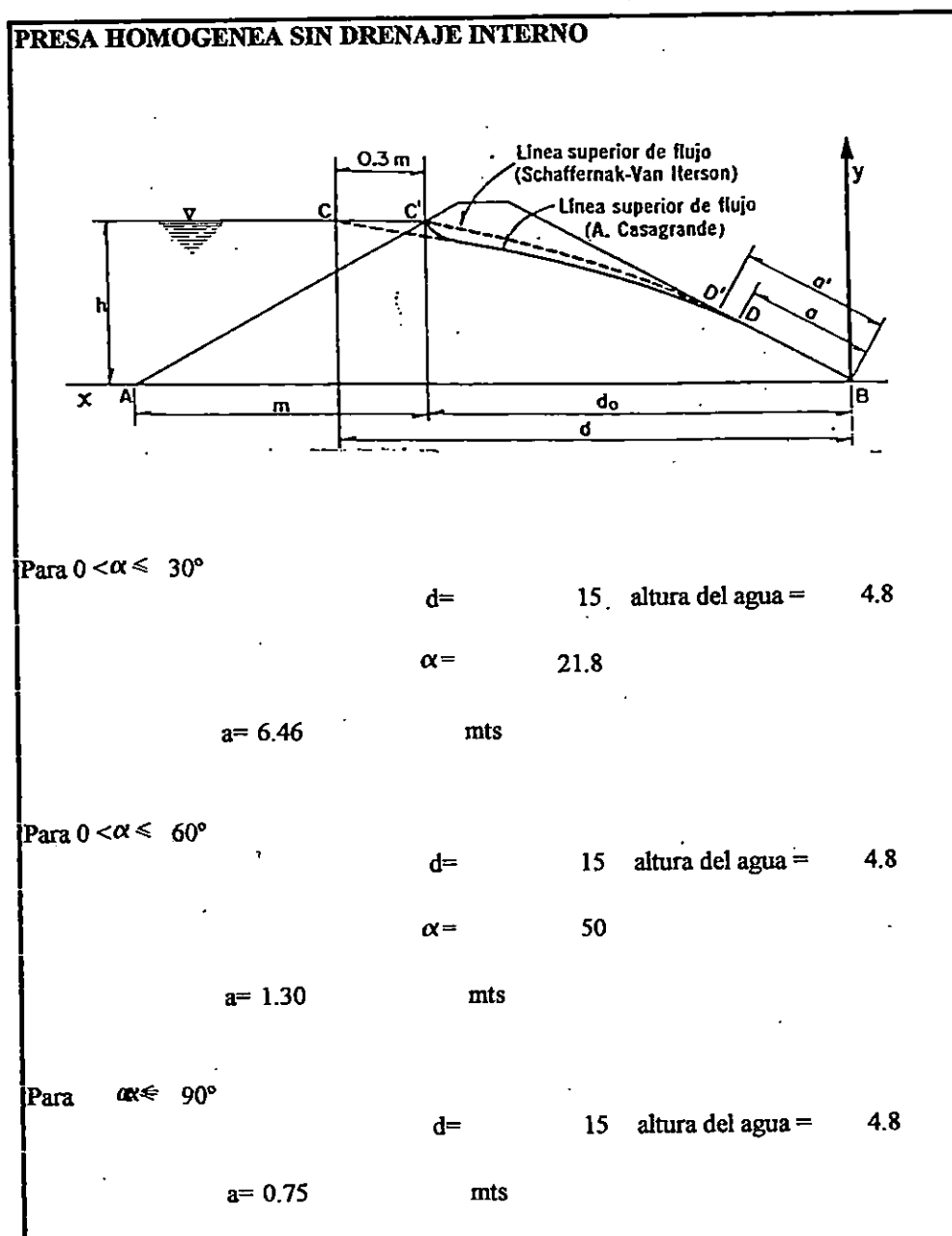
Altura de la Presa	Z=	<u>5.3</u>	mts
Angulo de talud Izquierdo=		<u>21.8</u>	grados
Angulo de talud Derecho=		<u>21.8</u>	grados
Ancho de la corona (w)			
	W = (Z/5 + 3)		mts.
Ancho de la base (B)			
	B = W +(Z/tanO izq)+ (Z/tanO der)		mts.
Dimensiones del vertedero	formula racional CIA*16.66		
	Q(max)= K*L*H ^{3/2}		
	k= 2/3 *Cd *raiz (2g)		tomando Cd=0.62
	Q= 1.83* L*H ^{3/2}		considerando que H = L/4
	Q=		20 m3/seg.
Ancho del vertedero=		3.945023184	mts
Ancho =			mts.
Alto =			mts.

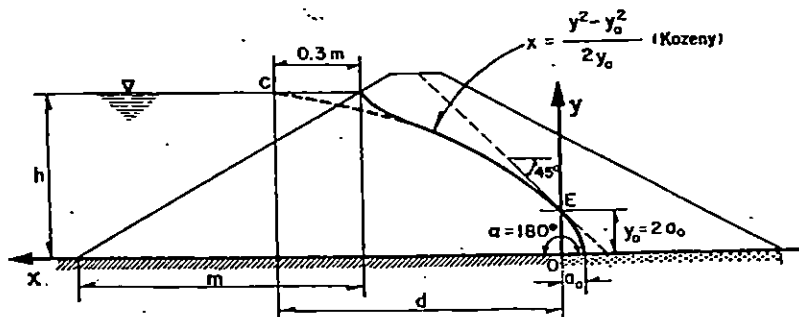
Fig. 5.5 Hoja de Calculo "Diseño de la Presa"

Una vez obtenido el diseño dimensionado de la presa o borda, se prosigue con la evaluación del diseño propuesto, para lo cual se consideró el uso del Método de las dovelas, primero se debe determinar el círculo de falla crítico, éste es el círculo de falla para el cual el factor de seguridad es crítico, es decir es el menor, para esto se utiliza el método de prueba y error, el cual se describe a continuación

5.2.1 Localización de la línea de corriente superior

En cuanto a la localización de la línea de corriente superior, se puede hacer uso de la hoja de cálculo con el nombre de "Determinación de la línea de corriente superior" en la cual se hacen 5 consideraciones, como se muestra a continuación:





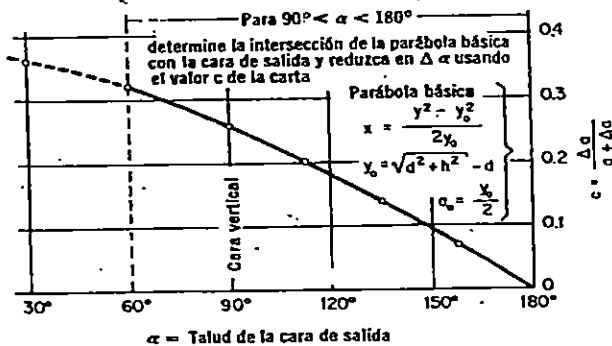
PRESA HOMOGENEA CON FILTRO AGUAS ABAJO

Para $\alpha = 180^\circ$ (Parábola de Koseny)

$d = 15$ $h = 4.8$

VALORES DE Y	X
1	0.29
2	2.29
2.5	3.80
3	5.63
0	-0.37

Para $60^\circ < \alpha < 180^\circ$



Método de A. Casagrande para la determinación del punto de descarga de la línea superior de flujo para $60^\circ \leq \alpha < 180^\circ$

5.2.2 Localización de la superficie crítica de deslizamiento.

Cuando se trata de material homogéneo como el tratado en este trabajo, esta superficie de falla es fácilmente determinada por el cuadro que a continuación se detalla:

Cuadro 5.4

Valores de Superficie de falla crítica

Angulo de Talud i	Angulo de fricción ϕ	Angulos para determinar el centro del círculo de falla		Factor de profundidad D
		ψ	θ	
90	0	47.6	30.2	-
	5	50.0	28.0	-
	10	53.0	27.0	-
	15	56.0	26.0	-
	20	58.0	24.0	-
	25	60.0	22.0	-
75	0	41.8	51.8	-
	5	45.0	50.0	-
	10	47.5	47.0	-
	15	50.0	46.0	-
	20	53.0	44.0	-
	25	56.0	44.0	-
60	0	35.3	70.8	-
	5	38.5	69.0	-
	10	41.0	66.0	-
	15	44.0	63.0	-
	20	46.5	60.4	-
	25	50.0	60.0	-
45	0	(28.2)	(89.4)	(1.062)
	5	31.2	84.2	1.026
	10	34.0	79.4	1.006
	15	36.1	74.4	1.001
	20	38.0	69.0	-
	25	40.0	62.0	-
30	0	(20.0)	(106.8)	(1.301)
	5	(23.0)	(96.0)	(1.161)
	5	20.0	106.0	1.332

	10	25.0	88.0	1.092
	15	27.0	78.0	1.038
	20	28.0	62.0	1.003
	25	29.0	50.0	-
15	0	(10.6)	(121.4)	(2.117)
	5	(12.5)	(94.0)	(1.549)
	5	11.0	95.0	1.697
	10	(14.0)	(68.0)	(1.222)
	10	14.0	68.0	1.222

Estos datos⁶ fueron reunidos por Taylor a partir de un gran número de investigaciones utilizando la solución analítica del método del " ϕ -cycle". El centro del círculo más crítico que pasa por el pie del talud está determinado por los ángulos ψ y θ como se muestra en la figura 5.6, los valores de estos ángulos para diferentes taludes con diferentes ángulos de fricción interna están dados en el cuadro anterior. La cuarta columna de este cuadro muestra, en términos de la altura de la presa (H), la profundidad mayor a la que llega el círculo de falla por debajo del pie del talud. (aunque algunas veces un estrato diferente puede alterar esta altura, en este caso, la profundidad llega hasta el estrato que presenta resistencia).

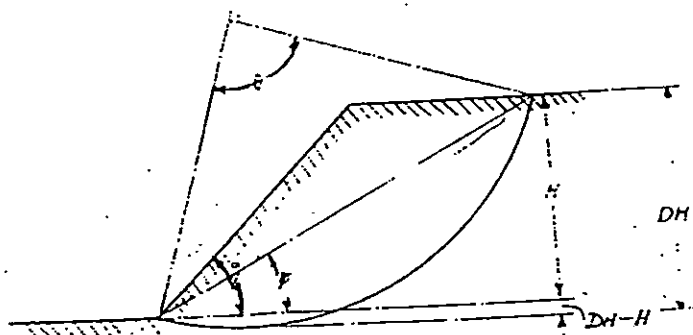


Fig. 5.6 Ubicación de la superficie de deslizamiento crítica

⁶ The Mechanics of Engineering soils. Por Leonard Capper y Fisher Cassie. 3ª edición Pag.168

Cuando i (ver fig. 5.7) es menor de 53° y ϕ es cero o muy pequeño, la superficie de deslizamiento crítica pasa por debajo del pie de la presa. de acuerdo a Fellenius el centro de este círculo está situado verticalmente por encima del punto medio del talud. Nuevamente, la profundidad de la superficie de falla está determinada por la presencia de roca o cualquier otro material que oponga resistencia. Los datos dados entre paréntesis en el cuadro 5.4 se refieren a los círculos de falla más peligrosos que pasa por debajo del pie del talud.

En problemas prácticos es inusual encontrar todas las condiciones a las cuales se refiere el cuadro presentada ya que las propiedades del suelo frecuentemente varían de acuerdo a la profundidad. Sin embargo, los datos presentados en el cuadro 5.4, ayudaran a reducir el trabajo requerido en encontrar la superficie de falla crítica en cualquier problema que se presente.

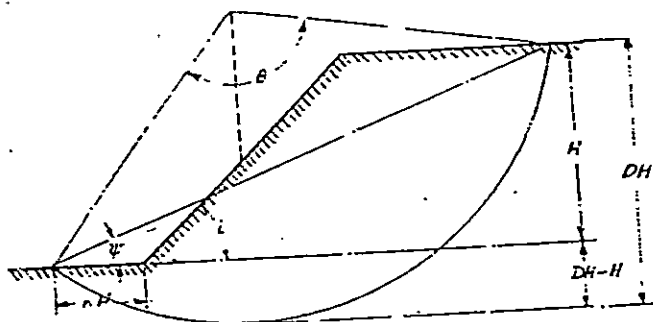


Fig. 5.7 Superficie de deslizamiento crítica pasando bajo el pie de la presa

Ahora se procede a dividir el talud en franjas o dovelas, de preferencia todas con el mismo ancho para simplificar los cálculos, una vez dibujadas ésta, se evalúa el diseño para cuatro diferentes condiciones, las cuales son:

Condición 1: Estabilidad del los taludes aguas arriba y aguas abajo al final de la construcción.

Condición 2: Estabilidad del talud aguas abajo con el embalse lleno.

Condición 3: Estabilidad del talud aguas arriba con el embalse lleno.

Condición 4: Estabilidad del talud aguas arriba cuando existe vaciado rápido.

Para la evaluación de estas condiciones se puede hacer uso de la hoja de calculo que lleva por nombre "Evaluación del diseño propuesto", para la cual necesitamos de los siguientes datos de entrada.

Luego se necesita el peso de cada dovela (w) y el ángulo α , que es el ángulo que se forma desde el centro del círculo de falla hasta el centro de gravedad de la dovela, estos datos deben ser calculados a mano y son los datos de entrada para la hoja de calculo.

La hoja consiste en una tabla por medio de la cual con la ayuda de la ecuación de Bishop se calcula haciendo uso de iteraciones, el factor de seguridad, que según el reglamento para diseño sísmico debe ser mayor de 1.2, si esto se cumple en cada una de las condiciones se puede concluir que el diseño propuesto es adecuado.

Al suponer que la superficie de falla es un área circular y plantear el equilibrio de momentos según el cual el momento actuante alrededor del centro de rotación producido por el peso de las dovelas es igual al momento resistente producido por la resistencia al corte del suelo a lo largo de la base de las dovelas, Bishop (1955) obtuvo:

Ecuación de Bishop:

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (w \tan \phi' + c' b) \frac{\text{Sec } \alpha}{1 + \frac{1}{F} \tan \alpha \tan \phi'}}{\sum_{i=1}^n w \sin \alpha}$$

donde:

$F =$ Factor de Seguridad

La experiencia ha demostrado que durante el periodo de construcción la probabilidad de falla es menor que con la presa terminada por esta razón el análisis con la presa terminada debe realizarse siempre. Este tipo de análisis ha demostrado ser especialmente necesario en presas sobre terrenos de cimentación blandos. Las fallas durante la construcción no son costosas en exceso, ni de graves consecuencias. Por ellos, es común adoptar en esta alternativa de análisis, factores de seguridad ligeramente debajo de los valores usualmente recomendados.

Las tablas se presentan a continuación:

Para la condición I se tiene:

Como el factor de seguridad (F), esta presente a ambos lados de la ecuación, para encontrarlo se utiliza un procedimiento iterativo. Por consiguiente para calcular F se asume un valor de 1 en el lado de derecho y se calcula F; se prosiguen las iteraciones hasta que los valores de F no difieran mas de 0.01. La convergencia por lo general es muy rápida y a menudo se obtiene después de dos o tres iteraciones

- W- Peso de dovela
- ϕ - Angulo de fricción
- c- Cohesión
- Δb = Ancho de dovela
- α - Angulo formado desde el centro del círculo de falla hacia el centro de la dovela.

Dovela No.	Ancho mts.	Altura Derec	Altura Izquier	hs m	ΔW (kN/m)	α (°)	$\Delta W \text{ sen } \alpha$ (kN/m)	$\Delta W (1-B) \times$ $\tan \phi' + c' \Delta b$ (kN/m)	Seg 5			Seg 6			
									$1 + \frac{1}{F} \tan \alpha \tan \phi'$			$1 + \frac{1}{F} \tan \alpha \tan \phi'$			
									F=1	F1	F2	F=1	F1	F2	
1															
2															
3															
4															
5															
6															
7															
8															
9															
10															
11															
12															
13															
14															
15															
16															
17															
18															
19															
20															

SUMATORIA

0.00 0.00 0.00

F= F1 F2

Fig. 5.8.

Tabla para la revisión del diseño propuesto en la condición 1 : Estabilidad del los taludes aguas arriba y aguas abajo al final de la construcción

Una falla por deslizamiento de talud en presa llena suele acarrear consecuencias catastróficas por lo que, en este caso, la estabilidad a presa llena debe tratarse con un criterio conservador que proporcione plenas garantías

Dovela No.	Ancho Δb mts	Altura Derec	Altura Izqa.	h_s m	ΔW (kN/m)	α (°)	$\Delta W \text{ sen } \alpha$ (kN/m)	h_p (m)	u (kN/m ²)	$(\Delta W - U \Delta b) \times$ $\tan \phi' + c' \Delta b$ (kN/m)	$\frac{\text{Seg } \alpha}{1 + \frac{1}{F} \tan \alpha \tan \phi'}$			$\frac{\Delta W - \Delta b (\tan \phi' + c' \Delta b) \text{ Seg } \alpha}{1 + \frac{1}{F} \tan \alpha \tan \phi'}$			
											F=1	F1	F2	F=1	F1	F2	
1																	
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
11																	
12																	
13																	
14																	
15																	
16																	
17																	
18																	
19																	
20																	

* u = peso específico del agua * g * h_p

SUMATORIA

0.00 0.00 0.00

F= F1 F2

Fig. 5.9

Tabla para la revisión del diseño propuesto en la condición 2 : Estabilidad del talud aguas abajo con el embalse lleno.

Dovela No.	Ancho mts.	h_w (m)	Alt. Der	Alt. Izq.	h_s (m)	ΔW (kN/m)	α (°)	$\Delta W \text{ sen } \alpha$ (kN/m)	h_p (m)	u (kN/m ²)	$(\Delta W - U \Delta b) \times$ $\tan \phi' + c' \Delta b$ (kN/m)	$\frac{\text{Seg } \alpha}{1 + \frac{1}{F} \tan \alpha \tan \phi'}$			$\frac{\Delta W - \Delta b (\tan \phi' + c' \Delta b) \text{ Seg } \alpha}{1 + \frac{1}{F} \tan \alpha \tan \phi'}$		
												F=1	F1	F2	F=1	F1	F2
1																	
2																	
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
10																	
11																	
12																	
13																	
14																	
15																	
16																	
17																	
18																	
19																	
20																	

SUMATORIA

0.00 0.00 0.00

F= F1 F2

Fig. 5.10

Tabla para la revisión del diseño propuesto en la condición 3 : Estabilidad del talud aguas arriba con el embalse lleno.

Cuando una presa se vacía rápidamente, se imponen al talud de aguas arriba condiciones de esfuerzos desfavorables que han de ser analizados independientemente.

En primer lugar, es preciso entender lo que se denomina vaciado "rápido" de una presa de tierra, para que esta condición tenga lugar no es preciso que ocurra un descenso total del nivel del embalse en un lapso de minutos, ni aun de horas o días; el estado de esfuerzos correspondiente a la condición de "vaciado rápido" puede presentarse si el nivel del embalse baja una cantidad considerable en el termino de unas semanas o unos pocos meses; en realidad basta para tener vaciado rápido, que el agua descienda mas aprisa de lo que se disipan los excesos de presión neutral en el cuerpo de la presa, originados precisamente por dicho abatimiento. Esta consideración hace que esta condición de estabilidad que ahora se estudia sea frecuente y se presente en la realidad en un gran numero de ocasiones.

Deben tomarse en cuenta los siguientes hechos en torno al vaciado rápido de una presa de tierra:

- 1. Exceptuando los deslizamientos ocurridos en el periodo de construcción, todos los deslizamientos que se han reportado en el talud aguas arriba de presas de tierra han tenido lugar tras un vaciado rápido.*
- 2. La mayoría de los deslizamientos ocurrieron en los primeros años de operación de la presa y todos parecen corresponder a vaciados sin precedentes, bien en velocidad o en magnitud del abatimiento del nivel del agua.*
- 3. La mayoría de los deslizamientos ocurrieron en presas mal compactadas y construidas en suelos muy finos, altamente plásticos.*
- 4. Los deslizamientos mas importantes han ocurrido desde el máximo nivel de agua, hasta una altura del orden de la mitad de la presa y que tuvieron velocidades del orden de 20 o 30 cms. por día.*

presiones efectivas ocurre más lentamente, por lo que el momento resistente ligado al círculo de falla considerado o casi no aumenta o lo hace mucho más despacio de lo que crece el momento motor. Así el factor de seguridad disminuye y del razonamiento anterior es posible deducir que puede llegar a alcanzar valores tan bajos como la mitad del original.

Además la hoja de cálculo incluye una lista de los símbolos utilizados y una ayuda en la que se detallan ciertas consideraciones y recomendaciones para el uso de estas hojas de cálculo.

5.2.3 Ejemplo del uso de la hoja de cálculo en el diseño de una presa

A continuación se realizara la revisión del diseño de la presa del "Reservorio de agua Maravillas del 94", que se encuentra ubicado en el kilometro 93+800 de la Carretera Panamericana (CA-1), Jurisdicción de Estanzuelas, Departamento de Usulután. (Ver Fig. 5.12).

Los datos del reservorio son los siguientes:

La presa "Embalse MARAVILLAS DEL 94 " tiene un volumen, de almacenamiento igual a $3,488 \text{ m}^3$, la altura máxima de la presa es de 6.5 metros y la altura máxima del agua en reserva es de 4.9 metros. El nivel máximo de aguas en el reservorio corresponde a 101 m.s.n.m.

El eje de la estructura sigue una forma rectilínea, el ancho de la cresta es de 4.0 mts.; la pendiente del talud en contacto con el agua es de 2.5 horizontal por 1.0 vertical y la pendiente del talud seco es de 1.5 horizontal por 1.0 vertical.

En cuanto al estudio de suelos, tenemos los siguientes datos:

Peso Volumétrico Seco Máximo:	1450	Kg/m^3
Peso Volumétrico Húmedo Máximo:	1856	Kg/m^3
Cohesión material compactado	1500	Kg/m^2
Angulo de fricción interna	25	grados
Coficiente de Permeabilidad	10^{-5}	cms/seg

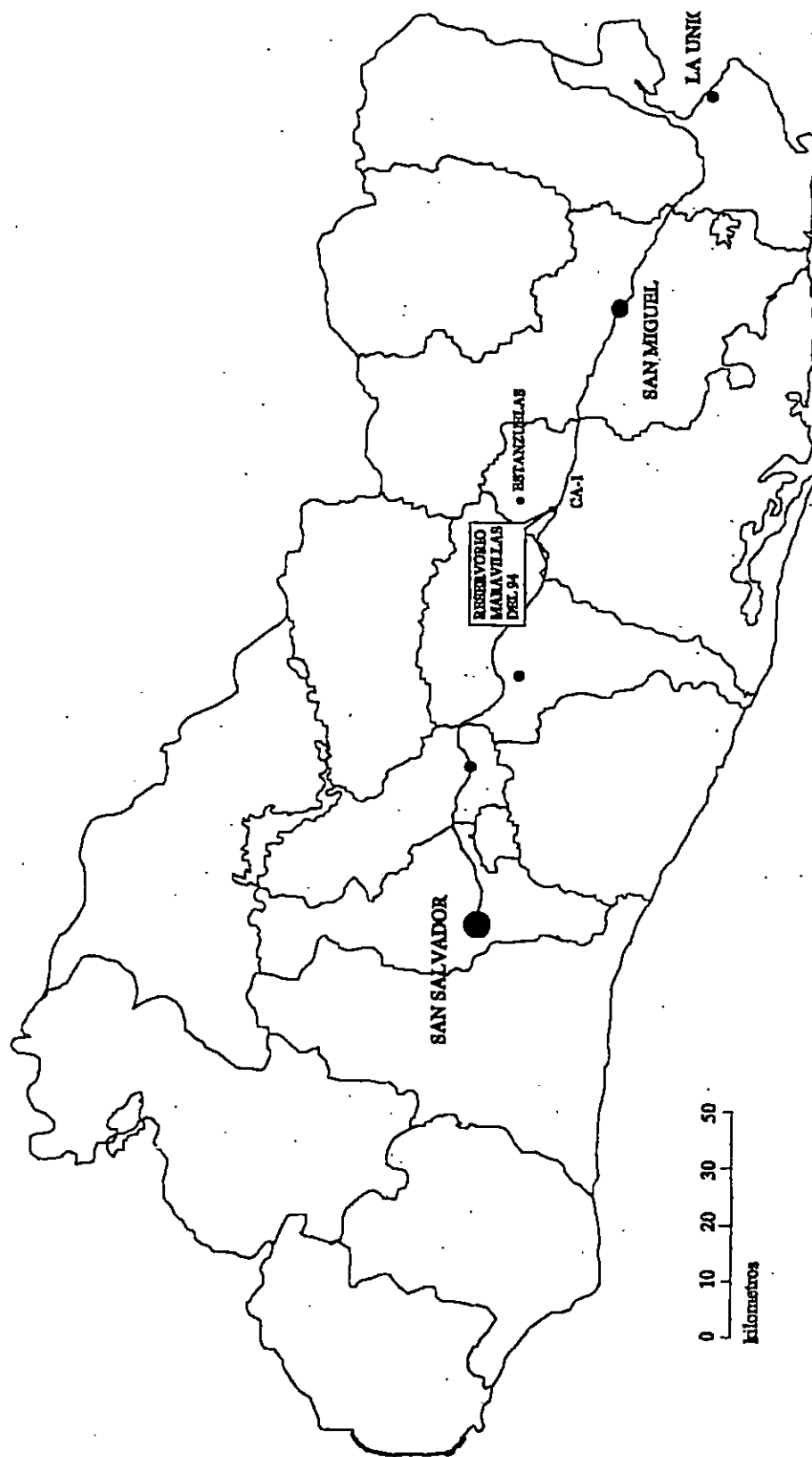
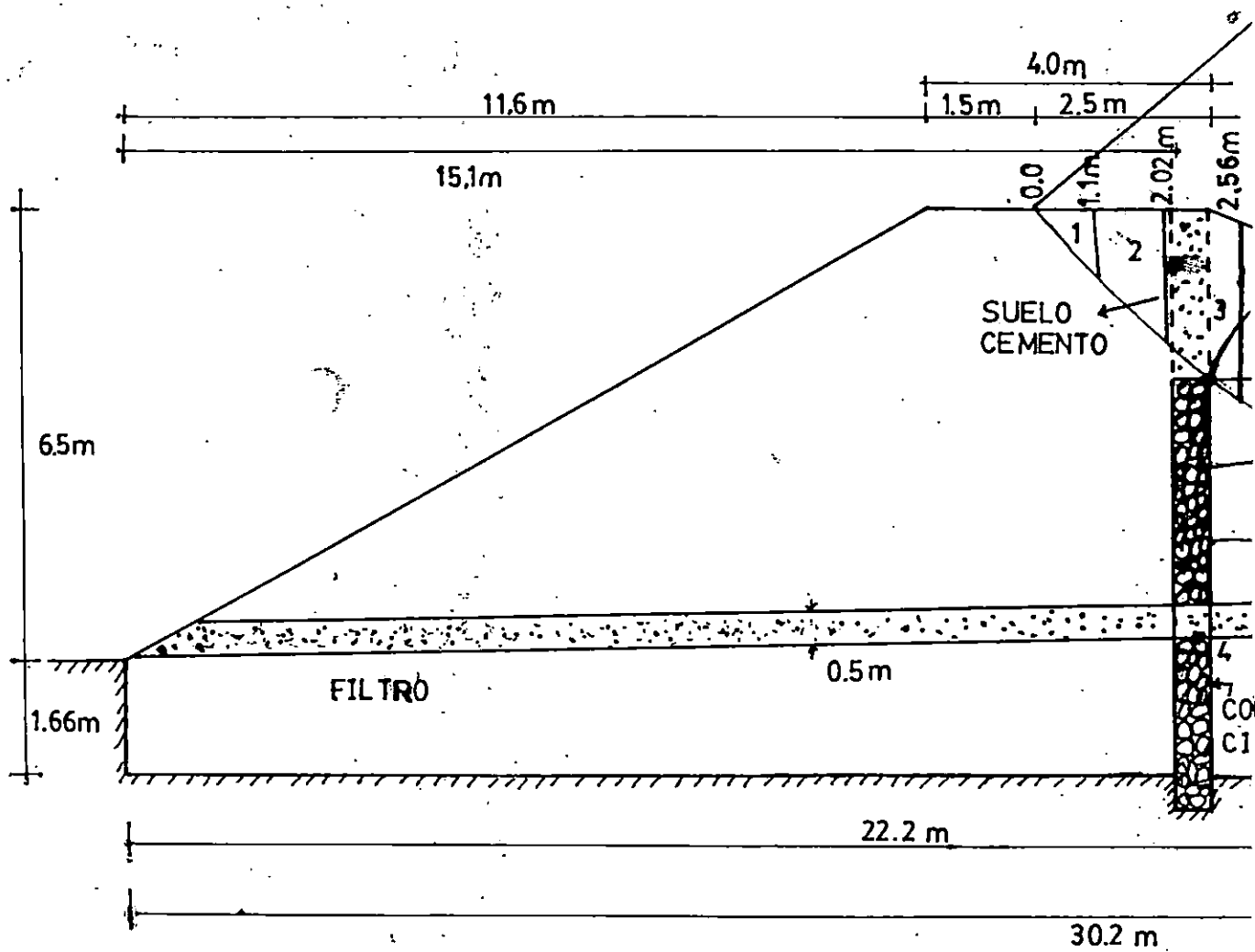
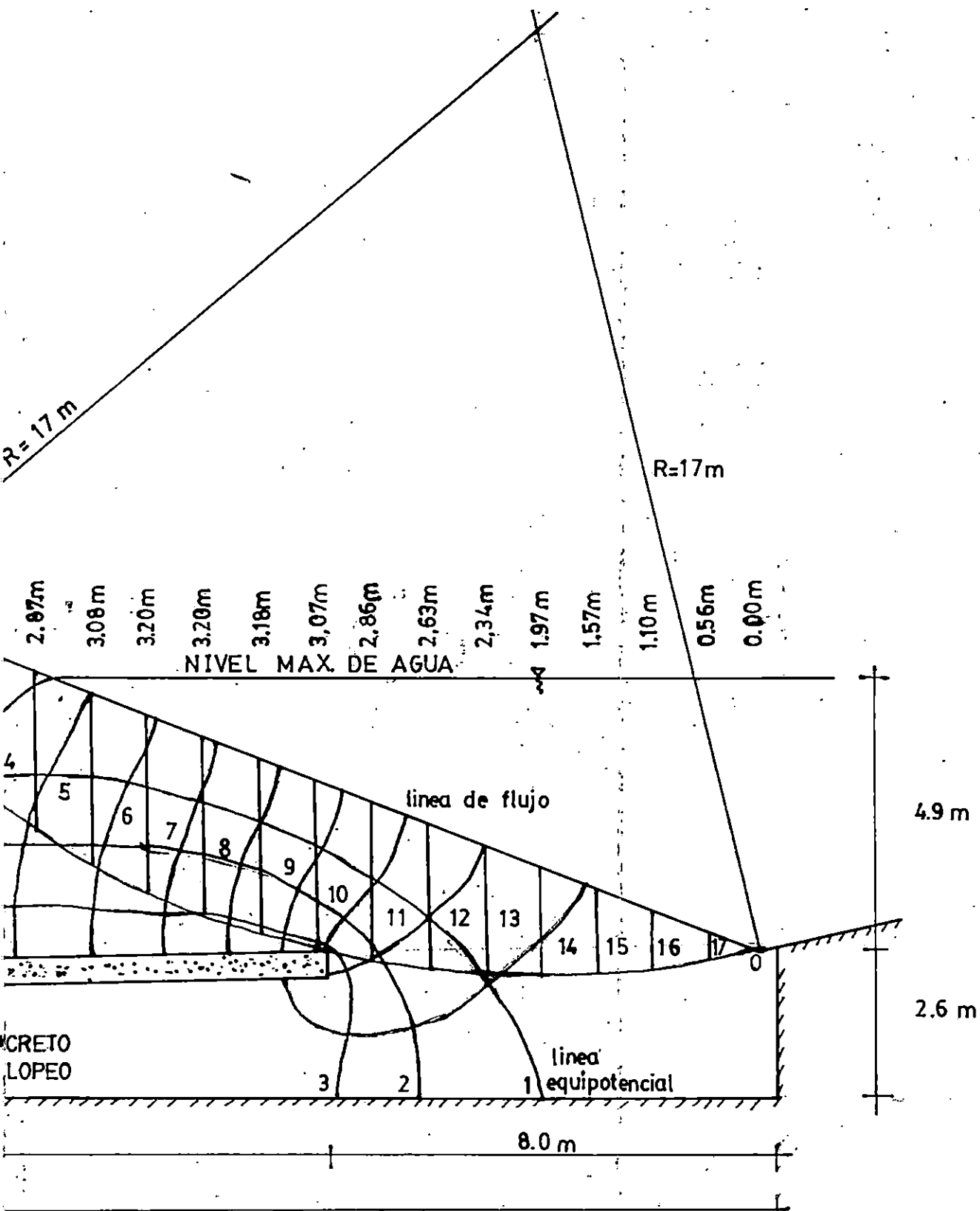


Fig. 5.13 Ubicación Geográfica del Proyecto



CURVAS DE FLUJO Y EQUIPOTENCIALES Y DIAGRAMA DE
RESERVORIO MARAVILLAS DEL 94



DOVELAS (embalse lleno)

escala 1:100

Cálculo de presiones (hp)

$\Delta H =$ *Caída de carga equipotencial*

$\Delta H = \frac{\text{altura de agua}}{\text{numero de equipotenciales}}$

$$\Delta H = \frac{4.9 \text{ m}}{4} = 1.225 \text{ mts.}$$

factor de forma = número de líneas equipotenciales/ número de líneas de flujo

$$Ff = 4/10 = 0.40$$

$$P_1 = 0.0$$

$$P_2 = 0.0$$

$$P_3 = 4.9 - 5.7 - 1.225 = -2.030 \text{ mts}$$

$$P_4 = 4.9 - 2.2 - 1.225 (1.2) = 1.230 \text{ mts}$$

$$P_5 = 4.9 - 1.5 - 1.225 (1.8) = 1.200 \text{ mts}$$

$$P_6 = 4.9 - 1.1 - 1.225 (2.3) = 0.980 \text{ mts}$$

$$P_7 = 4.9 - 0.7 - 1.225 (3.0) = 0.530 \text{ mts}$$

$$P_8 = 4.9 - 0.3 - 1.225 (3.1) = 0.800 \text{ mts}$$

$$P_9 = 4.9 - 0.1 - 1.225 (3.2) = 0.880 \text{ mts}$$

$$P_{10} = 4.9 + 0.2 - 1.225 (2.1) = 2.530 \text{ mts}$$

$$P_{11} = 4.9 + 0.3 - 1.225 (1.5) = 3.360 \text{ mts}$$

$$P_{12} = 4.9 + 0.4 - 1.225 (0.9) = 4.200 \text{ mts}$$

$$P_{13} = 4.9 + 0.5 - 1.225 (0.7) = 4.540 \text{ mts}$$

$$P_{14} = 4.9 + 0.4 - 1.225 (0.6) = 4.570 \text{ mts}$$

$$P_{15} = 4.9 + 0.3 - 1.225 (0.5) = 4.590 \text{ mts}$$

$$P_{16} = 4.9 + 0.2 - 1.225 (0.3) = 4.730 \text{ mts}$$

$$P_{17} = 4.9 + 0.1 = 1.230 \text{ mts}$$

Condición 1: Estabilidad de taludes aguas arriba y aguas abajo al final de la construcción

Dovela No.	Ancho mts.	Altura Derec	Altura Izquier	hs m	ΔW (kg/m)	α (°)	$\Delta W \text{ sen } \alpha$ (kg/m)	$\Delta W \times \tan \phi' + c' \Delta b$ (kg/m)	$\frac{\text{Sec } \alpha}{1 + \frac{1}{F} \tan \alpha \tan \phi'}$			$\frac{\Delta W \times \tan \phi' + c' \Delta b \times \text{Sec } \alpha}{1 + \frac{1}{F} \tan \alpha \tan \phi'}$		
									F=1	2.79	3.05	F=1	2.79	3.05
1	1.00	1.10	0.00	0.55	797.50	48.84	600.42	1871.88	0.991	1.275	1.294	1854.75	2387.58	2421.32
2	1.00	2.02	1.10	1.56	2262.00	43.96	1570.18	2554.79	0.958	1.196	1.211	2448.25	3056.50	3093.78
3	1.00	2.56	2.02	2.29	3320.50	39.44	2109.42	3048.38	0.936	1.138	1.150	2852.89	3470.07	3506.87
4	1.00	2.87	2.56	2.72	3936.75	35.20	2269.27	3335.74	0.921	1.095	1.105	3071.75	3651.62	3685.36
5	1.00	3.08	2.87	2.98	4313.75	31.17	2232.71	3511.54	0.912	1.061	1.070	3201.08	3727.16	3757.10
6	1.00	3.20	3.08	3.14	4553.00	27.31	2088.94	3623.10	0.907	1.036	1.043	3286.32	3753.63	3779.70
7	1.00	3.20	3.20	3.20	4640.00	23.58	1856.14	3663.67	0.907	1.017	1.023	3321.43	3725.64	3747.76
8	1.00	3.18	3.20	3.19	4625.50	19.94	1577.47	3656.91	0.910	1.003	1.008	3327.25	3667.71	3686.01
9	1.00	3.07	3.18	3.13	4531.25	16.39	1278.60	3612.96	0.917	0.994	0.998	3311.78	3589.52	3604.19
10	1.00	2.85	3.07	2.96	4292.00	12.89	957.46	3501.40	0.927	0.988	0.991	3245.57	3459.58	3470.68
11	1.00	2.63	2.86	2.75	3980.25	9.45	653.51	3356.03	0.941	0.986	0.989	3157.15	3310.10	3317.90
12	1.00	2.34	2.63	2.49	3603.25	6.07	381.02	3180.23	0.958	0.988	0.990	3047.06	3142.30	3147.07
13	1.00	1.97	2.34	2.16	3124.75	2.69	146.65	2957.10	0.980	0.993	0.994	2896.89	2937.29	2939.28
14	1.00	1.57	1.97	1.77	2566.50	-0.67	-30.01	2696.78	1.006	1.002	1.002	2711.75	2702.25	2701.79
15	1.00	1.10	1.57	1.34	1935.75	-4.05	-136.72	2402.66	1.037	1.015	1.013	2490.91	2437.52	2434.99
16	1.00	0.56	1.10	0.83	1203.50	-7.43	-155.63	2061.20	1.074	1.031	1.029	2213.25	2124.98	2120.87
17	1.00	0.00	0.56	0.28	406.00	-10.83	-76.29	1689.32	1.118	1.052	1.049	1888.41	1776.77	1771.69
18	1.00			0.00	0.00		0.00	0.00	1.000	1.000	1.000	0.00	0.00	0.00
19	1.00			0.00	0.00		0.00	0.00	1.000	1.000	1.000	0.00	0.00	0.00
20	1.00			0.00	0.00		0.00	0.00	1.000	1.000	1.000	0.00	0.00	0.00

17323.15

48326.52 52920.22 53186.35

F= 2.79 3.05 3.07

Condición 4: Estabilidad del talud aguas arriba cuando existe vaciado rápido

Dovela No.	Ancho mts.	hs (m)	ΔW (kg/m)	α (°)	ΔW sen α (kg/m)	U_0 (kg/m ²)	Δhw (m)	$\Delta U = \rho w \cdot \Delta hw$ (kg/m ²)	$U = U_0 + \Delta U$ (kg/m ²)	$(\Delta W - u \Delta b) \times \tan \phi' + c' \Delta b$ (kg/m)	Sec α			$(\Delta W - u \Delta b) \tan \phi' + c' \Delta b$ Sec α		
											$1 + \frac{1}{F} \tan \alpha \tan \phi'$	F=1	2.90	3.17	F=1	2.90
1	1.00	0.55	797.50	48.84	600.42	0.00	0.00	0.00	0.00	1871.88	0.99	1.28	1.30	1854.8	2402.2	2434.8
2	1.00	1.56	2262.00	43.96	1570.18	0.00	0.00	0.00	0.00	2554.79	0.96	1.20	1.22	2448.3	3072.7	3108.6
3	1.00	2.29	3320.50	39.44	2109.42	-2030.00	0.00	0.00	-2030.00	3994.99	0.94	1.14	1.16	3738.8	4568.6	4615.0
4	1.00	2.72	3936.75	35.20	2269.27	1230.00	0.00	0.00	1230.00	2762.18	0.92	1.10	1.11	2543.6	3035.9	3062.8
5	1.00	2.98	4313.75	31.17	2232.71	1200.00	-0.20	-200.00	1000.00	3045.23	0.91	1.07	1.07	2776.0	3243.5	3268.5
6	1.00	3.14	4553.00	27.31	2088.94	980.00	-0.50	-500.00	480.00	3399.28	0.91	1.04	1.05	3083.3	3532.4	3555.9
7	1.00	3.20	4640.00	23.58	1856.14	530.00	-0.90	-900.00	-370.00	3836.21	0.91	1.02	1.03	3477.9	3911.2	3933.4
8	1.00	3.19	4625.50	19.94	1577.47	800.00	-1.30	-1300.00	-500.00	3890.07	0.91	1.01	1.01	3539.4	3910.0	3928.7
9	1.00	3.13	4531.25	16.39	1278.60	880.00	-1.60	-1600.00	-720.00	3948.70	0.92	1.00	1.00	3619.5	3930.1	3945.4
10	1.00	2.96	4292.00	12.89	957.46	2530.00	-2.00	-2000.00	530.00	3254.25	0.93	0.99	0.99	3016.5	3219.9	3229.8
11	1.00	2.75	3980.25	9.45	653.51	3360.00	-2.40	-2400.00	960.00	2908.37	0.94	0.99	0.99	2736.0	2871.5	2878.0
12	1.00	2.49	3603.25	6.07	381.02	4200.00	-2.80	-2800.00	1400.00	2527.40	0.96	0.99	0.99	2421.6	2498.9	2502.5
13	1.00	2.16	3124.75	2.69	146.65	4540.00	-3.20	-3200.00	1340.00	2332.24	0.98	0.99	0.99	2284.8	2317.3	2318.8
14	1.00	1.77	2566.50	-0.67	-30.01	4570.00	-3.60	-3600.00	970.00	2244.46	1.01	1.00	1.00	2256.9	2248.8	2248.5
15	1.00	1.34	1935.75	-4.05	-136.72	4590.00	-4.00	-4000.00	590.00	2127.54	1.04	1.01	1.01	2205.7	2157.4	2155.3
16	1.00	0.83	1203.50	-7.43	-155.63	4730.00	-4.40	-4400.00	330.00	1907.32	1.07	1.03	1.03	2048.0	1964.7	1961.1
17	1.00	0.28	406.00	-10.83	-76.29	5000.00	-4.60	-4600.00	400.00	1502.80	1.12	1.05	1.05	1679.9	1578.6	1574.3
18	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1500.00	1.00	1.00	1.00	1500.0	1500.0	1500.0
19	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1500.00	1.00	1.00	1.00	1500.0	1500.0	1500.0
20	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1500.00	1.00	1.00	1.00	1500.0	1500.0	1500.0

17323.15

50230.81 54963.65 55221.13

F= 2.90 3.17 3.19

Condición 3: Estabilidad del talud aguas arriba con el embalse lleno.

Dovela No.	Ancho mts.	hs (m)	ΔW (kg/m)	α (°)	$\Delta W \text{ sen } \alpha$ (kg/m)	hp (m)	u (kg/m ²)	$(\Delta W - u \Delta b) \times$ $\tan \phi' + c' \Delta b$ (kg/m)	$\frac{\text{Sec } \alpha}{1 + \frac{1}{F} \tan \alpha \tan \phi'}$			$(\Delta W - u \Delta b) \tan \phi' + c' \Delta b \frac{\text{Sec } \alpha}{1 + \frac{1}{F} \tan \alpha \tan \phi'}$		
									F=1	1.79	1.96	F=1	1.79	1.96
1	1.00	0.55	797.50	48.84	600.42	0.00	0.0	1871.88	0.991	1.170	1.194	1854.752	2190.452	2235.014
2	1.00	1.56	2262.00	43.96	1570.18	0.00	0.0	2554.79	0.958	1.110	1.130	2448.255	2835.798	2886.126
3	1.00	2.29	3320.50	39.44	2109.42	-2.03	-2030.0	3994.99	0.936	1.066	1.083	3738.797	4258.995	4325.290
4	1.00	2.72	3936.75	35.20	2269.27	1.23	1230.0	2762.18	0.921	1.034	1.048	2543.586	2854.917	2893.937
5	1.00	2.98	4313.75	31.17	2232.71	1.20	1200.0	2951.97	0.912	1.009	1.022	2690.979	2979.816	3015.471
6	1.00	3.14	4553.00	27.31	2088.94	0.98	980.0	3166.12	0.907	0.992	1.002	2871.813	3140.294	3172.972
7	1.00	3.20	4640.00	23.58	1856.14	0.53	530.0	3416.53	0.907	0.980	0.988	3097.377	3346.726	3376.671
8	1.00	3.19	4625.50	19.94	1577.47	0.80	800.0	3283.86	0.910	0.972	0.979	2987.835	3191.268	3215.385
9	1.00	3.13	4531.25	16.39	1278.60	0.88	880.0	3202.61	0.917	0.968	0.974	2935.633	3100.380	3119.666
10	1.00	2.96	4292.00	12.89	957.46	2.53	2530.0	2321.64	0.927	0.968	0.973	2152.006	2247.481	2258.520
11	1.00	2.75	3980.25	9.45	653.51	3.36	3360.0	1789.23	0.941	0.972	0.975	1683.201	1738.363	1744.661
12	1.00	2.49	3603.25	6.07	381.02	4.20	4200.0	1221.73	0.958	0.978	0.981	1170.573	1195.456	1198.262
13	1.00	2.16	3124.75	2.69	146.65	4.54	4540.0	840.06	0.980	0.989	0.990	822.953	830.800	831.674
14	1.00	1.77	2566.50	-0.67	-30.01	4.57	4570.0	565.75	1.006	1.003	1.003	568.891	567.520	567.369
15	1.00	1.34	1935.75	-4.05	-136.72	4.59	4590.0	262.30	1.037	1.021	1.020	271.935	267.905	267.468
16	1.00	0.83	1203.50	-7.43	-155.63	4.73	4730.0	-144.44	1.074	1.044	1.041	-155.093	-150.791	-150.332
17	1.00	0.28	406.00	-10.8	-76.29	5.00	5000.0	-642.22	1.118	1.072	1.067	-717.912	-688.215	-685.093
18	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	1.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000
19	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000
20	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000

17323.15

30965.58 33907.17 34273.06

F= 1.79 1.96 1.98

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES.

- *Debido a los fenómenos climatológicos conocidos como el efecto del niño o falta de lluvia y de la niña o exceso de lluvia, hace que sea necesario construir presas para conservar los animales domésticos y realizar un riego de subsistencia para hortalizas y arboles frutales, ya que el efecto de la niña provoca concentraciones de grandes caudales de agua, se hace necesaria la captación de esta en reservorios para los cuales se utilizan presas de tierra, por lo tanto es importante conocer acerca de las formas de diseñar dichas presas, así como los diferentes errores que se cometen en la construcción y las formas de corregirlos.*

- *Las presas de tierra son de vital importancia en los reservorios de aguas lluvias debido a que ésta es su elemento fundamental, por lo tanto de su buen diseño y construcción depende el funcionamiento correcto del reservorio, razón por la cual se concluye que es importante realizar un diseño adecuado de estas estructuras; así como también construirlas de acuerdo al diseño realizado.*

- *La problemática principal de nuestro país en lo que respecta a la escasez del agua en zonas rurales, es la mala planificación del sostenimiento de este recurso por lo que se hace mas urgente la necesidad de implementar mas reservorios a nivel nacional, especialmente en zonas de escasos recursos económicos y donde no existen formas de abastecimiento de aguas superficiales..*

- *Un buen diseño de presas para el almacenamiento de agua lluvia es importante, ya que permite contar con seguridad en su construcción, al igual que asegura un buen funcionamiento y también garantiza la conservación de ésta a lo largo de su vida útil, razón por la cual no se puede adaptar a una situación determinada el diseño de una presa que haya dado resultado en otro sitio diferente, ya que las condiciones hidrológicas y de suelos de la región son las que rigen su diseño y por muy similares que sean estas características en diferentes sitios, no se puede asegurar su buen funcionamiento.*
- *La presa, por ser el elemento fundamental del reservorio, debe ser protegida adecuadamente contra cualquier efecto destructivo (animales que hacen galerías, las olas, etc.) que pueda ocasionar la pérdida parcial o total de la misma, ya que los daños que ocasionaría un desbordamiento de ésta son muy grandes, por lo tanto se debe tener siempre el cuidado de colocar las diferentes obras que permiten su conservación y protección.*
- *Es importante contar con registros hidrológicos en el sitio que se pretende construir la presa, ya que con estos datos se construye la gráfica curva-masa de la cual se obtiene la capacidad del vaso para satisfacer la demanda requerida y si no se cuenta con estos datos, difícilmente podemos garantizar que la presa que se diseñe contara con el volumen de agua necesario para satisfacer la demanda requerida.*
- *La cantidad de sedimento que se depositará en el vaso durante el período para el cual se diseña la estructura, es necesario calcularla así como otras pérdidas (evaporación,*

infiltración, etc.) teniendo de esta forma la seguridad de que el embalse funcionará eficazmente a lo largo su vida útil y no se azolvará prematuramente.

- *Con la elaboración de éste trabajo se pretende facilitar el diseño de las presas de tierra para futuros reservorios de aguas lluvias y al mismo tiempo tratar de disminuir o eliminar los errores que se comenten en la construcción de las presas.*

6.2 RECOMENDACIONES

- *Para que un reservorio de aguas lluvias funcione eficientemente, es necesario que cada una de las partes que lo componen este construida de acuerdo al diseño que se haya realizado, por lo tanto se recomienda poner mucha atención de parte de los constructores de estos reservorios en los detalles del diseño de cada elemento.*
- *Los reservorios son una solución eficiente a la problemática de la escasez del agua en el interior de nuestro país, por lo que se debería dar más atención por parte del Ministerio de Agricultura y Ganadería para construir mas reservorios en dichas zonas.*
- *Se recomienda formular un pequeño manual que contenga las instrucciones básicas para el mantenimiento de la estructura, así como la inspección a fin de detectar cualquier condición desfavorable y poderla solucionar a tiempo.*

- *Debe darse un mantenimiento adecuado en forma regular al agua almacenada para evitar el desarrollo de algas y otras vegetaciones acuáticas que puedan propagarse en el vaso y volver inservible el agua almacenada.*
- *Lo ideal para el diseño de un reservorio es que este ubicado sobre el cauce de un río, pero no siempre esta condición puede darse, así que también se debe considerar el hecho de ubicar los reservorios en terrenos donde se pueda captar el agua lluvia aunque ningún río lo alimente.*
- *La hoja de calculo contenida en el disquete adjunto está elaborada en el programa de Microsoft Excel 97 por lo tanto debe utilizarse en éste mismo programa o cualquier otro compatible.*

BIBLIOGRAFIA

- ✓ *Importancia y técnica de la construcción de presas de tierra.* José Luis Zeledón. Tesis Universidad de El Salvador. 1969
- ✓ *Guía para el diseño de pequeñas centrales hidroeléctricas.* Miguel Enrique Blanco Chávez. Universidad de San Carlos de Guatemala. 1992.
- ✓ *Consideraciones sobre la operación de embalses estacionales para generación de energía eléctrica en Guatemala.* Luis Alfredo Chacón León. Universidad de San Carlos de Guatemala. 1987
- ✓ *Guía Básica para realizar estudios Hidrológicos en El Salvador.* Sandra Elizabeth Hernández Díaz y Otros. Tesis UES 1997.
- ✓ *Análisis fundamentales para la construcción de presas de tierra y enrocamiento.* Carlos Alberto Sánchez. Universidad Politécnica de El Salvador. Tesis 1992
- ✓ *Análisis de Estabilidad de Taludes para Presas de Tierra.* Tesis UES por José Humberto Zepeda, 1970.
- ✓ *Diseño de Presas Pequeñas.* United States Department of the interior. Compañía Editorial Continental, México
- ✓ *Mecánica de Suelos.* Eulalio Juárez Badillo - Rico Rodríguez. Tomo I, II y III, Editorial Limusa.
- ✓ *Mecánica de Suelos.* Peter Berry. David Rey. Editorial Limusa. 1995
- ✓ *Manual técnico de diseño y construcción de pequeños embalses.* Instituto Nacional de Reforma y Desarrollo Agrario. Ministerio de Agricultura y Ganadería
- ✓ *Anuarios hidrológicos del Ministerio de Agricultura y Ganadería.* 1970-1980
- ✓ *Hidrología para Ingenieros.* Linsley, Kohler, Paulus. Segunda Edición. McGraw-Hill. 1988.

- ✓ *Soil Mechanics. A.R. Jumikis. VanNostrand Company. USA 1962*
- ✓ *Metodología para el análisis de la sequía en la zona oriental y su solución mediante el uso de pequeños embalses para riego suplementario. José Rodolfo Montufar y Otros. Tesis Universidad Politécnica de El Salvador. 1987.*
- ✓ *Presas de Tierra y Enrocamiento. Paul J. Marsal. Daniel Resendiz Nuñez*
- ✓ *Manual de Técnicas Agropecuarias . José Juárez. Editorial Acribilla*
- ✓ *Diseño y Construcción de Pequeños Embalses. Ministerio de Agricultura y Ganadería, 1998.*
- ✓ *Introducción al Estudio de las Presas de Tierra. Tesis UES por Juan Christian Guerra. 1970.*
- ✓ *Estudios Hidrológicos necesarios para el diseño de presas de tierra. Tesis UES por Joaquin Alfredo Flores Morales 1970.*
- ✓ *Principios y Aplicaciones del Riego. Alberto García Palacios 2ª Edición. 1972.*
- ✓ *Soil Engineering. Merlin G. Spangler and Richard L. Handy. 3ª Edit.. Harper and Row Publishers U.S.A. 1973*
- ✓ *Fundamentals of Soil Mechanics. Donald W. Taylor. John Wiley and Sons, Inc. USA 1967.*
- ✓ *Soil Meechanics. William Lambe and Robert Whitman. USA 1969.*
- ✓ *Soil Mechanics. Dimitri P. Krynine. 2ª Edicion. MacGraw Hill.*
- ✓ *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones. George F Sowers. Editorial Limusa, México. 1983.*
- ✓ *The Mechanics of Engineering Soils. Leonard Capper, Fisher Cassie. 3ª edicion. E&T.N. Spon. London 1960.*