

81



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**DISEÑO ESTRUCTURAL PRELIMINAR DEL CANAL  
DE LLAMADA, ESTRUCTURA DE CONTROL  
(VERTEDOR) Y CANAL DE DESCARGA (RÁPIDA)**

**T E S I S**

Que para obtener el título de:

**INGENIERO CIVIL**

Presenta:

**FÉLIX MARTÍNEZ SÁNCHEZ**

DIRECTOR DE TESIS

**M.I. VÍCTOR FRANCO**



MÉXICO, D.F.

SEPTIEMBRE, 2002



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

81



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO ESTRUCTURAL PRELIMINAR DEL CANAL  
DE LLAMADA, ESTRUCTURA DE CONTROL  
(VERTEDOR) Y CANAL DE DESCARGA (RÁPIDA)

**T E S I S**

Que para obtener el título de:

**INGENIERO CIVIL**

Presenta:

**FÉLIX MARTÍNEZ SÁNCHEZ**

DIRECTOR DE TESIS

**M.I. VÍCTOR FRANCO**



MÉXICO, D.F.

SEPTIEMBRE, 2002



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/ 101/02

Señor  
**FÉLIX MARTÍNEZ SÁNCHEZ**  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. VÍCTOR FRANCO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tema de tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"DISEÑO ESTRUCTURAL PRELIMINAR DEL CANAL DE LLAMADA, ESTRUCTURA DE CONTROL (VERTEDOR) Y CANAL DE DESCARGA (RÁPIDA)"**

- I. INTRODUCCIÓN
- II. SELECCIÓN DE LA CORTINA
- III. SELECCIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS
- IV. DISEÑO ESTRUCTURAL
- V. ASPECTOS PARTICULARES DE DISEÑO
- VI. EJEMPLO DE DISEÑO
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 27 de junio de 2002  
EL DIRECTOR

  
M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/GMP/mstg.

## INDICE

INTRODUCCIÓN	1
1. SELECCIÓN DE LA CORTINA	
1.1. Clasificación	5
1.2. Generalidades	6
1.3. Condiciones geológicas y cimentación	7
1.4. Tipos de roca y su influencia en la selección de cortinas	7
1.4.1. Rocas ígneas	7
1.4.2. Rocas metamórficas	8
1.4.3. Rocas sedimentarias	9
1.5. Topografía y Geología para diferentes tipos de cortinas	10
1.5.1. Boquilla	10
1.5.2. Cortinas en la zona de montaña del río	11
1.5.3. Cortinas en la zona de planicie	13
2. SELECCIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS	
2.1. Partes que constituyen una obra de excedencias	19
2.1.1. Canal de llamada	19
2.1.2. Estructura de control (vertedor)	20
2.1.2.1. Controles de las crestas	21
2.1.3. Canal de descarga (rápida)	22
2.1.4. Estructura terminal	23
2.2. Objetivo	24
2.3. Consideraciones generales	25
2.4. Requerimientos de la obra de excedencias	26
2.5. Combinación de obras de excedencias de servicio y auxiliares	27
2.6. Selección del proyecto de la obra de excedencias	28
3. DISEÑO ESTRUCTURAL	
3.1. Generalidades	31
3.2. Canal de llamada	32
3.2.1. Cargas sobre un muro de estabilidad	34
3.2.2. Condiciones de carga	35
3.2.3. Condiciones de seguridad para muros de contención	36
3.2.3.1. Revisión al volteo	36
3.2.3.2. Revisión al deslizamiento	43
3.2.3.3. Revisión de esfuerzos	44
3.3. Estructura de control	45
3.3.1. Análisis de la estabilidad	46
3.3.2. Cargas que actúan en la estructura de control	46
3.3.3. Combinaciones de cargas	47
3.3.4. Condiciones de seguridad	48
3.3.4.1. Revisión al volteo	48
3.3.4.2. Revisión de esfuerzos en la base del cimacio	61

3.3.4.3.Revisión al deslizamiento	63
3.3.5. Armado básico de la estructura de control	63
3.3.5.1.Pila	63
3.3.5.2.Cimacio	68
3.3.6. Análisis por viento	71
3.3.6.1.Revisión al volteo	73
3.3.6.2.Revisión de esfuerzos	74
3.3.7. Análisis por sismo transversal	74
3.3.7.1.Revisión al volteo	75
3.3.7.2.Revisión de esfuerzos	76
3.4. Canal de descarga (rápida)	76
3.4.1. Revestimiento	76
3.4.2. Acero de refuerzo	78
3.4.2.1.Losa de piso	78
3.4.2.2.Muros laterales	81
4. ASPECTOS PARTICULARES DE DISEÑO	83
4.1. Drenaje del canal	83
4.1.1. Tipos de drenaje	83
4.1.2. Drenes longitudinales con tubos porosos bajo la plantilla	84
4.1.3. Lloraderos	86
4.2. Juntas de construcción	86
4.2.1. Tipos de juntas	88
4.2.2. Clases de juntas	88
4.2.3. Separación entre las juntas de construcción	88
4.2.4. Cubrejuntas de metal y empaques de hule	90
4.3. Dentellones	90
4.4. Anclas	91
5. EJEMPLO DE DISEÑO	93
5.1. Canal de llamada	93
5.2. Estructura de control	97
5.2.1. Revisión de la estabilidad	102
5.2.2. Armado de la estructura de control	116
5.3. Canal de descarga	126
5.3.1. Drenaje	131
6. CONCLUSIONES	133

### INTRODUCCIÓN

Las presas se construyen con el objeto de formar un almacenamiento o una derivación con la finalidad de satisfacer las necesidades de la población. En un almacenamiento se guarda o almacena el agua para ser utilizada posteriormente, por ejemplo, para riego y/o generar electricidad, en cambio en una de derivación su función consiste solo en elevar el tirante de agua y con ello pueda ser conducida para su utilización en el abastecimiento de agua potable o riego.

Una presa consta, en general, de las siguientes partes:

Vaso, es el lugar en donde se almacena el agua de la presa.

Cortina, es la estructura que se opone al paso de la corriente.

Obra de desvío, se utiliza para desviar el curso de la corriente y construir la cortina.

Obra de toma, sirve para regular o dar salida al agua almacenada en el vaso y utilizarla para el propósito que se creó la presa.

Obra de excedencias, su objetivo es descargar el agua que está en exceso dentro del vaso de almacenamiento, y ello lo puede hacer en forma libre o controlada.

El objetivo de este trabajo consiste en presentar una guía, que sirva básicamente para dar una visión general de cómo se hace el diseño estructural de una obra de excedencias y los pasos que se siguen para ello. Principalmente este trabajo se basa en la experiencia de las personas que se encargan de realizar diseños como estos, y cuyo conocimiento no es posible encontrarlo en los libros.

Principalmente una obra de excedencias consta de un canal de llamada, una estructura de control, un canal de descarga o rápida, una estructura terminal y un canal de salida. Además, la topografía y geología de la zona es lo que influye para que se tenga o no un canal de llamada; el canal de salida se construye en función de la localización de la estructura terminal y del tipo de esta.

El diseño estructural dependerá de los datos que sean proporcionados por los departamentos de geotecnia e hidráulica.

En lo que se refiere al estudio de geotecnia, se suele entregar un pequeño informe en el que se presentan planos e información general de la zona en donde se construirá la obra, escogiendo un cadenamiento de inicio, y en el texto también se indica el tipo de roca de la cimentación y si existe alguna falla geológica, de igual manera proporciona los tratamientos que sean necesarios para contrarrestar cualquier anomalía en la roca, las recomendaciones del anclaje, espesores de los revestimientos y cualquier otro detalle que sea importante incluir.

De parte del proyecto hidráulico se hace todo el estudio que es necesario para dar forma, por así decirlo, de lo que sería la geometría general de todos los componentes de la obra de excedencias. Generalmente, se presenta lo que sería la sección del canal de llamada( si se requiere), la forma de la estructura de control, indicando las pilas y compuertas que se necesitan, la sección que se usará en el canal de descarga y el tipo de estructura terminal que se usará como en el caso de una cubeta de lanzamiento o un tanque amortiguador.

Finalmente, con toda esta información el departamento de estructuras se encarga de hacer el diseño estructural.

Para cumplir con el objetivo señalado, en el primer capítulo de la tesis se hace mención de algunos aspectos generales referentes a las cortinas, en los que se menciona los diferentes tipos y la forma en que es posible elegir un tipo de cortina para las condiciones geológicas y topográficas que se presentan en la zona donde se pretende hacer el proyecto. Las cortinas tienen una estrecha relación con la obra de excedencias de una presa, ya que es posible que ella quede alojada dentro del cuerpo de la misma o que se excave hacia las laderas.

En el capítulo 2 se presenta un bosquejo general de las características de una obra de excedencias, así como de algunos aspectos que son necesarios conocer para seleccionar el tipo de obra que se tiene que construir.

En capítulo 3 se describe el desarrollo del diseño estructural básico de una obra de excedencias, para ello se parte de que ya se conoce la geometría de la obra y las recomendaciones de geotecnia, para lo que se aplican teorías estructurales muy simples para su diseño. Primordialmente se hace referencia al diseño del canal de llamada, de la estructura de control; que incluye el cimacio y las pilas, y finalmente el canal de descarga o rápida.

Posteriormente, en el capítulo 4 se incluyen una serie de recomendaciones adicionales al diseño de la obra de excedencias que sirven como complemento, en las que se incluye el drenaje, las juntas de construcción, los dentellones y el anclaje.

En el capítulo 5 se presenta un ejemplo de cómo realizar el diseño estructural, para hacerlo se escogió la obra de excedencias del Proyecto Hidroeléctrico de la presa "La Angostura. Para ello fue necesario hacer una búsqueda de los planos generales de la obra en la Comisión Federal de Electricidad, CFE. Hay que mencionar que solo se presenta un diseño

simple, el cual esta basado en la información recopilada de otros diseños de obras de excedencias que se han hecho.

Finalmente, en el capítulo 6 se presentan las conclusiones a las que se llego con el desarrollo de este trabajo.

## 1. SELECCIÓN DE LA CORTINA

### 1.1 Clasificación

Las cortinas se clasifican con referencia a su altura, propósito y el tipo de materiales que las constituyen.

- Altura

Las cortinas de acuerdo a su altura pueden ser (Torres Herrera, 1973):

Bajas  $H < 30\text{m}$

Medianas  $30 < H < 100\text{m}$

Altas  $H > 100\text{ m}$

Donde  $H$  es la altura estructural de la cortina, que generalmente se define como la diferencia entre la elevación de la corona y la del nivel de desplante.

Por ejemplo, la altura de una cortina tipo gravedad se define como la diferencia en elevación entre la corona de la cortina y el punto inferior de la superficie de desplante, sin incluir trincheras, que son zanjas que se excavan para colocar el dentellón de la cortina (fig. 1.1), por el contrario en cortinas de tierra y enrocamiento es la diferencia en elevación entre la corona de la cortina y el punto inferior en la superficie de desplante, incluyendo la trinchera principal, si existe, pero excluyendo pequeñas trincheras y zonas angostas de relleno.

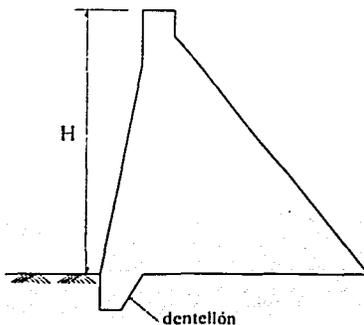


Figura 1.1. Altura en una cortina tipo gravedad

- Propósito

*Cortinas vertedoras.* Son las que llevan la obra de excedencias colocada en el cuerpo de la cortina, esto es aplicable al caso de cortinas de concreto o mampostería.

*Cortinas no vertedoras.* No permiten que el agua escurra sobre el talud de la cortina, que es en el caso de las de tierra, de enrocamiento y materiales graduados.

- Tipo de material

La clasificación más común que se usa en la discusión de los procedimientos de construcción se basa en los materiales que forman a la estructura; de acuerdo a lo anterior ellas pueden ser rígidas, siendo estas de concreto, y no admiten deformaciones ni asentamientos, ejemplo de esto son la de gravedad, de arco y de machones o contrafuertes, ver fig. 1.1. Por el contrario las flexibles, como son las de tierra, enrocamiento y materiales graduados, si admiten asentamientos y deformaciones.

## 1.2 Generalidades

Solamente en circunstancias excepcionales es posible afirmar que sólo un tipo de cortina es el conveniente o el más económico para un lugar determinado. Excepto en los casos en los que la selección del tipo de cortina es evidente, es necesario contar con proyectos preliminares y presupuestos para diferentes alternativas de cortinas, antes de demostrar cuál es el más económico. Por tanto, es importante insistir en que el proyecto puede resultar indebidamente caro, a menos que las decisiones con respecto a la selección del tipo se basen en el estudio adecuado y después de consultar ingenieros competentes.

En la selección del tipo es también aconsejable obtener la asesoría de un ingeniero geólogo experimentado, en conexión con la relativa aplicabilidad de las posibles alternativas de cimentación que existen en el lugar.

La selección del mejor tipo de cortina 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 va a servir, así como lo que respecta a la economía, seguridad, y otras limitaciones que pudieran existir. La elección final del tipo de cortina se hará, generalmente, después de considerar estos factores. Usualmente, el factor más importante para la elección final del tipo de cortina será el costo de construcción, pero en nuestro país es común tomar en cuenta la posible generación de empleos en la zona donde se construirá la cortina, que con lo cual en ocasiones modifica la elección del tipo de cortina que resulta más económica.

### **1.3 Condiciones geológicas y cimentación**

Las condiciones de la cimentación dependen de las características geológicas y del espesor de los estratos que van a soportar el peso de la cortina, de su inclinación, permeabilidad, y relación con los estratos subyacentes, fallas y fisuras. Por consiguiente, se deben efectuar investigaciones muy amplias, tanto de campo como de laboratorio, con la guía de técnicos experimentados y calificados en este tipo de problemas.

Los datos de la cimentación que se pueden considerar indispensables y que influyen en el tipo de cortina son: esfuerzos permisibles, características elásticas, coeficientes de permeabilidad, profundidades de excavación y valuación de la efectividad, tanto de consolidación como de impermeabilidad de un tratamiento de la cimentación. Se puede decir que, en general, una formación rocosa, densa y resistente, si no existen accidentes geológicos desfavorables, como fallas activas o contactos inestables, o que de existir se puedan tratar efectivamente, proporciona una cimentación adecuada para cualquier tipo de cortina y de, teóricamente, cualquier altura.

La cimentación limitará la elección del tipo de cortina en cierta medida, aunque estas restricciones se modifican con frecuencia al considerar la altura de la cortina propuesta.

### **1.4 Tipos de roca y su influencia en la selección de cortinas**

#### **1.4.1 Rocas ígneas**

Generalmente a las rocas ígneas se les llama primarias. Son rocas que se han solidificado de una masa fundida llamada magma, dentro de la tierra (rocas intrusivas) o de lava cuando han sido expulsadas sobre la superficie de la tierra (rocas extrusivas). La variación de sus características en este tipo de roca es debido a las diferencias en la composición química de la masa fundida original y a las condiciones físicas en las que la masa fundida se solidifica.

Las masas de rocas ígneas intrusivas incluyen las corrientes de lava y deyecciones volcánicas. Las primeras son el resultado de la solidificación de la lava que ha salido por las fisuras de la corteza terrestre, o que ha sido vertida, esto último es la forma más común en que se presentan las rocas ígneas extrusivas.

Los diferentes tipos de rocas ígneas son las siguientes:

*Granito.* En principio, no hay ningún inconveniente en por qué cualquier cortina no debiera ser construida sobre este tipo de material. Normalmente, se considera que estas rocas son sanas para soportar grandes presiones y son, generalmente, impermeables. Sin embargo, en ciertos granitos, debe tomarse cierta precaución, particularmente en lugares donde hay grandes masas de arcilla. Por otra parte el granito debe ser sujeto a investigaciones por fisuras, desintegración y particularmente por la presencia de arcilla, aun en profundos asentamientos bajo el granito sano, por ello, por ejemplo, sería apenas posible anclar los cables presforzados en la arcilla. También hay que considerar que la temperatura en el sitio puede ocasionar su fraccionamiento.

*Gabros, Andesitas, Diorita y Basalto.* Generalmente, estas rocas son consideradas sanas para soportar estructuras ordinarias, además de estructuras retenedoras de agua, pero ellas son sin lugar a duda confiables para cortinas y embalses.

*Rocas porfiríticas, lavas, traquitas, andesitas y basaltos.* Este tipo de rocas aunque puedan ser sanas por si mismas, se encuentran siempre más o menos fisuradas y requieren de una cuidadosa inyección de cemento para evitar las filtraciones a través de ellas, y de esta forma ser aptas para la construcción de cortinas.

#### 1.4.2 Rocas metamórficas

Las rocas metamórficas son las que se forman de rocas ígneas o sedimentarias preexistentes, como resultado de un ajuste forzoso de estas rocas a medios diferentes de aquellos en que originalmente se formaron. Este ajuste puede consistir en la formación, dentro de la roca, de nuevas estructuras, texturas, o minerales, o una combinación de todos ellos.

La temperatura, la presión y los líquidos y gases químicamente activos son los principales factores involucrados en el metamorfismo.

En ocasiones es incierto el comportamiento de este tipo de rocas metamórficas, pero muchas cortinas han sido construidas satisfactoriamente en ellas, y, generalmente, la inyección de cemento en las cimentaciones es esencial. Las cortinas que se construyen sobre este tipo de roca son de gravedad, machones (en algunos casos machones presforzados), y de enrocamiento. En muchos casos la roca puede ser cubierta con depósitos de corrientes y material aluvial, los cuales si son excesivos pueden causar que se desheche el proyecto.

*Gneis y esquisto de mica.* Este tipo de rocas y las relacionadas con ellas se consideran, generalmente, como satisfactorias para soportar grandes presiones de agua. Gneis y esquisto de mica, pueden facilitar el deslizamiento, particularmente la última es menos favorable debido a la presencia de la mica.

### 1.4.3 Rocas sedimentarias

Las rocas sedimentarias, también son conocidas como estratificadas, son de origen secundario. Están formadas por masas en forma de capas de sedimento que han endurecido por cementación, compactación o recristalización incipiente. El material inorgánico que entra en la composición de la mayor parte de las rocas sedimentarias proviene de la desintegración y descomposición de rocas persistentes ígneas, sedimentarias y metamórficas. Este material es luego acarreado de su posición original por el agua, el viento o glaciares, en forma de partículas sólidas o de sales disueltas.

*Calizas.* La caliza ocasionalmente produce depósitos de tufa calcárea, la cual puede necesitar algún tratamiento a base de inyecciones de cemento debido a su debilidad. La caliza dolomita puede dar origen a grandes fisuras a la entrada de grutas y de los sitios donde se tiene planeado el proyecto, por lo que los diseños también tienen que ser modificados.

*Limo o arena fina.* Se pueden utilizar para apoyar cortinas de gravedad de poca altura si están bien proyectadas, pero no son adecuadas para las de enrocamiento. Los principales problemas son los asentamientos, las tubificaciones, las pérdidas excesivas de agua por filtración, y la protección de la cimentación en el pie del talud seco, contra la erosión.

*Arcilla.* Se puede usar para apoyar la cortinas, pero requieren de un tratamiento especial. Como pueden producirse asentamientos de la cortina si la arcilla no está consolidada y su humedad es elevada, en cimentaciones de arcilla no es conveniente desplantar cortinas tipo gravedad. Generalmente, es necesario efectuar pruebas del material en su estado natural para determinar las características de consolidación del material y su capacidad para soportar la carga que va a recibir.

Aunque las formaciones de arcilla pueden, ocasionalmente, ser gruesas y a menudo están asociadas con capas delgadas de arena, arenisca o calizas, y tales formaciones son aptas para cualquier cortina de tierra o enrocamiento.

*Grava, Arena y Arcilla de Canto.* Si la grava está bien compactada, ella es adecuada para construir cortinas de tierra, enrocamiento o de concreto. Como las cimentaciones constituidas por grava son con frecuencia muy permeables, deben tomarse precauciones especiales para su impermeabilización. Pequeñas cortinas dedicadas a uso agrícola o que forman estanques ornamentales, se han construido hasta ahora en grava, arena y arcilla de canto, pero naturalmente, a menos que haya circunstancias especiales, éstas formaciones no han sido consideradas satisfactorias para construir en ellas cortinas de altura importante.

## 1.5 Topografía y Geología para diferentes tipos de cortinas

### 1.5.1 Boquilla

La forma de una boquilla y el tipo de calidad de la roca del que está formada, afecta en la selección del tipo de cortina y también sus dimensiones, ya que la cortina requiere de ciertas condiciones geológicas y topográficas.

Una boquilla amplia con taludes muy tendidos (ver fig. 1.2) será propicia para la construcción de una cortina de tierra, gravedad, o contrafuertes, cosa que no sucede en una boquilla muy estrecha (ver fig. 1.2) ya que debido a la corta distancia de la cortina construida sobre los taludes, estará influenciada por el comportamiento de los mismos, ello puede provocar tensiones y como consecuencia fisuras en una cortina de tierra. Las boquillas estrechas son favorables para construir cortinas de arco, y se puede decir que desde el punto de vista económico la relación cuerda-altura se debe limitar a valores próximos a 5; para valores mayores de esta relación se recomienda usar cortinas tipo gravedad.

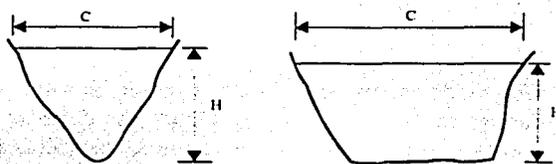


Figura 1.2 Formas de la boquilla

Las relaciones siguientes ilustran en forma general lo mencionado:

Relación cuerda-altura	Tipo
$C/H < 3$	Arco delgado Bóveda
$3 < C/H < 6$	Arco grueso
$C/H > 6$	Gravedad Contrafuertes Tierra y enrocamiento

Donde C es la cuerda de la boquilla y H la altura estructural de la cortina, ver fig. 1.2.

Una boquilla recomendable debe cumplir con que no se presenten problemas de agrietamiento transversal, no deben ser escarpados los taludes, no tener salientes y no cimentarse sobre materiales compresibles en el fondo.

Es importante mencionar que los ríos en donde es posible ubicar una boquilla, pueden ser de montaña o de planicie. En la fig. 1.3 se muestran los tipos de cortinas.

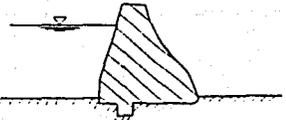
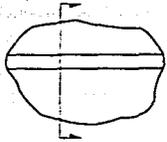
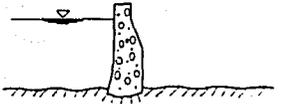
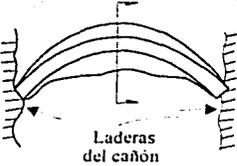
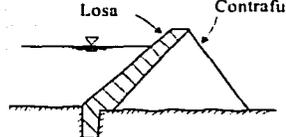
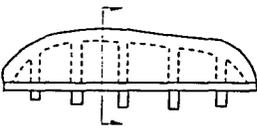
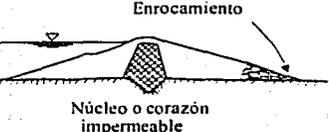
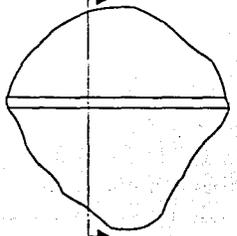
Tipo	Material de construcción	Sección transversal típica	Planta
Gravedad	Concreto, mampostería de segunda		
Arco a) Arco delgado b) Arco grueso c) Bóveda	Concreto		
Contrafuertes a) Arcos múltiples	Concreto		
Tierra y enrocamiento a) Tierra b) Enrocamiento c) Materiales graduados	Tierra, enrocamiento		

Figura 1.3 Tipos de cortinas (Ingeniería de los recursos hidráulicos, Linsley)-

### 1.5.2 Cortinas en la zona de montaña del río

En la zona de montaña de un río se pueden construir cortinas de bóveda o arco cuando la relación cuerda – altura es menor de 3 y si esta relación varía entre 3 y 6 es conveniente utilizar cortinas de arco grueso.

- **Bóveda o Arco**

El término de cortina en arco se usa para designar una estructura curva, masiva, de concreto o mampostería, con convexidad hacia aguas arriba, la cual adquiere la mayor parte de su estabilidad al transmitir la presión hidráulica y las cargas adicionales, por acción del arco, a las superficies de la cimentación. Esta cortina es curva en un plano horizontal, mientras que la cortina de bóveda es curva en ambos planos, horizontal y vertical; el espesor de la cortina de bóveda es más delgado que el de la de arco. La bóveda es más atractiva, estéticamente. A causa de su delgadez la presión transmitida a los estribos es enorme, a menos que los estribos sean aumentados.

Las cortinas de arco, a su vez, se pueden clasificar de varias maneras, haciendo referencia a su forma en planta, elevación y secciones. Por ejemplo, una cortina en arco puede ser simétrica o asimétrica, en planta y elevación; de espesor constante o variable; de una o varios centros de curvatura, etc.

Estas estructuras son de gran hiperestaticidad, y cuando son de importancia el diseño final casi siempre requiere la comprobación de sus condiciones de trabajo, mediante modelos reducidos.

Las cortinas de arco o bóveda delgada son adecuadas cuando la cortina puede ser ajustada dentro de un cañón estrecho, donde su relación cuerda - altura es menor de 3, teniendo un radio por debajo de los 150 metros, con roca en la boquilla que sea capaz de resistir altas presiones. La presión es considerable en los lados de la boquilla, los cuales deben soportar de 50 a 70 kg/cm<sup>2</sup>. En la fig. 1.4 se presenta un ejemplo de una cortina de arco.

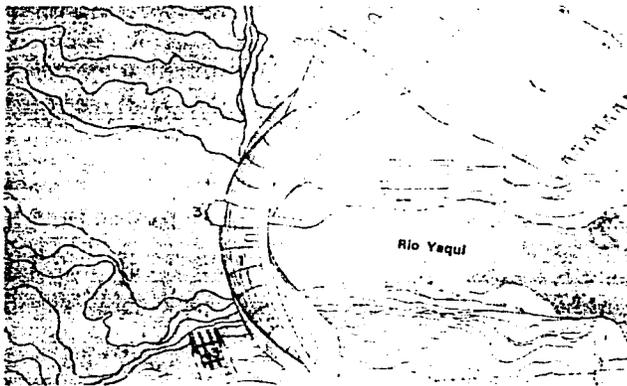
- **Cortinas de arco grueso**

Las cortinas de concreto de arco grueso pueden ser construidas donde la cresta tenga una relación cuerda - altura entre 3 y 6, y donde la roca del valle sea capaz de soportar una carga más o menos del orden de 30 kg/cm<sup>2</sup>. Un ahorro considerable en el material se tiene comparado con el que necesita una de gravedad. Estas cortinas son difíciles de diseñar en el papel, pero las dimensiones exactas parecen estar completamente bien determinadas de pruebas en modelos.

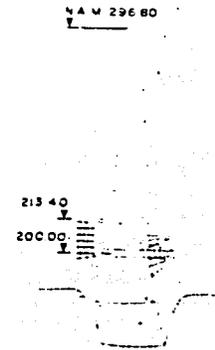
Es probable que las cortinas de arco grueso sean construidas por la confianza que ofrecen en los aspectos siguientes: (a) la confiabilidad de modelos para confirmar y hasta sustituir los tediosos análisis matemáticos, algunos de los cuales han sido elaborados en suposiciones dudosas y (b) la experiencia que se tiene en la consolidación de cimentaciones débiles para soportar las más altas presiones unitarias a las cuales esta siendo sometida, en comparación con la de sección gravedad estándar.



Vista general



Planta



Sección transversal

Figura 1.4 Cortina de arco. Presa Plutarco Elias calles, El novillo( Grandes presas de México, 1976)

### 1.5.3 Cortinas en la zona de planicie

En una zona de planicie o valle se tiene una relación cuerda – altura mayor de 6, y en ella prácticamente puede ser construido todo tipo de cortina a excepción de la de arco simple (gruesa o delgada). Por cierto, hay que decir que en el valle la selección del tipo de cortina (por ejemplo, de gravedad, contrafuertes o machones, de tierra, enrocamiento, etc) esta gobernado, principalmente, por la geología del lugar y por la cercanía de los materiales con los cuales se construirá la cortina.

- **Cortinas de gravedad**

Las cortinas de gravedad tienen una sección recta casi triangular. Con mucha frecuencia se construyen en planta recta, pero es posible que tengan algunas variaciones para aprovechar con ventaja las características topográficas del sitio.

La cortina de gravedad, es una masa de concreto que requiere de un lugar donde exista roca "dura" en la superficie o cerca de ella; la profundidad del material suave encima de la roca no deberá exceder de 6 a 9 metros, para de ese modo evitar la excavación. Generalmente son adecuadas donde las rocas, tales como las areniscas sedimentarias y calizas, tienen que resistir solamente cerca de 8 a 10 kg/cm<sup>2</sup>. Como estas cortinas son construidas con concreto, los materiales para los agregados, grava y arena, deben estar dentro de una distancia moderada al lugar, se recomienda que la distancia no exceda de 8 a 16 km que son longitudes razonables. Un buen lugar para construir una cortina de gravedad, es en donde la longitud de la cresta de la cortina es cinco veces o más que la altura máxima que se tiene en la boquilla. El ancho en la cresta se mide directamente a través de la boquilla y su altura se mide de la cresta a la roca en la cual esta cimentada la cortina.

Para rocas de una resistencia muy alta en valles anchos, una cortina de concreto presforzado es un desarrollo moderno que permite sustituir una gran cortina de gravedad o una de contrafuertes para economizar en el costo.

- **Cortinas de contrafuertes o machones**

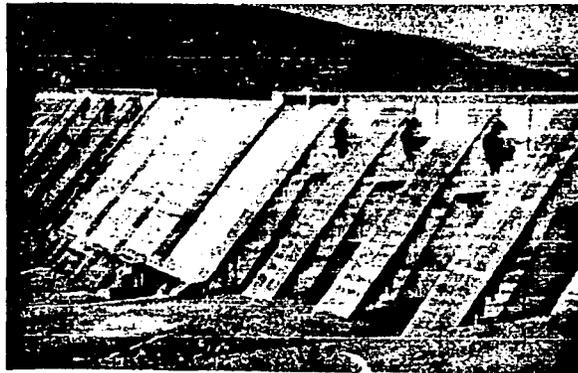
Las cortinas de contrafuertes comprenden dos elementos estructurales principales: una cubierta inclinada que soporta el empuje hidráulico y los contrafuertes, machones o muros que soportan la cubierta y transmiten las cargas a la cimentación a lo largo de planos verticales.

Con cimentaciones adecuadas capaces de resistir las presiones directas y la resistencia al deslizamiento, las cortinas de contrafuertes pueden ser usualmente adoptadas, por su economía en el material (para alturas mayores a 120 m.) al compararla con una de gravedad.

Las cortinas de contrafuertes son particularmente adecuadas donde la roca es capaz de soportar de 20 a 30 kg/cm<sup>2</sup>. Hay un substancial ahorro de concreto en comparación con la de gravedad; las de contrafuertes necesitan sólo de un tercio a la mitad de la cantidad de concreto, pero no necesariamente son menos caras debido a la cantidad de formas y de acero de refuerzo que es necesario colocar en los machones. Además, es necesario considerar algunas labores especializadas adicionales para esta cortina.

El gran avance de este tipo de estructura, es la eliminación de gran parte de presiones elevadas, de la presión que resulta del agua en el embalse y de la posibilidad de agua en las laderas de roca, la cual tiene acceso a través o por debajo de cualquier grieta en la cortina y

que ejerce una presión hacia arriba por debajo de la masa de la cortina de concreto. Ver fig. 1.5.



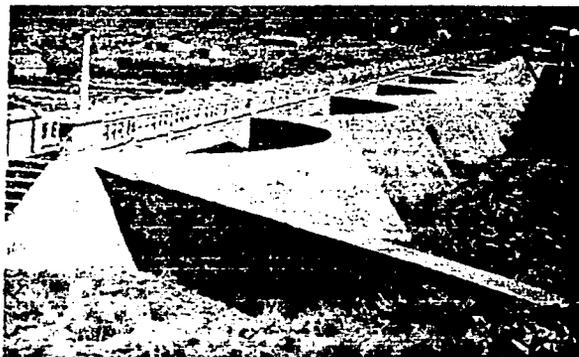
*Figura 1.5 Cortina de contrafuertes*

- **Cortinas de arcos múltiples**

La múltiple variedad de arcos de la cortina de contrafuertes es sensible a la mala cimentación debido a su rigidez, y por el empuje lateral de los arcos que es llevado por los contrafuertes siendo el arco una estructura monolítica, mientras que en la de contrafuerte puro cada mitad de arco es un cantiliver con un punto de expansión hacia la corona del arco.

La cortina de concreto de arcos múltiples es una de contrafuertes y puede ser considerada apta donde es necesario la economía de los materiales, y donde se cuenta con la labor especializada para ejecutar esta forma de trabajo. El criterio principal de la geología es que la roca debe ser absolutamente segura para soportar una carga de 20 a 30 kg/cm<sup>2</sup>, o mayores a ello sin presentar algún daño apreciable. La ventaja de los arcos múltiples, en comparación con la de contrafuertes, es la de poder soportar y transmitir cargas mayores, para un claro determinado, en condiciones económicas más favorables. Ver fig. 1.6.

Los arcos similares de espesor uniforme son más económicos para los claros cortos (90 a 120 m), mientras que puede conseguirse una mayor economía utilizando un arco de espesor variable para claros mayores. El ángulo central de los arcos usualmente está entre 150 y 180°. Un ángulo central de 180° elimina los empujes horizontales entre los arcos contiguos y simplifica el diseño de los machones.



*Figura 1.6 Cortina de arcos múltiples*

- **Cortinas de tierra y enrocamiento**

Estas cortinas están formadas por roca suelta, grava, arena, limo o arcilla en muy variadas combinaciones de colocación, con el fin de obtener un grado de impermeabilidad y compactación aceptables y previamente establecidos, ya sea por medio de rodillo liso, rodillo con patas de cabra, rodillo vibratorio o paso de equipo de construcción

a) Cortinas de enrocamiento

En las cortinas 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.

Una zona ancha es adecuada para todas las formas de cortina de enrocamiento, particularmente aquellas zonas donde existen indeterminados estratos.

Las cortinas de enrocamiento pueden ser construidas donde existan las siguientes condiciones:

- 1) Una dudosa o variable cimentación incierta para soportar la presión necesaria de cualquier forma de cortina de concreto.
- 2) Roca adecuada en las proximidades. Esta roca puede ser a menudo obtenida de una cantera cerrada o de la excavación del canal de salida, o ambas. Debe ser dura y

comportarse razonablemente bien para las variaciones del tiempo, especialmente en zona fría, y no debe desintegrarse con el aire.

3) Una adecuada cantidad de arcilla en la proximidad, la cual se usará para ser colocada en la cortina como un núcleo central impermeable.

4) Accesibilidad del lugar y el ancho del valle debe ser adecuado para las maniobras de la maquinaria pesada, que hará el movimiento de tierra.

Las cortinas de enrocamiento requieren cimentaciones que no estén sujetas a asentamientos de magnitudes que puedan llegar a romper la membrana impermeable. La cimentación adecuada, por lo general, es la roca o arena compactada y la grava.

#### b) Cortinas de tierra

Las cortinas de tierra han sido los tipos de cortina más usuales construidas hasta nuestros días; en tiempos pasados se debía a la disponibilidad de materiales suaves y al alto costo de la mampostería o bien la falta de concreto, ya que ahora, se tiene una disponibilidad de materiales suaves heterogéneos en la zona. Muchas cortinas de tierra se construyen sobre rocas duras que también son adecuadas para cortinas de concreto de gravedad. Las cortinas de tierra utilizan materiales naturales con un mínimo de elaboración o proceso, y pueden construirse con el equipo primitivo en condiciones donde cualquier otro material de construcción sería poco práctico utilizarlo

Cerca del sitio debe existir lodo de arcilla para rellenar las trincheras, y material de terraplén capaz de soportar con seguridad, sin deslizamiento, un núcleo de arcilla.

Una ventaja de las cortinas de tierra es que las molestias debidas al deterioro de la estructura por aguas turbias, compuestas de un pH bajo no se presentan.

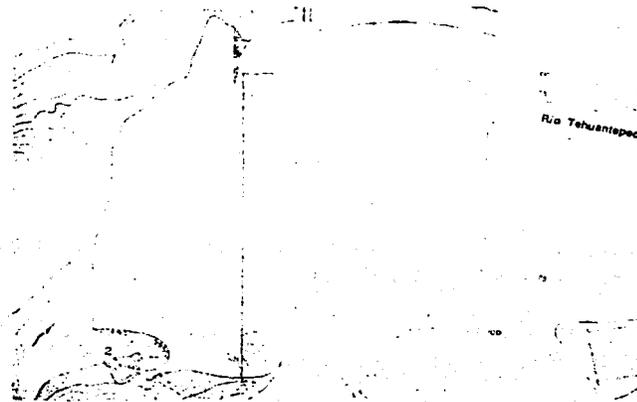
#### c) Cortinas de materiales graduados

Este tipo de cortinas consisten en una zona central o corazón impermeable, con zonas semipermeables y permeables colocadas progresivamente hacia aguas abajo y aguas arriba desde dicho corazón. Dependiendo de los materiales disponibles en la región, los respaldos de material permeable se pueden construir con gravas o enrocamiento de buena calidad.

Las cantidades que de los diferentes materiales se colocan en el cuerpo de la cortina, dependen en gran parte de su disponibilidad en la zona, economía y de las características mecánicas de ellas. En la fig. 1.7 se muestra una cortina de materiales graduados.



Vista general



Planta



1. Material impermeable
2. Grava y arena
3. Roca y rezaga
4. Roca selecta

Sección transversal

*Figura 1.7 Cortina de materiales graduados. Presa Benito Juárez (Grandes presas de México, 1976)*

## **2. SELECCIÓN DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS**

### **2.1 Partes que constituyen una obra de excedencias**

#### **2.1.1 Canal de llamada**

No siempre se requiere de este canal, y la función de él consiste en captar el agua del vaso y conducirla a la estructura de control (vertedor). Cuando el agua entra directamente del vaso al vertedor y cae directamente al río, como en el caso de una obra de excedencias colocada sobre una cortina de concreto, no son necesarios ni el canal de llegada ni el de salida. Sin embargo, en el caso de obras de excedencias colocadas en las laderas en que se apoya la presa, puede ser necesario construir un canal de llamada que lleve el agua al vertedor, ver fig. 2.1.

Las velocidades de entrada deberán de limitarse y las curvaturas y transiciones deberán hacerse graduales, con objeto de disminuir las pérdidas de carga en el canal y para que el flujo llegue en forma uniforme a la entrada de la estructura de control. La mala distribución del agua dentro del canal de llamada puede persistir a lo largo de la estructura de control y se puede llegar a tener zonas muertas dentro de él, también la falta de uniformidad produce una reducción en la descarga.

La velocidad de llegada y la profundidad que haya abajo del nivel de la cresta tienen una influencia importante en el valor de la descarga, ya que a una mayor profundidad de llegada, hay una reducción en la velocidad de llegada, lo cual resulta en un coeficiente de descarga mayor. Así, para una carga dada sobre la cresta, una profundidad de llegada más profunda permite acortar la longitud de la cresta. Dentro de los límites que se requieren para obtener una buena circulación y velocidades que no produzcan arrastres, la

determinación de la relación de la profundidad del canal de llamada a la anchura es una cuestión económica.

En el diseño de canales de llegada también debe considerarse que:

- No existan zonas de aguas muertas.
- La longitud del canal sea la mínima posible.
- No se formen vórtices, ondas o remolinos, y en general procurar que se den las condiciones para obtener un flujo uniforme a todo lo ancho de la obra de control.
- No se reviste

Para definir la geometría del canal de llegada se recomienda realizar estudios en modelos hidráulicos, y si ello no fuera posible, se debe construir la red de flujo sobre una geometría propuesta, y esta se modificará de acuerdo al comportamiento del flujo que indique la red.

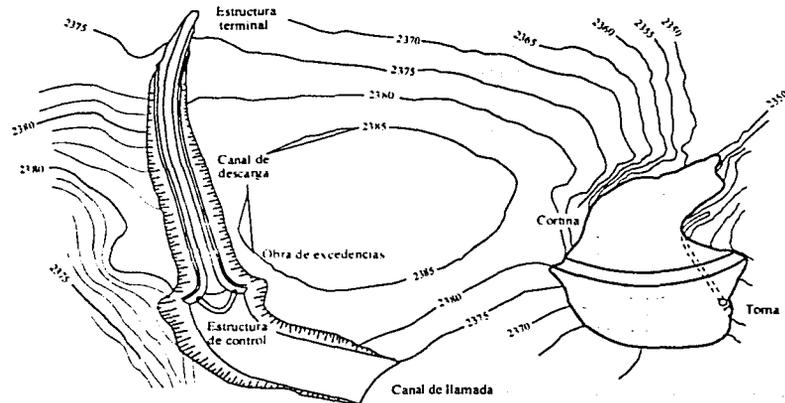


Figura 2.1 Elementos de una obra de excedencias. Presa de Agostilán

### 2.1.2 Estructura de control (vertedor)

Uno de los componentes principales de una obra de excedencias es la estructura de control, que es la que regula las descargas del vaso de almacenamiento. Este control limita o evita las descargas cuando el nivel del vaso llega a niveles predeterminados, y también controla las descargas cuando el vaso alcanza niveles mayores a los fijados como de operación. La estructura de control si es de tipo libre consiste de un cimacio, o bien, si es controlada ella esta formada por pilas, cimacio y compuertas, ver fig. 2.2.

Si se trata de una cresta vertedora, la estructura de control puede tomar varias formas, ya que en planta, los vertedores pueden ser rectos, curvos, semicirculares, en forma de U o redondos.

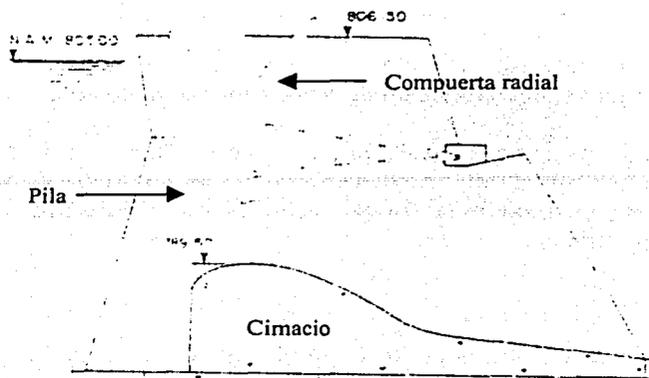


Figura 2.2 Estructura de control de compuertas. Presa la Soledad (Grandes presas de México, 1976)

### 2.1.2.1 Controles de las crestas

Las crestas vertedoras pueden ser libres o sin control, y con control. De los dos tipos de crestas, es el primero el que ofrece mayor sencillez tanto en su construcción como en su operación, pues automáticamente da paso a las avenidas cuando la elevación de la superficie del agua es superior al nivel máximo de la cresta, además no es necesario operar, mantener y reparar mecanismos de regulación. Los mecanismos de control más comunes pueden ser desde una serie de vigas colocadas adecuadamente para controlar y regular las avenidas, hasta un conjunto de compuertas.

Existen diferentes tipos de compuertas y son las siguientes:

#### a) Compuertas de vigas (agujas)

Las vigas proporcionan medios para elevar el nivel arriba del nivel fijo de la cresta, cuando el vertedor no se necesita para evacuar las avenidas. Generalmente, las vigas son tablas o tableros apoyados horizontalmente entre ranuras hechas sobre las pilas o paredes del canal. Con objeto de darle la capacidad adecuada a la obra de excedencias, las vigas se deben quitar antes de que ocurran las avenidas, o deben estar proyectadas o dispuestas de manera que se puedan quitar cuando el agua las rebase.

### b) Compuertas deslizantes

Son rectangulares de acero colado que se deslizan sobre guías formadas por perfiles estructurales tipo canal apoyadas horizontalmente en ranuras sobre las pilas de los vertedores. Estas compuertas son accionadas mediante mecanismos elevadores a través de una flecha de acero. El agua sale por el orificio que se forma al subir las compuertas. En estas compuertas los miembros verticales laterales de la armazón que la constituye se apoya directamente en las guías; el cierre se efectúa por contacto a presión.

Cuando el tamaño de las compuertas es tal que su peso obliga al uso de equipos elevadores de gran potencia, es común montar ruedas en los cantos de las compuertas que corren sobre las guías con objeto de reducir la fricción, con ello se puede usar entonces un equipo elevador de menor potencia.

### c) Compuertas radiales

Este tipo de compuerta es el más usado en la obra de excedencias; están formadas por un sector de cilindro, generalmente de acero, apoyado en brazos radiales a través de los cuales se transmite el empuje hidrostático hacia un perno de apoyo, ver fig. 2.2.

La superficie cilíndrica se hace concéntrica con los ejes de los apoyos, de manera que todo el empuje producido por el agua pasa por ellos; en esta forma solo se necesita una pequeña fuerza para elevar o bajar la compuerta. Las cargas que es necesario mover consisten en el peso de la compuerta, los rozamientos entre los cierres laterales y las pilas, y los rozamientos en los ejes. Con frecuencia se instalan contrapesos en las compuertas para equilibrar parcialmente su peso, lo que reduce todavía aun más la capacidad del mecanismo elevador.

Esa fuerza pequeña para operar las compuertas radiales hace que su operación a mano resulte práctica en las instalaciones pequeñas, ya que de otra manera se requiere utilizar una fuerza motriz. Las fuerzas pequeñas que se usan hacen también a las compuertas radiales más adaptables para operarlas con aparatos de control relativamente sencillos.

### 2.1.3 Canal de descarga (rápida)

Los volúmenes descargados por la estructura de control se regresan nuevamente al cauce, aguas abajo de la presa, por medio de un canal de descarga llamada rápida. Las excepciones se presentan cuando se hace libremente la descarga de la cresta de una cortina, por ejemplo, del tipo arco, o cuando se envía directamente por la falda para que forme una cascada en la misma. La estructura de conducción puede ser el paramento de aguas abajo de la cortina, o un canal o túnel excavado en una de las laderas. El perfil puede tener tramos con poca pendiente o muy inclinados; la sección transversal puede ser rectangular, trapezoidal, circular, o de cualquier otra forma; y el canal de descarga puede ser ancho o angosto, largo o corto.

Las dimensiones del canal de descarga dependen principalmente de los requisitos hidráulicos, pero el perfil, la forma de las secciones transversales, anchos, longitud, etc., dependen de las características geológicas y topográficas del sitio. La mayor parte de las veces los canales abiertos excavados en las laderas siguen el perfil de la superficie del terreno; cuando las laderas forman un cañón se usa un túnel. En planta, los canales abiertos pueden ser rectos o curvos, con los costados paralelos, convergentes, divergentes o una combinación de estas formas. Un conducto cerrado puede consistir en un tiro vertical o inclinado descargando en un túnel casi horizontal atravesando una ladera o en un conducto constituido por un canal cubierto debajo o través de la cortina.

Los canales de descarga deben excavarse en material resistente o revestirse en caso de que se tenga efecto erosivo ocasionado por velocidades grandes, y que haga el diseño estructural adecuado de las paredes y plantilla del mismo para soportar las fuerzas producidas por rellenos, subpresión, cargas producidas por el peso del agua, etc.

#### 2.1.4 Estructura terminal

El agua que conduce la rápida, adquiere a lo largo de esta alta velocidad, es decir se tiene una gran cantidad de energía cinética que hay que disipar para devolver el agua al cauce en forma tranquila. Por lo tanto, generalmente, deben diseñarse estructuras que permitan descargar el agua en el río sin erosiones o socavaciones peligrosas que no produzcan daños sobre estructuras adyacentes.

En algunos casos, la descarga se hace dejando caer el agua desde alturas grandes directamente sobre el cauce. Este método es satisfactorio cuando existe roca firme o donde la salida del vertedor está suficientemente alejada de la cortina o de otras estructuras auxiliares para evitar daños por socavación, arrastre, o reblandecimiento de las laderas.

Cuando se prevé que se van a producir fuertes erosiones en el punto en que va a caer el chorro, se puede excavar un estanque en el cauce, revistiendo sus costados y el fondo con enrocamiento o concreto. En presas pequeñas, puede resultar conveniente hacer una excavación mínima y permitir que la descarga forme un estanque natural; después se reviste de enrocamiento o de concreto par evitar el arrastre del material. En estos casos debe construirse un dentellón adecuado u otra protección en el extremo de la estructura de la obra de excedencias para evitar que la socavación ocasione la falla de este.

Cuando se quieren evitar erosiones fuertes en el cauce, se debe disipar la energía cinética de la corriente antes de descargarla al cauce del río. Lo que se diseña en este caso, es un dispositivo para disipar la energía, como es, por ejemplo, una cubeta deflectora (lanzamiento) o un tanque amortiguador (con o sin dientes), ver fig. 2.3.

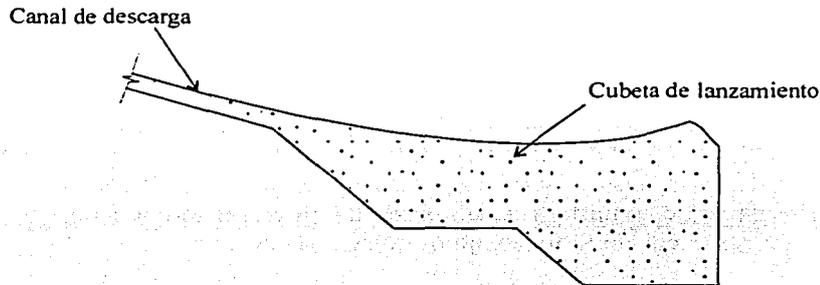


Figura 2.3 Cubeta de lanzamiento

## 2.2 Objetivo

La función de una obra de excedencia en una presa de almacenamiento o de derivación, consiste en dejar salir el agua excedente o de avenidas que no cabe en el espacio destinado para el almacenamiento, y en la derivadora dejar pasar los excedentes que no se envían al sistema de derivación. Ordinariamente, los volúmenes en exceso se toman de la parte superior del embalse creado por la presa y se conducen por un conducto artificial de nuevo al río o algún canal de drenaje natural.

El tamaño del almacenamiento es un factor importante a considerarse en las cortinas de tierra y de enrocamiento, que corren el riesgo de ser destruidas si es rebasada en la corona por el agua; mientras que, las de concreto pueden soportar un rebasamiento. Generalmente, el aumento en costo no es directamente proporcional al aumento de la capacidad. Por ejemplo, con frecuencia el costo de una obra de excedencia de gran capacidad puede resultar un poco mayor que el de uno que es más pequeño.

Además de tener la capacidad suficiente, la obra de excedencias debe ser hidráulica y estructuralmente adecuada y debe estar localizada de manera que las descargas de ella no erosionen ni socaven el talón de aguas abajo de la cortina. Por otra parte las superficies que forman el canal de descarga del vertedor deben ser resistentes a las altas velocidades erosivas que se producen en la rápida, y, por ello generalmente, es necesario disponer de una estructura para la disipación de la energía.

La frecuencia del uso de la obra de excedencias la determinan las características de escurrimiento de la cuenca y la naturaleza del aprovechamiento. Ordinariamente, las avenidas se almacenan en el vaso y luego el agua se deriva por la toma y no es necesario que funcione la obra de excedencias. La descarga por la obra de excedencias puede ocurrir durante las avenidas o periodos de escurrimiento extraordinario, y la capacidad del resto de las salidas se excede. Cuando la capacidad del vaso de almacenamiento o la derivación es grande, la obra de excedencias se utilizará rara vez. En las presas derivadoras en las que el almacenamiento es limitado y los volúmenes derivados son relativamente pequeños, comparados con el gasto normal del río, la obra de excedencias se usa frecuentemente.

### 2.3 Consideraciones generales

Hacer una evaluación de la información básica debe ser el primer paso en la elaboración de cualquier diseño, este consiste en llevar a cabo una cuidadosa revisión de la topografía y geología del sitio, para determinar sus condiciones, y un estudio del hidrograma de avenidas, de la capacidad del almacenamiento y los requerimientos que se tienen en la zona de la descarga.

Al definir la mejor combinación de capacidad de almacenamiento y capacidad de la obra de excedencias para afrontar la avenida de proyecto elegida, deben considerarse todos los factores pertinentes de Hidrología, Hidráulica, proyecto, costo y daños posibles. A este respecto y cuando sea conveniente, se deberán tomar en cuenta factores como:

- Características del hidrograma de la avenida
- Daños que podrían presentarse si ocurriera la avenida sin la construcción de la cortina
- Daños que resultarían si la cortina estuviera construida
- Daños que ocurrirían si se rompiera la cortina o la obra de excedencias fuera insuficiente
- Efectos que se obtendrían con las diferentes combinaciones de cortinas y obras de excedencias sobre el probable aumento o disminución de los daños aguas arriba o aguas abajo de la cortina
- Costos relativos como consecuencia en el aumento de la capacidad de la obra de excedencias
- Uso combinado de las obras de excedencia y toma para el control y paso de las avenidas.

Al estudiar el sitio, se pueden proponer posibles combinaciones de los elementos de una obra de excedencias. Desde este punto, el tipo, tamaño, elevación de la cresta y si será controlada o no controlada deberán ser decididos. Las características de descarga de una obra de excedencias dependen de si ella es libre o controlada, en este último caso sería por medio de compuertas.

Después de que se ha elegido como se operará la obra de excedencias, con determinadas dimensiones, se puede calcular la máxima descarga de la obra y el nivel máximo del agua dentro del vaso de almacenamiento mediante el transito de avenidas. Con el gasto máximo que será manejado a través de la obra, se hace el funcionamiento hidráulico de ella para establecer las dimensiones del resto de los elementos de la obra de excedencias. Una vez determinada la geometría de todos los elementos y con ello, finalmente, se obtiene el costo estimado para la obra de excedencias. El tamaño de la obra debe ser aumentado o reducido, y repetirse el proceso hasta que el esquema más económico satisfaga los requerimientos del proyecto.

Si la falla de una cortina puede ocasionar grandes pérdidas de vidas, o extensos e irreparables daños a bienes, la obra de excedencias y el embalse deben ser diseñados para la máxima avenida probable. De otro modo, el uso de una obra de excedencias diseñada para

avenidas de menor magnitud que la máxima probable se puede justificar por consideraciones económicas.

Cada esquema debe indicar generalmente, en planta y perfil, el funcionamiento hidráulico y localización de todas las estructuras necesarias de la obra de excedencias, la longitud de la obra debe ser escogida para minimizar en la longitud, y debe seguir lo más cerca posible a la topografía para minimizar la excavación. Los anchos o elevaciones adecuados a la topografía, geología, o algún otro factor determinado deben también ser satisfactorios desde el punto de vista hidráulico. Generalmente, se indica que la obra de excedencias se ajusta a los estribos de una cortina, pero es posible que una localización más favorable de la obra invada a la cortina, y al localizar la reubicación de esta es posible que ello modifique el costo.

En un proyecto de una presa pequeña se puede no justificar el estudio para la determinación de la combinación óptima y de costo mínimo. Por ello, será necesario por parte del proyectista elegir las combinaciones que se deben analizar, las que demuestren ventajas definidas, ya sea en costo o por conveniencia.

#### **2.4 Requerimientos de la obra de excedencias**

La función de una obra de excedencias es conocida, porque puede tener diferentes propósitos. En ocasiones, se diseña para regular o controlar, en tal caso la capacidad de descarga de ella es menor al gasto máximo de entrada, y la diferencia en volumen es almacenada temporalmente en el embalse; si no se desea controlar las avenidas, la capacidad de la obra se diseña con el gasto máximo de entrada. Una obra de descarga libre, automáticamente proporciona algún almacenamiento temporal para el control de avenidas, y por tanto requiere de una cortina más alta que de una controlada por compuertas. Asumiendo que cualquiera de las dos es aceptable, el objetivo del diseño consiste en seleccionar una combinación de embalse y capacidades de la obra de excedencias que resultarán en un costo mínimo. Cuando el control de avenidas es involucrado, el valor del mismo debe ser tomado en cuenta al determinar el costo, y por ello se requiere del conocimiento de la máxima elevación permisible agua-superficie. Es evidente que el costo mínimo en general, se puede obtener al permitir almacenamientos temporales, sin tomar en cuenta si el control de avenidas es de importancia o no.

La topografía y geología con la ayuda de la exploración subsuperficial, tienen una gran influencia en la selección de la localización y tipo de la obra de excedencias. El tipo de material y volumen de excavación, posibilidad de filtraciones, valor del material excavado para usarse con otros propósitos, la necesidad de recubrimiento, localización de fallas, tipo de cimentación, presiones permisibles, y posibilidad de deslizamientos son algunos de los detalles que deben ser considerados. Pero las obras de excedencias diseñadas, generalmente, tienen que ser adaptadas al tipo de terreno que primeramente es escogido como favorable para la localización de una cortina.

Otras estructuras pertenecientes a una cortina pueden influenciar también en la localización de la obra de excedencias. Se debe contar con un dibujo general que muestre la localización de la cortina y las partes que la componen, así que la obra de excedencias puede estar aislada o combinada con las otras partes, esto puede ser por economía o bien influye la validez estructural. La cortina, casa de máquinas, obra de toma, y la obra de excedencias deben ser localizadas con referencia de una a otra para que funcionen apropiadamente.

## **2.5 Combinación de obras de excedencia de servicio y auxiliares**

Cuando las condiciones de la localización son favorables, debe estudiarse la posibilidad de obtener una economía general utilizando una obra de excedencias auxiliar en combinación con una de servicio. En estos casos, la de servicio debe proyectarse para que dé paso a las avenidas que pueden ocurrir frecuentemente, y el control para la auxiliar se ajusta para funcionar solamente cuando se excedan esas avenidas pequeñas. En algunos casos, la obra de toma puede hacerse suficientemente grande para que funcione como una obra de excedencias de servicio. Las condiciones favorables para utilizar una obra auxiliar son la existencia de algún puerto o depresión a lo largo de la línea de embalse del vaso que conduzca a alguna corriente natural, o cuando las laderas en las que termina el almacenamiento tienen una pendiente suave, en las que se pueda excavar un canal bastante alejado de la cortina, para evitar la posibilidad de daño a la misma o a otras estructuras.

Debido a la poca frecuencia con que se utilizará, no es necesario proyectar toda la estructura de la obra auxiliar con el mismo grado de seguridad requerido por otras estructuras; sin embargo la porción de control debe proyectarse a prueba de fallas, porque en caso de que llegara a fallar ella, se escaparían grandes volúmenes del vaso; por ejemplo, se puede omitir el revestimiento de concreto en el canal de llamada cuando esta excavado en roca de buena calidad. El proyecto de la obra auxiliar se basa con frecuencia en la premisa de que se pueden admitir algunos daños en porciones de la estructura cuando el paso de las avenidas es poco frecuente. Se pueden tolerar daños de poca importancia por erosión en un canal sin revestir, y socavación en el extremo de aguas abajo del canal de salida, y formación de un foso socavación que se presenta aguas abajo.

La obra de excedencias auxiliar se puede proyectar con un control fijo en la cresta (compuertas), o bien usar compuertas de tablonos o deslizantes para aumentar la capacidad sin tener una sobrecarga hidráulica adicional. Algunas veces se sustituyen algunas o todas las compuertas por medio de bordos de seguridad "fusibles" que se proyectan para que se rompan y los arrastre el agua cuando los rebase. La ventaja que tienen ellos sobre las compuertas es que, si están bien proyectados, la ruptura se produce automáticamente cuando los rebasa el agua; además son más baratos de construir y de conservar. Como la probabilidad de su ruptura depende de la ocurrencia de avenidas poco frecuentes, el costo de su reposición es muy difícil de determinar. Dividiendo el borde en tramos cortos de altura variable de manera que no los rebasa el agua al mismo tiempo, las avenidas pequeñas pueden pasar rompiendo una o varias de estas secciones, ocurriendo la falla total solamente cuando se produzca la venida máxima probable.

## 2.6 Selección del proyecto de la obra de excedencias

Se puede preparar un proyecto compuesto considerando debidamente los diferentes factores que influyen en el tamaño y tipo de la obra de excedencias, y correlacionando los elementos elegidos en las alternativas. Ello se hace usando combinaciones de los componentes para formar el proyecto completo de la obra de excedencias. Después de que se han determinado el tamaño hidráulico y las características de descarga de una obra de excedencias mediante el estudio de variación de niveles producida por la avenida de proyecto, se pueden elegir las dimensiones generales del sistema de control. Entonces, se puede elaborar el proyecto específico tomando en cuenta la topografía y las condiciones de la cimentación, y adaptando la estructura de control y los diferentes componentes a las condiciones que imperan en el sitio.

Las condiciones de emplazamiento influyen en forma importante en la selección de la localización, tipo y componentes de una obra de excedencias. La inclinación del terreno atravesado por el canal de llamada y de descarga de la obra, la clase y volumen de la excavación, además de las posibilidades de que haya de utilizarla como material para el terraplén; las posibilidades de que se erosionen las superficies formadas por la excavación y la necesidad de revestirlas; la permeabilidad y la resistencia de la cimentación; y la estabilidad de los taludes excavados; todos estos factores deben considerarse en la selección.

La adopción de un tamaño especial o arreglo para uno de los componentes de la obra de excedencias puede influir en la selección del resto de los componentes. Por ejemplo, una estructura de control ancha con la cresta en posición normal al eje longitudinal de toda la obra requerirá una transición larga, convergente para unirla a un canal de descarga angosto o a un túnel; una mejor alternativa pudiera ser la selección de una estructura de control más angosta con compuertas o de canal lateral. De la misma manera, puede no ser posible un tanque amortiguador ancho para usarse en un túnel debido a que se necesita una transición larga divergente.

Una obra de excedencias puede ser parte integrante de la cortina de una presa, como es el de una cortina de concreto, o bien ser una estructura separada. En algunos casos, puede combinarse una estructura de descarga común, ya sea con la obra de toma, o incluida dentro de la obra de desvío por economía. Así, la localización, el tipo y tamaño de las demás estructuras que forman la presa son factores que pueden influir en la selección de la localización de la obra de excedencias o en su disposición. El plan final dependerá del estudio económico del conjunto, y de tener un buen funcionamiento hidráulico y estructural.

El costo de la construcción de una obra de excedencias grande, con frecuencia constituye una parte considerable del costo total de la presa. En estos casos, combinando la cortina y la obra de excedencias para que formen una sola estructura puede resultar conveniente, y resultaría indicada la adopción de una cortina vertedora de concreto. En algunos casos, cuando el material excavado de los canales de la obra de excedencias que esta separada, se

utilizan en la cortina de tierra, esto resulta ventajoso por la disminución en los costos de los materiales.

La conveniencia o costumbre de construir obras de excedencia de concreto sobre cortinas de tierra o de roca ha disminuido por las especificaciones más conservadoras que deben emplearse y el mayor cuidado que deben tener para prevenir posibles fallas. Los problemas asociados con esta alternativa son: asentamientos desiguales de la estructura debido a consolidaciones diferenciales del terraplén y de la cimentación después de que se llena el vaso; la necesidad de tomar precauciones especiales para impedir el agrietamiento del concreto o la abertura de juntas que podrían permitir filtraciones del canal al terraplén, con la correspondiente tubificación o deslave del material circundante; los retrasos en la construcción ocasionados por haber completado y madurado la cortina antes de comenzar la construcción de la obra de excedencias. Al considerar todos los factores anteriores, asociados con el aumento de los costos que provienen del aumento de la seguridad de los detalles de construcción, así como los aumentos en el espesor de los revestimientos, del acero de refuerzo, dentellones, tratamiento de las juntas, drenaje, precargado, etc. han ocasionado, generalmente, que se busquen otras alternativas para el proyecto de la obra de excedencias.

Uno de los arreglos más comunes es la utilización de un canal excavado en uno o ambos arranques fuera de los límites de la cortina, o en algún punto alejado de esta. Cuando se adoptan estas situaciones, la cortina puede ser del tipo tierra y de enrocamiento. Inversamente, cuando no se puede encontrar un lugar adecuado para construir una obra de excedencias alejada de la cortina, requiere la elección de un tipo de cortina que pueda llevarla dentro de su cuerpo.

### 3. DISEÑO ESTRUCTURAL

#### 3.1 Generalidades

Una vez determinado el tipo de obra de excedencias y hecha la localización de cada una de sus estructuras, que están sujetas a las especificaciones del proyecto hidráulico, a continuación se procede a llevar a cabo el diseño y la selección de los detalles específicos.

Por ejemplo, el material para la cimentación de la rápida de la obra de excedencias no tiene capacidad para resistir el efecto destructivo de las corrientes de alta velocidad; por tanto, debe colocarse un revestimiento a lo largo de ella, éste sirve para evitar la erosión, reducir las pérdidas por rozamiento al proporcionar superficies más lisas al canal, constituyendo un conducto relativamente impermeable. La economía y su durabilidad, con frecuencia favorecen al concreto en su elección como el material adecuado para las estructuras hidráulicas de conducción.

La obra de excedencias se puede construir sobre casi cualquier cimentación capaz de soportar las cargas aplicadas sin que se deforme perjudicialmente. El tipo de paredes, revestimientos, y de las estructuras asociadas de una obra de excedencias así como los detalles de proyecto dependerán de la naturaleza de la cimentación. Por ejemplo, los detalles de proyecto para una obra de excedencias cimentada completamente en roca serán diferentes de los de una construida sobre arcilla. Los detalles estructurales diferirán de acuerdo con la resistencia de la cimentación, sus características de asentamiento o aumento de volumen, y de las cualidades respecto a permeabilidad y filtración. Aunque los muros de concreto, los revestimientos y las estructuras adecuadas para resistir el empuje hidrostático y el empuje de la tierra, deben estar dispuestas de manera de permitir los movimientos debidos a los cambios de temperatura y a los asentamientos diferenciales. Se deben instalar conductos para captar las filtraciones del canal o los escurrimientos subterráneos de la cimentación, ya que pueden producir la saturación de los materiales subyacentes y generar grandes subpresiones contra las losas de fondo de la estructura.

En este capítulo se tratará lo que se refiere al planteamiento del diseño estructural de una obra de excedencias, en el cual se presenta el diseño del canal de llamada, la estructura de control (vertedor) y el canal de descarga (rápida)

### 3.2 Canal de llamada

Cuando este tipo de canales están excavados en roca o en material firme, y en donde es permisible inclinar las paredes, el revestimiento se coloca directamente sobre los taludes excavados que pueden ofrecer suficiente estabilidad para formar las paredes laterales del canal, tomando en cuenta que este solo se reviste cuando se aproxima a la estructura de control. De lo contrario, será necesario usar muros de contención, por ejemplo del tipo gravedad, de viga voladiza, o de contrafuertes, ver fig. 3.1.

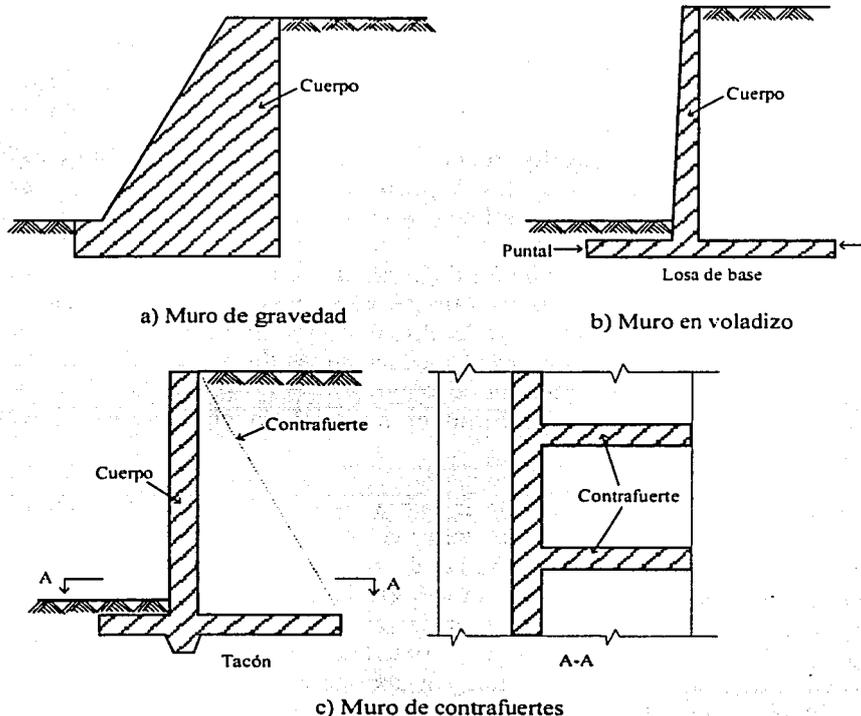


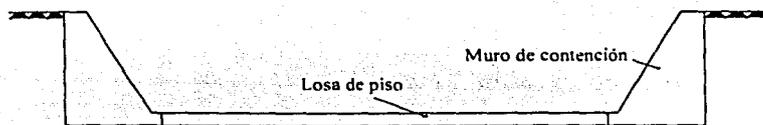
Figura 3.1 Tipos de muros de contención (Diseño de estructuras de concreto, Arthur Nilson)

Cuando el canal de una obra de excedencias pequeña es relativamente angosto y no se espera que se produzcan asentamientos diferenciales, los muros y el piso pueden hacerse continuos, del tipo de canal monolítico, para aumentar su estabilidad y simplificar los detalles.

Tanto los muros de entrada como a lo largo del canal pueden estar sujetos a varias combinaciones de cargas. Cuando se tiene escurrimiento se presenta el empuje hidrostático sobre el muro, el cual tiende a contrarrestar al producido por los rellenos de tierra. Pero, si el relleno de tierra se ha contraído separándose de los muros, estos pueden quedar sujetos a empujes hidrostáticos antes de que la deflexión sea suficiente para apoyarse en el relleno; esta condición se presenta con mayor probabilidad cuando el muro está inclinado contra el relleno. Por otra parte, cuando no hay ningún escurrimiento por la estructura, los muros quedan sujetos únicamente a las cargas producidas por los rellenos de tierra. En el proyecto estructural de los miembros de los muros se deben tomar en cuenta ambas posibilidades de carga.

El proyecto de un muro de contención de gravedad o de concreto reforzado es semejante al de una cortina de tipo gravedad, porque es necesario determinar la estabilidad contra el vuelco, contra el deslizamiento, y la magnitud y distribución de los esfuerzos en la cimentación que resulta del peso y de las cargas aplicadas.

Como un primer paso se debe revisar toda la información disponible para conocer la ubicación, geometría y características generales de la estructura que se va diseñar, que dependerá en gran parte de lo que proporcione el proyecto hidráulico. Basándose en esto se proponen dimensiones preliminares para la estructura, y luego se verifican las diferentes condiciones de estabilidad para estas medidas. Con base en un primer cálculo, se reajustan las dimensiones hasta llegar a un diseño aceptable. En la fig. 3.2 se muestra un canal de llamada con muros de contención.



*Figura 3.2 Sección de un canal de llamada con muros de contención.*

### 3.2.1 Cargas sobre un muro de estabilidad

Las cargas que actúan sobre un muro de estabilidad de tipo gravedad se muestran en la fig. 3.1, y son las siguientes:

a) Peso propio del muro, ( $W_1$ )

Esta fuerza, que actúa en el centro de gravedad de la sección, puede calcularse fácilmente subdividiendo dicha sección en áreas parciales de geometría sencilla y conocida.

b) El empuje de tierra contra el respaldo del muro, ( $E_1$ )

c) Las fuerzas de otros pesos que hubiera sobre el muro, ( $W_2$ )

Por ejemplo se puede mencionar el peso de vehículos que transitan por la parte superior del Muro.

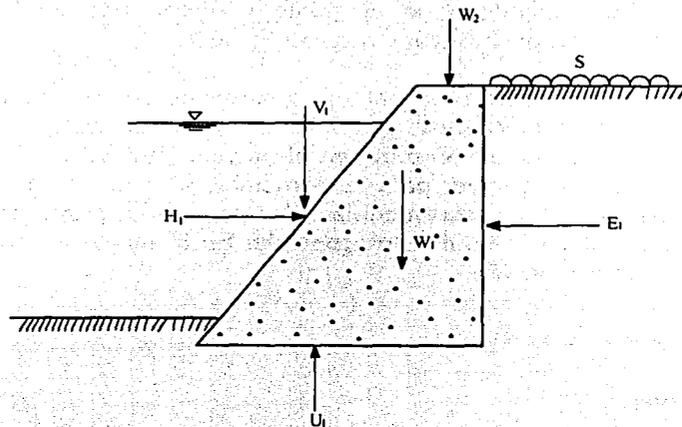


Figura 3.3 Cargas actuantes sobre un muro de estabilidad (IMTA, 2000)

e) Los empujes hidrostáticos, ( $H_1, V_1$ )

Si el muro tiene una inclinación, sobre la pared se ejercen un empuje horizontal (hidrostático) y uno vertical debido a la columna de agua que está sobre ella.

f) La subpresión, ( $U_1$ )

Cuando el drenaje bajo el muro no es correcto o ha sufrido algún desperfecto, puede almacenarse agua en esa zona. Si la cimentación es impermeable, el agua puede fluir a lo largo de ella emergiendo a la superficie del suelo en el frente del muro; en estas

condiciones puede haber riesgo de tubificación. En cimentaciones permeables, el agua que sale a la superficie puede ser poca, pero en todo caso se producirán presiones de agua contra la base del muro.

g) La vibración

Las vibraciones que pudieran ser inducidas sobre el muro, por ejemplo las ocasionadas por el tránsito de vehículos o ferrocarriles.

h) Los sismos

El efecto de los movimientos sísmicos puede aumentar momentáneamente la presión lateral sobre el muro.

i) Las expansiones del terreno ocasionadas por cambios de humedad en el relleno

Estos problemas son frecuentes en rellenos arcillosos en los que la expansión de ellos produce un aumento en las presiones laterales sobre el muro; este aumento de las presiones está limitado por las condiciones de fluencia del muro.

Cuando el suelo se seca, se contrae y como consecuencia el empuje disminuye, la reiteración de estos procesos puede ser perjudicial. Este efecto suele presentarse más intensamente en la superficie de relleno, decreciendo con la profundidad, de modo que rara vez se manifiesta por debajo de los 1.5 m aproximadamente, medidos a partir del nivel de la superficie del relleno. No hay ningún método confiable para calcular los incrementos de presión producidos por estos fenómenos, que pueden evitarse cuando se tienen estratos horizontales de material grueso, que actúen como dren.

j) Las sobrecargas en el relleno (S)

Cuando el relleno soporta una carga adicional uniformemente distribuida como la que generan mercancías en patios de almacenamiento o por tráfico en una carretera.

### 3.2.2 Condiciones de carga

Las condiciones de análisis para los muros de estabilidad en un canal de llamada son:

a) Combinación ordinaria

- Canal vacío
- Relleno participando como empuje activo
- Sobrecarga

- b) Combinación extraordinaria
  - Canal vacío
  - Relleno participando como empuje activo
  - Acción del sismo en sentido desfavorable
  - Sobrecarga
- c) Otras que considere el proyectista
- d) Combinación de cargas (agua y tierra)

### 3.2.3 Condiciones de seguridad para muros de estabilidad

#### 3.2.3.1 Revisión al volteo

Para hacer este análisis es necesario comparar los momentos actuantes sobre el muro contra los resistentes. Este análisis puede hacerse considerando varias alturas  $H$  del muro.

$$FS = \frac{M_{RES}}{M_{ACT}} \quad (3.1)$$

De acuerdo a la condición de carga que se esté revisando, el valor de este factor de seguridad deberá cumplir con los valores siguientes:

Para la condición ordinaria se debe cumplir que  $FS \geq 2.00$   
Para la condición extraordinaria se debe cumplir que  $FS \geq 1.20$

- Cálculo de momentos actuantes y resistentes

Para la obtención de los momentos, tanto los actuantes como los resistentes, es necesario calcular primero todas las cargas que afecten el muro, así como los puntos de aplicación de cada una de estas referidos al pie del muro y que servirán para la obtención de los correspondientes momentos.

#### a) Empuje del relleno

El empuje del suelo sobre el muro puede calcularse con la teoría de Rankine, es importante recordar que el empuje activo se relaciona con el empuje del suelo sobre el muro, en tanto que el pasivo considera el empuje del muro contra el relleno.

## a.1) Suelo Friccionante

El empuje activo ejercido por un relleno de suelo friccionante, de superficie horizontal contra un muro de respaldo vertical se calcula con la ecuación:

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 \quad (3.2)$$

$$K_A = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\Psi}{2} \right) \quad (3.3)$$

donde:

$E_A$  empuje activo del relleno, en ton/m

$\gamma$  peso volumétrico del material de relleno, en ton/m<sup>3</sup>

$H$  altura del muro sobre la que actúa el relleno, en m

$K_A$  coeficiente activo de presión de tierras, adimensional

$\Psi$  ángulo de fricción interna del material de relleno, en grados

El empuje pasivo para las mismas condiciones se calcula con la ecuación:

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (3.4)$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\Psi}{2} \right) \quad (3.5)$$

donde

$E_p$  empuje pasivo del relleno, en ton/m

$K_p$  coeficiente pasivo de presión de tierras, adimensional

En la teoría de Rankine se considera que el punto de aplicación del empuje activo y del pasivo está a un tercio de la altura del muro, medido a partir de la base. Si la superficie de relleno forma un ángulo  $\beta$  con respecto a la horizontal como se ve en la fig. 3.4, los empujes se calculan de la manera siguiente:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Psi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\Psi}} \right] \quad (3.6)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\psi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\psi}} \right] \quad (3.7)$$

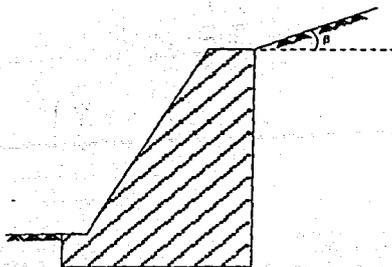


Figura 3.4 Superficie de relleno inclinada en un muro de contención

Los valores del peso volumétrico  $\gamma$  del material y su ángulo de fricción interna  $\psi$  se muestran en la tabla 3.1.

Tipo de suelo	Peso volumétrico, $\gamma$ ton/m <sup>3</sup>	Angulo de fricción Interna, $\psi$
Arenas y gravas sin finos, altamente permeables	1.8 - 1.9	33 - 40°
Arenas y gravas con cierto contenido de limos, baja permeabilidad	1.9 - 2.1	25 - 35°
Arena limosa, arena y grava con alto contenido de limos	1.8 - 1.9	23 - 30°
Arcilla de compacidad media	1.6 - 1.8	25 - 35°

Tabla 3.1 Propiedades de los suelos (Ingeniería de los recursos hidráulicos, Linsley)

## a.2) Suelos cohesivos

Cuando se trata de suelos cohesivos, los empujes pueden calcularse con la ecuación:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH \quad (3.8)$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH \quad (3.9)$$

donde

$c$  es la cohesión del material

El punto de aplicación respectivo pasa por el centroide de la cuña de presiones.

## a.3) Suelos cohesivos friccionantes

Para suelos con cohesión y fricción los empujes valen:

$$E_A = \frac{1}{2N_\psi} \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N_\psi}} H \quad (3.10)$$

$$E_P = \frac{1}{2} N_\psi \gamma H^2 + 2c \frac{2c}{\sqrt{N_\psi}} H \quad (3.11)$$

donde

$N_\psi$  número adimensional que relaciona el esfuerzo principal mayor con el menor,

$$N_\psi = \frac{\sigma_1}{\sigma_3}$$

Y se puede obtener como sigue:

$$K_A = \frac{1}{N_\psi} \quad (3.12)$$

$$K_P = N_\psi \quad (3.13)$$

El punto de aplicación respectivo coincide con el centroide del prisma de presiones.

Como el prisma de presiones es triangular para los tres tipos de suelo, el punto de aplicación del empuje activo es igual a  $H/3$  y el momento vale:

$$M_{EA} = E_A \frac{H}{3} \quad (3.14)$$

b) Empuje debido a la sobrecarga

Este empuje se calcula con la ecuación:

$$E_s = K_s \gamma H \quad (3.15)$$

Y su punto de aplicación se encuentra a  $H/2$  y el momento se calcula con:

$$M_{ES} = E_s \frac{H}{2} \quad (3.16)$$

De acuerdo con este resultado el momento total actuante debido al relleno será:

$$M_{ER} = M_{EA} + M_{ES} \quad (3.17)$$

c) Peso propio del muro

El peso del muro  $W$  vale

$$W = \gamma_c \nabla \quad (3.18)$$

donde

$\gamma_c$  peso volumétrico del concreto

$\nabla$  volumen del muro considerando un ancho unitario

Para obtener el momento debido al peso  $M_w$ , es necesario calcular el centroide de la sección del muro para conocer el punto de aplicación de la fuerza. Por lo que resulta más cómodo, dividir esta sección en figuras geométricas conocidas, con lo cual es más fácil obtener el punto de aplicación de cada peso parcial,  $X_i$ , y calcular sus respectivos momentos para después sumarlos, y así obtener el momento total que se está buscando. Cabe señalar que el centroide de cada figura se refiere al pie del muro.

$$M_w = \sum W_i X_i \quad (3.19)$$

## d) Sismo

Para considerar el sismo se hace uso de un coeficiente de sismicidad  $\alpha$ . El valor de este coeficiente dependerá de la zona sísmica en la que se encuentre la presa y el tipo de suelo que se tenga.

En la fig. 3.5 se muestran las regiones sísmicas en las que se divide la República Mexicana y en la tabla 3.2 se muestran los coeficientes sísmicos dependiendo del tipo de suelo para cada zona.

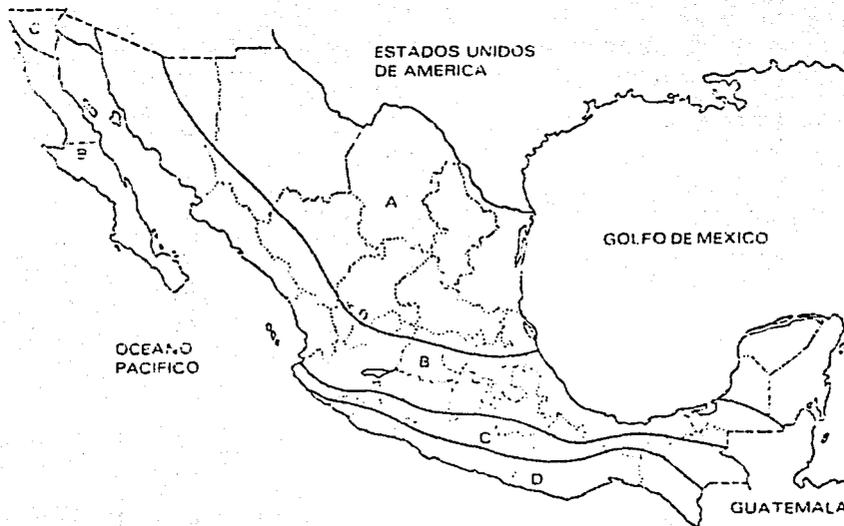


Figura 3.5 Regionalización sísmica de México (Manual de diseño de obras civiles, CFE)

De acuerdo con la tabla 3.2 se tiene que:

Suelo tipo I. Terreno firme en que a una profundidad menor de 3 m existen estratos rocosos o de suelo muy compacto.

Suelo tipo II. Terreno de transición, en donde el suelo compacto se encuentra a profundidades entre 3 y 20 m.

Suelo tipo III. Terreno compresible, en donde el suelo firme se encuentra a más de 20 m de profundidad.

## d.1) Sismo en el relleno

El efecto no suele ser de gran consideración, pero en zonas críticas puede tomarse en cuenta incrementando los empujes calculados en un 10%. De acuerdo al valor del coeficiente  $\alpha$  de sismicidad, y considerando este en su forma más crítica, el momento debido al empuje del relleno se incrementará en un porcentaje dependiendo del valor del coeficiente, es decir:

$$M_{AS} = (1 + \alpha)M_{ER} \quad (3.20)$$

Zona sísmica de la república	Tipo de suelo	Coefficiente de sismicidad $\alpha$
A	I	0.08
	II	0.12
	III	0.16
B	I	0.16
	II	0.20
	III	0.24
C	I	0.24
	II	0.30
	III	0.36
D	I	0.48
	II	0.56
	III	0.64

Tabla 3.2 Coeficientes de sismicidad (Diseño Estructural, Meli)

## d.2) Sismo en el muro

Esta fuerza  $F_s$  actúa en el plano horizontal y su valor se obtiene en función del peso del muro, calculándose así:

$$F_s = \alpha W \quad (3.21)$$

El momento por sismo en el muro  $M_{SM}$ , de acuerdo a los pesos parciales calculados, se puede obtener multiplicando cada fuerza obtenida por su punto de aplicación  $Y$  referido al pie del muro, y después hacer la suma de momentos.

$$M_{SM} = \sum F_{Si} Y_i \quad (3.22)$$

Los momentos que se consideran como actuantes son los debidos al empuje del relleno  $M_{ER}$  y al sismo en el muro  $M_{SM}$ , mientras que los momentos resistentes son debidos al peso propio del muro  $M_w$ .

Al hacer el análisis bajo la condición ordinaria los momentos debidos al sismo no son tomados en cuenta, por tanto solo se compara el momento producido por el relleno contra el debido al peso propio, de la manera siguiente:

$$2M_{ER} = M_w \quad (3.23)$$

El momento debido al empuje del relleno se multiplica por dos, ya que este valor es un factor de seguridad que debe tomarse en cuenta para las condiciones ordinarias.

Para las condiciones extraordinarias es necesario también tomar en cuenta el momento actuante producido por el sismo, y se hace la comparación de la forma siguiente:

$$1.2(1 + \alpha)M_{ER} + M_{SM} = M_w \quad (3.24)$$

El factor de 1.2 se debe al factor de seguridad para condiciones extraordinarias, mientras que el valor  $(1 + \alpha)$  es debido al sismo en el relleno.

Con las relaciones anteriores es posible elaborar una tabla en la que se muestren los valores de los momentos resistentes y los momentos actuantes, para ambas condiciones de análisis, y considerando varias alturas  $H$  del muro, con lo cual puede saberse hasta que altura puede ser estable el muro.

### 3.2.3.2 Revisión al deslizamiento

Para que no exista deslizamiento se debe cumplir que:

$$FFC > FS$$

Donde  $FS$  es un factor de seguridad que vale 1.5 para condiciones extraordinarias, se analizan estas porque son las más desfavorables.

El valor del factor de fricción cortante  $FFC$  se calcula con la ecuación

$$FFC = \frac{\sum N \tan \theta + cA}{\sum F_h} \quad (3.25)$$

donde

$c$  cohesión del concreto o de la liga de la cimentación, para el primer caso su valor es del orden de  $0.1 f'c$

$\sum N$  suma de todas las fuerzas normales a la base del muro

$\theta$  ángulo de fricción interna del concreto o de la liga de la cimentación

$A$  área de la superficie de desplante o de la sección horizontal a un nivel  $Z$  cualquiera al que se este realizando el análisis

$\sum F_h$  suma de todas las fuerzas horizontales sobre el muro

### 3.2.3.4 Revisión de esfuerzos

Se calculan los esfuerzos en la cimentación, con la fórmula de la escuadría para condición ordinaria y extraordinaria.

$$\sigma_{BA} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} x_{\text{máx}} \quad (3.26)$$

donde:

$\sigma_{BA}$  esfuerzos, se considera  $\sigma_B$  de compresión si el resultado tiene signo positivo; se toma  $\sigma_A$  de tensión si el resultado tiene signo negativo

$N$  cargas normales o axiales

$A$  área de contacto entre la cimentación y el muro

$M$  momento resultante

$I$  momento de inercia de la sección de contacto

$x_{\text{máx}}$  distancia máxima al eje neutro

Hay que tener en cuenta que el momento resultante para aplicar la fórmula de la escuadría, equivale a la suma de los momentos referidos al eje neutro de la base considerando su sentido de giro, en este caso los momentos calculados fueron referidos al pie del muro en condiciones de volteo. Como solo se tiene una fuerza vertical que es provocada por el peso propio, solo es necesario volver a calcular este momento resistente considerando ahora su punto de aplicación con respecto al eje neutro de la base del muro, en cambio los momentos actuantes debidos al empuje del relleno y sismo en el muro siguen siendo los mismos.

Entonces el momento resultante es igual a:

$$\sum M = M_{\text{ACT}} + M_{\text{RES}} \quad (3.27)$$

La losa de piso del canal de llamada se coloca solo unos metros antes del talón del cimacio, según la recomendación del departamento de Geotecnia, y específicamente sirve para proteger y evitar la socavación en esa parte del cimacio. El acero de refuerzo es el que

establece el USBR para refuerzos mínimos por contracciones, cambios de temperatura, asentamientos desiguales y otros esfuerzos imprevistos en elementos de concreto reforzado. De esto se tiene que el acero de refuerzo para la losa de piso será 0.18% de la sección transversal, y la separación de varillas máxima equivale a 45 cm ó 5 veces el espesor de la losa; lo que sea menor. El acero se colocará en ambas direcciones de la losa y en ambas caras.

### 3.3 Estructura de control

El diseño estructural de la estructura de control, abarca al cimacio y las pilas en caso de que la obra de excedencias sea controlada y si esta es de descarga libre solo se considera al cimacio y queda sujeto a las especificaciones que se den por parte del proyecto hidráulico, ya que este proporciona una geometría de toda la estructura, si es el caso también el número de pilas que se necesitan y la separación entre ellas. Como todos estos datos están calculados basándose en las cargas y gastos que se van a manejar para la obra de excedencias, el proyecto estructural debe adecuarse a las condiciones iniciales. Conocida la geometría, el proyecto estructural se divide en dos partes; en la primera parte se revisa la estabilidad de la estructura y con ello se conoce si no va a tener problemas al momento de estar bajo el efecto de todas las cargas que se presentan, y en la segunda parte se calcula el acero de refuerzo de la estructura.

Hay que señalar que tanto para el análisis de estabilidad como en el cálculo del acero de refuerzo, se tomara un elemento aislado en el que se tenga una pila y medio claro del vano en ambos lados, como se muestra en la fig. 3.6.

En este subcapítulo se tratará lo relacionado con una estructura de control que lleva compuertas.

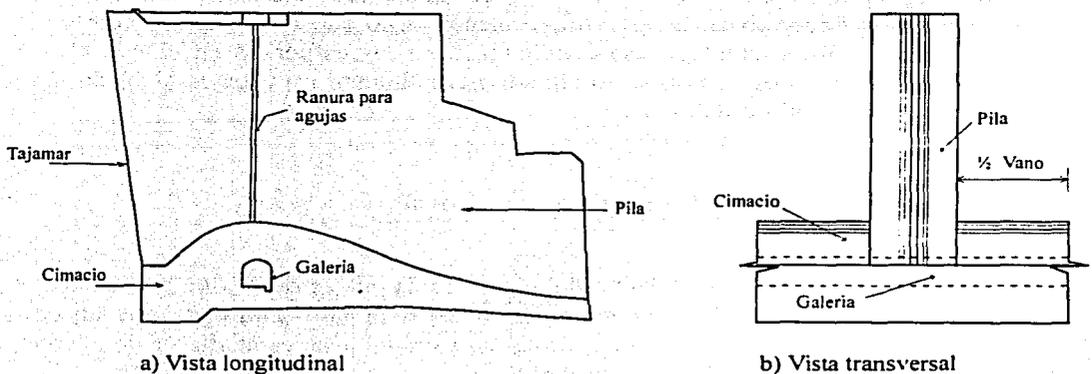


Figura 3.6 Elemento de análisis de la estructura de control

Las ranuras para agujas se encuentran en cada pila y se hacen aguas arriba antes de las compuertas, son básicamente una guía en la que se colocan las agujas, las cuales sirven para no permitir el paso del agua y darle mantenimiento a las compuertas.

En la galería que se encuentra dentro del cimacio se realizan perforaciones, ya sean inclinadas o verticales, en las cuales se hacen inyecciones para formar una pantalla de impermeabilización por abajo del cimacio. Además también se practican barrenos a una profundidad menor que la usada para las inyecciones, estos barrenos se perforan en el piso de las galerías y nominalmente tienen un diámetro de 3", su función es la de un dren y alivian la subpresión producida por las filtraciones. Por lo regular el tamaño de estas galerías es el suficiente para que pueda entrar una persona y darle mantenimiento.

### 3.3.1 Análisis de la estabilidad

Los tres efectos que afectan la estabilidad de la estructura son:

*Vuelco.* Bajo la acción de las fuerzas externas el cimacio tiende a girar alrededor de su pie, antes de que el cimacio llegue a voltearse como cuerpo rígido, tendrán que haber fallado sus materiales por tensión en el talón o por agrietamiento en el pie.

*Deslizamiento.* La fuerza horizontal  $\Sigma H$ , tiende a desplazar en dirección horizontal el cimacio, las fuerzas resistentes son las producidas por la fricción y por la resistencia al cortante del concreto o la cimentación. Antes de que el cimacio deslice como cuerpo rígido, habrán fallado sus materiales (o la liga con la cimentación o esta última) por esfuerzo cortante.

*Esfuerzos excesivos.* La estabilidad de la estructura estará asociada siempre a la ruptura de sus materiales por esfuerzos excesivos, por lo que la atención debe enfocarse a mantenerlos dentro de límites aceptables. En general, al menos en lo que respecta a la compresión, es relativamente fácil cumplir con esa condición, pues los esfuerzos en el concreto de los cimacios, inducidos por fuerzas externas son normalmente muy bajos si el diseño se ha hecho con el suficiente cuidado.

### 3.3.2 Cargas que actúan en la estructura de control

*Peso propio de la estructura.* Además del cimacio y la pila se debe tomar en cuenta el peso de los puentes, compuertas y sus mecanismos considerando para cada uno en donde se encuentra su punto de aplicación. Los valores usuales del peso específico para el concreto y la mampostería son  $2.4 \text{ ton/m}^3$  y  $2.20 \text{ ton/m}^3$ .

*Empujes hidrostáticos.* Para su cálculo se consideran dos niveles de agua, uno corresponde al NAME y el otro al NAMO, bajo dos hipótesis:

- a) El peso específico del agua se considera de  $1.00 \text{ ton/m}^3$
- b) Es válido utilizar la ley de Pascal: La presión actúa en cada punto con igual magnitud en todas las direcciones y sentidos, los empujes resultantes son normales a las superficies sobre las que actúan

En el caso de nuestro elemento de estudio, es necesario calcular el empuje hidrostático que se presenta sobre la pila, el que se presenta en la parte correspondiente al cimacio y el que se tendría sobre la compuerta en el caso de que esta sea considerada.

*Sismo.* Los sismos comunican aceleraciones a los cimacios que pueden aumentar los empujes de agua sobre la estructura, así como los esfuerzos dentro de ellos mismos.

*Subpresión.* Es generada por la carga hidráulica que se tiene sobre la estructura de control, y que provoca que se tenga una presión que puede levantar y desestabilizar la estructura.

### 3.3.3 Combinaciones de cargas

El USBR recomienda que los diseños deben fundamentarse en las combinaciones más adversas de condiciones de carga, incluyendo únicamente aquellas cargas que tienen una probabilidad razonable de ocurrencia simultánea. Las combinaciones de cargas transitorias, cuya probabilidad de ocurrencia en un tiempo dado es remota, tienen una probabilidad de presentarse despreciable y no pueden usarse como bases razonables para el diseño.

En el análisis de cargas se deben considerar las combinaciones de estudio siguientes:

- a) Condiciones ordinarias: Nivel de agua al NAMO.

Empuje hidrostático  
Peso propio de la estructura de control y de accesorios (Puente, compuertas)  
Subpresión  
Con sismo de diseño

- b) Condiciones extraordinarias. Nivel de agua al NAME

Empuje hidrostático  
Peso propio de la estructura de control y de accesorios (Puente, compuertas)  
Subpresión  
Sin sismo

- c) Condiciones extremas. Nivel de agua al NAME

Empuje hidrostático  
Peso propio de la estructura de control y de accesorios (Puente, compuertas)  
Subpresión  
Con sismo de diseño

d) Con la elevación del agua por debajo de la cresta del cimacio

Peso propio de la estructura de control y de accesorios (Puente, compuertas)  
Subpresión  
Con sismo o sin sismo

e) Otras condiciones de carga especiales, que se determinan a juicio del proyectista

Para cada una de las condiciones anteriores es posible tener varias combinaciones de cargas de agua, de acuerdo a la operación de las compuertas de la obra de excedencias, ya que, por ejemplo, se pueden tener cerradas las compuertas en ambos vanos, que una este descargando y la otra se encuentre cerrada o que ambas compuertas estén descargando al mismo tiempo.

### 3.3.4 Condiciones de seguridad

#### 3.3.4.1 Revisión al volteo

Como ya se vio, para hacer esta revisión es necesario comparar los momentos resistentes de la estructura con los momentos actuantes, considerando el elemento de análisis de la fig. 3.6.

- Cálculo de momentos actuantes y resistentes

Para obtener estos momentos es necesario calcular todas las cargas que afecten al elemento de análisis para cualquier combinación de carga, teniendo en cuenta que los momentos se calcularán en el punto de volteo más desfavorable para este análisis, por lo tanto, los puntos de aplicación de las cargas verticales y horizontales tienen que ser referidos al pie del cimacio como se muestra en la fig. 3.7.

a) Peso propio de la estructura de control.

Este se calcula con la ecuación siguiente:

$$W = \gamma_c \nabla \quad (3.28)$$

Para calcular los volúmenes de la estructura de control y obtener el peso propio, se puede subdividir el elemento de análisis visto longitudinalmente, en diferentes secciones cuya geometría es de cálculo más simple. De cada una de estas se obtiene su área y volumen, tomando en cuenta el espesor que se tiene en la pila y el que se tiene para el cimacio, también es necesario calcular los centroides de cada figura para conocer el punto de aplicación de la fuerza y referirlos al punto de volteo. Hay que considerar que si se tiene una galería y/o ranuras para agujas, estos volúmenes no deben ser considerados al calcular el peso. En la fig. 3.7 se muestra un ejemplo de secciones para calcular el peso de la estructura.

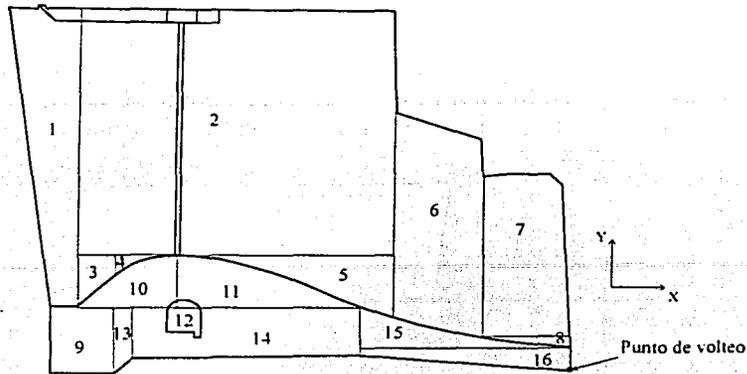


Figura 3.7 Secciones para el cálculo del peso y punto de volteo

De acuerdo a lo anterior el momento debido al peso propio se calcularía así:

$$M_{pi} = W_i X_i \quad (3.29)$$

donde

$M_{pi}$  momento debido al peso en una sección determinada

$W_i$  peso en una sección determinada

$X_i$  distancia que se tiene en un eje horizontal del punto de volteo al centroide de la sección

Para mayor comodidad, se elabora una tabla en la que se anota el peso, los valores del centroide y el momento que resulta para cada una de las secciones, para después hacer la sumatoria de los pesos y de los momentos. Finalmente, es necesario conocer el centroide de todo este elemento, cimacio y pila, entonces se divide el momento total obtenido entre el peso total de la estructura, de la forma siguiente:

$$\bar{X} = \frac{\sum M_{pi}}{\sum W_i} \quad (3.30)$$

donde

$\bar{X}$  centroide del elemento de análisis respecto al punto de volteo

$\sum M_{pi}$  sumatoria de todos los momentos

$\sum W_i$  sumatoria de todos los pesos

## b) Subpresión

Debido a la presencia de la galería en el cimacio, el diagrama de subpresiones se abate en función del diámetro y separación de las perforaciones para drenaje, tal y como se muestra en la figura 3.8. La carga hidráulica para este caso se considera que actúa hasta la parte más baja del cimacio, la cual es parte de la cimentación de la estructura.

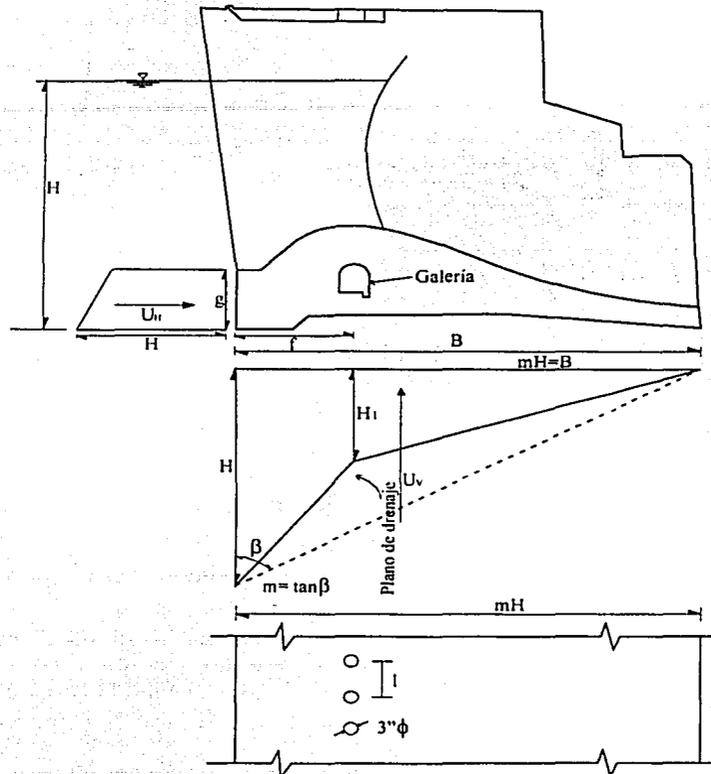


Fig. 3.8 Diagrama de subpresión

De la figura anterior se tiene que  $\tan \beta = \frac{B}{H}$  y si  $m = \tan \beta$ , entonces  $mH = B$ .

El valor de  $H_1$  se puede calcular empleando la fórmula de Hoffman:

$$H_1 = H \frac{\frac{mH - f}{mH}}{\frac{mH - f}{mH} \frac{2f}{c} + 1} \quad (3.31)$$

donde  $f$  es la distancia a la línea de drenes y  $c$  es una constante que vale:

$$c = \frac{1}{\pi} \ln \frac{l}{2\pi r} \quad (3.32)$$

donde

$l$  es la separación de las perforaciones para drenes y se recomienda que sea igual a  $2f$   
 $r$  es el radio del barrenado de perforación del drenaje (la broca que se usa comúnmente para el barrenado del drenaje es de  $3''\phi$ ).

El USBR recomienda que el valor mínimo de  $H_1$  es de 33 % de  $H$  cuando existen los drenes, y si el valor calculado con la ecuación 3.31 es menor que este, se utilizará el mínimo. Si no hay drenes se debe tomar la subpresión total.

Finalmente, para tener el valor real de  $H_1$  se tiene que considerar que es necesario restarle el espesor ( $e$ ) del dentellón que se observa en la fig. 3.8, ya que en la sección donde se tiene la galería ya no está considerado.

Si se encuentra la compuerta cerrada, el valor de  $H_2$  se toma como un tercio de la carga hidráulica más el espesor del cimacio que se tiene en esa parte. Aunque no se tiene carga en este punto cuando se tiene esta condición, se debe considerar debido a que existe capilaridad entre las paredes de la pila y es necesario tomar esa subpresión, el valor de la carga lo proporciona el perfil del agua sobre el cimacio cuando este descarga, ya sea al NAMO o al NAME. Si el cimacio está descargando el valor de  $H_2$  será la carga que presente el perfil en este punto.

La fuerza vertical de la subpresión  $U_v$  se calcula de la siguiente manera:

$$U_v = \gamma_a \nabla \quad (3.33)$$

donde

$\gamma_a$  peso específico del agua

$\nabla$  volumen que resulta del diagrama de subpresión, considerando el ancho de la base del cimacio

Para el valor de  $U_v$  podemos subdividir el diagrama de subpresión en figuras de geometría simple y calcular sus áreas respectivas, así como los puntos de aplicación referidos al punto de volteo, y de esta forma obtener los momentos respectivos de la forma siguiente:

$$M_{subv} = U_v X \quad \text{para cada figura} \quad (3.34)$$

donde

$M_{\text{subV}}$  momento debido a la fuerza vertical de subpresión

$U_V$  fuerza vertical de subpresión

$X$  distancia horizontal del punto de aplicación de la subpresión al punto de volteo

Para terminar se hace la suma de los momentos calculados entre la subpresión total y el resultado corresponde al punto de aplicación  $\bar{X}$  de todo el diagrama de subpresión referido al punto de volteo.

Se considera una fuerza horizontal de subpresión  $U_H$ , ya que como se observa en la fig 3.8 esta parte del cimacio queda incluida dentro de la cimentación, su valor se obtiene basándose en el volumen del diagrama de presión que se muestra en la fig 3.8, y cuyas dimensiones dependen de la carga  $H$  que se maneje y del espesor que se tenga en esa parte del cimacio, por lo tanto se calculará de la manera siguiente:

$$U_H = \frac{1}{2} \gamma_a b(H + (H - f))f \quad (3.35)$$

donde  $b$  es el ancho del cimacio.

El punto de aplicación de esta fuerza horizontal será en el centroide geométrico del diagrama de subpresión que se muestra, y el momento será igual a:

$$M_{\text{subH}} = U_H Y \quad (3.36)$$

donde

$M_{\text{subH}}$  momento debido a la fuerza horizontal de la subpresión

$U_H$  fuerza horizontal de subpresión

$Y$  distancia vertical del punto de aplicación de la subpresión al punto de volteo

En este caso, el valor del punto de aplicación  $Y$  es igual a  $\bar{Y}$ , ya que no se subdividió el diagrama de subpresión para el calculo de esta fuerza.

### c) Empuje hidrostático

La distribución de la presión hidrostática que actúa en la estructura se muestra en la fig 3.9, para este caso la carga hidráulica no se considera en la parte de la cimentación. El empuje hidrostático es igual al volumen de la cuña de distribución de presiones.

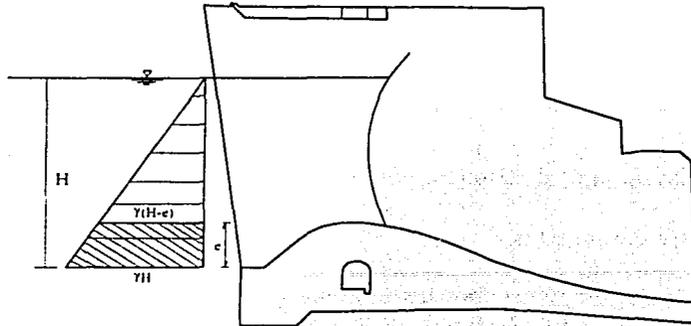


Figura 3.9 Empuje hidrostático en la estructura de control

- Empuje sobre la pila

Para el empuje sobre la pila  $E_p$  se tomará la distribución triangular que se muestra en la fig. 3.9 y el empuje valdrá:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma_a b H^2 \quad (3.37)$$

donde  $b$  es el ancho de la pila expuesto al empuje.

El punto de aplicación pasa por el centroide del diagrama de distribución de presiones y el momento que provoca el empuje hidrostático a la pila será igual a:

$$M_{EP} = E_p Y \quad (3.38)$$

donde

$M_{EP}$  momento debido al empuje hidrostático

$Y$  distancia vertical del punto de aplicación del empuje al punto de volteo

- Empuje sobre el cimacio

Para el empuje sobre el cimacio  $E_C$  la distribución de presiones es la que queda definida por el trapecio sombreado en la fig 3.9, de tal forma que:

$$E_C = \frac{1}{2} \gamma_a b (H + (H - e)) e \quad (3.39)$$

donde  $b$  es el ancho del cimacio en esa parte.

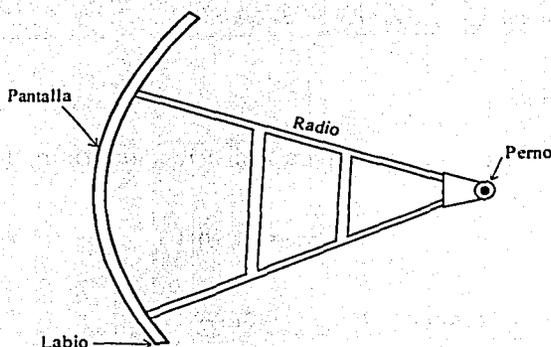
El momento que produce el empuje sobre el cimacio  $M_{EC}$  vale:

$$M_{EC} = E_C Y \quad (3.40)$$

Para ambos casos el valor del punto de aplicación  $Y$  es igual a  $\bar{Y}$ , ya que en ninguno se subdividió el diagrama de distribución de presiones.

- Empuje sobre compuertas

Antes de calcular el empuje sobre las compuertas se definirán brevemente sus partes, las cuales se muestran en la fig. 3.10



*Figura 3.10 Partes de una compuerta radial*

La pantalla es la parte de la compuerta que esta expuesta al empuje del agua y su sección es un segmento de círculo, el labio es la parte de la compuerta que se apoya en la cresta del cimacio, el perno es la parte de la compuerta que le permite girar y esta apoyado en las pilas y finalmente el radio es el que determina las características geométricas de la compuerta

El cálculo del empuje hidrostático sobre la compuerta se obtendrá de la componente vertical dada por el peso propio del agua sobre la compuerta y el efecto de flotación sobre la misma, por otro lado, la componente horizontal es el resultado del diagrama triangular de distribución de presiones, tal como se indica en la fig 3.11.

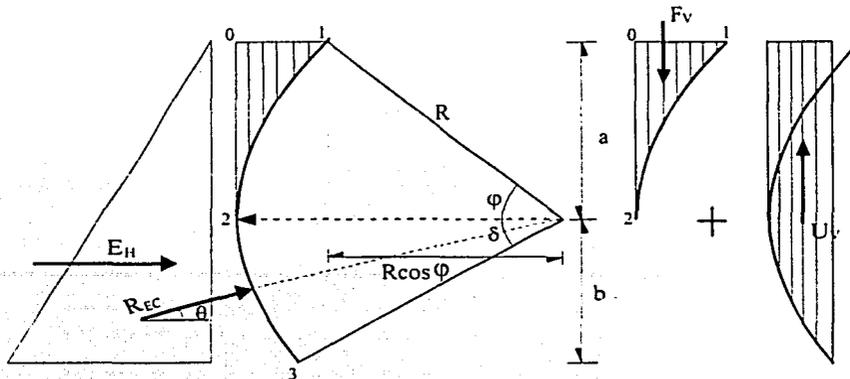


Figura 3.11 Diagrama de fuerzas en una compuerta radial

De la geometría de la fig. 3.11 se tiene lo siguiente:

$$\operatorname{sen} \varphi = \frac{a}{R} \quad \varphi = \operatorname{sen}^{-1} \frac{a}{R} \quad (3.41)$$

$$\operatorname{sen} \delta = \frac{b}{R} \quad \delta = \operatorname{sen}^{-1} \frac{b}{R} \quad (3.42)$$

La fuerza vertical  $F_v$  es el peso de la columna de agua sobre la compuerta como se muestra en la fig 3.11, y la fuerza vertical  $U_v$  que actúa en la parte inferior de la compuerta, equivale al peso de la columna virtual de agua sobre ella como se muestra en la misma figura.

El segmento  $\overline{01}$  de acuerdo a la fig 3.11 vale:

$$\overline{01} = R - R \cos \varphi = R(1 - \cos \varphi) \quad (3.43)$$

Entonces el valor de la fuerza  $F_v$  es el peso del volumen de agua del triángulo definido por 012, menos el del arco de círculo que se tiene en el segmento  $\overline{12}$ :

$$F_v = \frac{1}{2} b \gamma [(\overline{01})(\overline{02}) - R^2(\varphi - \operatorname{sen} \varphi)] \quad (3.44)$$

donde  $b$  es el ancho (vano) de la compuerta.

El valor de la fuerza  $U_v$  se puede calcular tomando en cuenta el peso del volumen de agua del trapecio  $0231'$ , mas el del arco de circulo definido por el segmento  $\overline{23}$  tal y como se muestra en la fig 3.12.

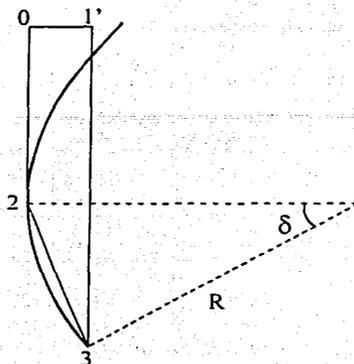


Figura 3.12 Diagrama para calcular el valor de  $U_v$

De la figura anterior tenemos que el valor del segmento  $\overline{01'}$  vale:

$$\overline{01'} = R(1 - \cos \delta) \quad (3.45)$$

Por lo tanto la fuerza  $U_v$  es:

$$U_v = \frac{1}{2} b \gamma \left[ (\overline{31'} + \overline{02}) (\overline{01'}) + R^2 (\delta - \text{sen} \delta) \right] \quad (3.46)$$

El valor del empuje hidrostático horizontal se calcula con la ecuación:

$$E_H = \frac{1}{2} \gamma b h^2 \quad (3.47)$$

Finalmente, la resultante total del empuje  $R_{EC}$  sobre la compuerta esta dado por:

$$R_{EC} = \sqrt{(E_H)^2 + (E_V - U_v)^2} \quad (3.48)$$

Como la compuerta es un segmento de círculo el valor de la resultante pasa por el perno de la compuerta con una cierta inclinación  $\theta$ , que se calcula con la ley del paralelogramo y es igual a:

$$\theta = \tan^{-1} \left[ \frac{(F_v - U_v)}{E_H} \right] \quad (3.49)$$

Para el cálculo de los momentos se considera a la fuerza resultante actuando sobre el perno en sus respectivas direcciones, horizontal y vertical, y se calculan sus puntos de aplicación  $\bar{X}$  y  $\bar{Y}$  con respecto al punto de volteo.

#### d) Sismo

- Sismo en la masa de concreto

Esta fuerza horizontal producida por el sismo  $F_s$ , tiene una influencia sobre la masa de concreto de acuerdo al valor del coeficiente de sismicidad  $\alpha$ , y se obtiene como:

$$F_s = \alpha W \quad (3.50)$$

El valor del peso  $W$  del elemento ya se calculo con la ec. 3.28 y el momento debido al sismo  $M_s$  es:

$$M_s = F_s \bar{Y} \quad (3.51)$$

donde  $\bar{Y}$  es el punto de aplicación de todo el elemento respecto al punto de volteo.

El valor de  $\bar{Y}$  se obtiene de la misma forma en que se hizo para calcular el punto de aplicación del peso,  $\bar{X}$ .

- Sismo en la masa de agua

Para calcular el empuje del agua provocado por el sismo  $E_{SA}$ , el USBR recomienda emplear la ecuación siguiente, la cual esta basada en la parábola de Westergaard:

$$E_{SA} = \frac{5}{9} \alpha \gamma H^2 \quad (3.52)$$

El punto de aplicación  $Y$  estará en  $\frac{4}{3\pi} H$  y este valor debe estar referido al punto de volteo para conocer  $\bar{Y}$ , por lo tanto el momento por sismo en el agua  $M_{SA}$  vale:

$$M_{SA} = E_{SA} \bar{Y} \quad (3.53)$$

#### f) Peso propio de las compuertas

Cuando la compuerta esta totalmente cerrada, el peso de ella se distribuye entre el labio de la misma y el perno de apoyo, por lo que se determinaran las reacciones en dichos puntos. Considerando el conjunto de la compuerta como un cuerpo rígido apoyado en los puntos A y B como se muestra en la fig 3.13, y suponiendo que el peso total pasa por el centro de gravedad del arco de circunferencia, se tiene por equilibrio estático que:

$$\sum M_B = 0 \rightarrow W_A = Wd / L \quad (3.54)$$

$$\sum F_z = 0 \rightarrow W_B = W - R_A \quad (3.55)$$

De esa figura se tiene que  $L = R \cos \varphi$  y que  $d$  es la distancia del punto de aplicación del peso de la compuerta, medida con respecto al perno.

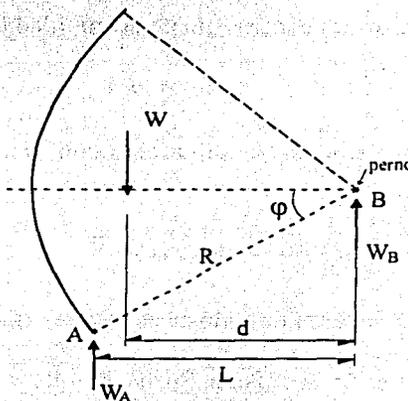


Figura 3.13 Diagrama de cuerpo libre para el peso de la compuerta

La Fuerza  $W_B$  debe dividirse entre 2 debido a que la compuerta se apoya en dos pernos (uno en cada pila o bien uno en la pila y otro en la pared).

#### f) Peso de la columna de agua sobre el cimacio

El peso de esta columna queda definido por el volumen de agua que se genera del perfil del agua sobre el cimacio (ver fig 3.14), y se considera en un solo lado de la pila, es decir, en medio claro de cimacio. Se toma así por las diferentes formas de operación de las compuertas entre cada vano, lo cual puede variar el peso del agua sobre el cimacio, y a su vez, generar un momento en el sentido transversal del elemento. En el caso de que se

tuvieran las mismas condiciones en ambos vanos, este momento propiamente sería anulado al ser el mismo peso de agua en ambos claros del cimacio.

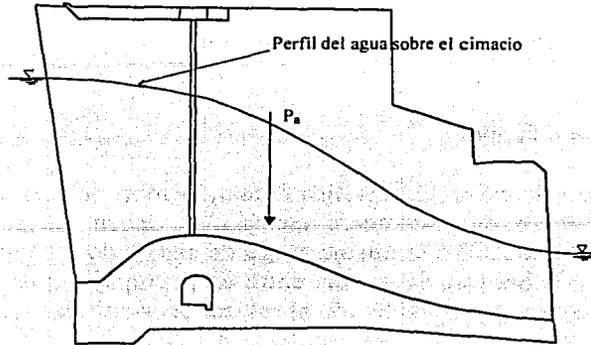


Figura 3.14 Peso de la columna de agua

Si la compuerta está cerrada el peso de esta columna de agua queda definido por el volumen de agua que se tiene hasta esta parte del cimacio, en cambio si está descargando, se considera todo el volumen de agua a lo largo del cimacio, como se ve en la fig. 3.14.

El peso del agua  $P_a$  se calcula empleando la ecuación siguiente:

$$P_a = \gamma_a \nabla \quad (3.56)$$

donde

$\gamma_a$  peso específico del agua

$\nabla$  volumen del agua sobre el medio claro del cimacio

Al igual que en los cálculos anteriores, el volumen del agua se puede obtener subdividiendo el diagrama del perfil del agua sobre el cimacio, en figuras de cálculo más simple. De igual forma se obtienen los puntos de aplicación en dirección horizontal con respecto al punto de volteo de cada figura, luego se calculan los momentos y posteriormente la suma de estos. Finalmente, el punto de aplicación  $\bar{X}$  de la columna de agua será el cociente del momento total entre el peso de esta columna.

Además, del punto de aplicación con respecto al de volteo, se debe considerar el de aplicación  $Z$  en la sección en el sentido transversal, por lo que ya se mencionó en referencia a la posibilidad de que se tenga un momento en este sentido. Este se considera a partir del eje de la pila y al centro del medio claro del cimacio, de esta forma se tiene que:

$$Z = \frac{A_p}{2} + \frac{\frac{1}{2} \text{ claro}}{2} \quad (3.57)$$

donde  $A_p$  es el ancho de la pila en el sentido del flujo.

#### f) Empuje transversal a la pila

Este empuje lo genera la carga hidrostática actuando sobre la cara de la pila en el sentido transversal del elemento. Normalmente cuando se tienen las mismas condiciones de operación entre vanos, se tendrá la misma carga de cada lado y se anulará este efecto, pero en caso de no ser así habrá una diferencia entre estos empujes que generarán un momento en este sentido y que debe ser considerado al revisar la estabilidad del elemento.

El punto de aplicación de este empuje transversal  $E_T$  tendrá componentes en  $\bar{X}$  y en  $\bar{Y}$ , donde este último es el que genere el momento que se tiene que emplear en los cálculos.

$$M_{ET} = E_T \bar{Y} \quad (3.58)$$

#### g) Otras fuerzas

En este análisis también hay que considerar el peso de las agujas, cuya función es la de impedir el paso del agua a la compuerta, para darle mantenimiento, las fuerzas sobre el servomotor, considerando su punto de aplicación con respecto al de volteo. Al igual que el peso del agua sobre el cimacio, estas fuerzas pueden producir un momento en sentido transversal al manejar diferentes condiciones de operación en los vanos, por lo que es necesario determinar el valor de  $Z$ , referido al eje de la pila, para cada una de estas acciones. Por lo regular los valores de los pesos de cada una de estas fuerzas son proporcionados por el fabricante.

Para hacer la revisión por volteo, se elabora una tabla en la que se separan las fuerzas verticales y las horizontales, con sus respectivos puntos de aplicación y momentos, tomando en cuenta las fuerzas que también producirán un momento en el sentido transversal. El momento resistente total es producido por todas las fuerzas verticales, y el momento actuante total es generado por todas las fuerzas horizontales. Por tanto la comparación de estos momentos se hace con el siguiente cociente:

$$\frac{M_{RES}}{M_{ACT}} > FS \quad (3.59)$$

Para que la estructura sea segura, el cociente de los momentos deberá compararse con los valores siguientes para decir si es segura o no contra el volteo.

FS = 3.00 para combinaciones de carga ordinarias  
 FS = 2.00 para combinaciones de carga extraordinarias  
 FS = 1.00 para combinaciones de carga extremas

### 3.3.4.2 Revisión de esfuerzos en la base del cimacio

La revisión de los esfuerzos se hará con la fórmula de la escuadría expresada de la forma siguiente:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_z}{I_{zz}} x_{\text{máx}} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} z_{\text{máx}} \quad (3.60)$$

donde

N suma de las fuerzas normales

A área de la base del cimacio

$M_z$  momento alrededor del eje z

$I_{zz}$  momento de inercia en la sección de contacto para el eje z

$x_{\text{máx}}$  distancia máxima al eje neutro en x

$M_x$  momento alrededor del eje x

$I_{xx}$  momento de inercia en la sección de contacto para el eje x

$z_{\text{máx}}$  distancia máxima al eje neutro en z

En la fig 3.15 se muestra la sección de análisis para los esfuerzos. El valor del momento  $M_z$  es el producto de la suma de las fuerzas normales por su excentricidad  $e_x$  sobre el eje x:

$$M_z = e_x N \quad (3.61)$$

El valor de  $e_x$  es la distancia que hay del punto de aplicación de la fuerza normal total al centro del cimacio en el sentido del eje x. Para obtener esta distancia primero es necesario hacer la sumatoria de los momentos resistentes y los momentos actuantes alrededor del punto de volteo, si consideramos el sentido de giro antihorario como positivo se tendrá lo siguiente:

$$\sum M_{PV} = M_{RES} - M_{VOL} \quad (3.62)$$

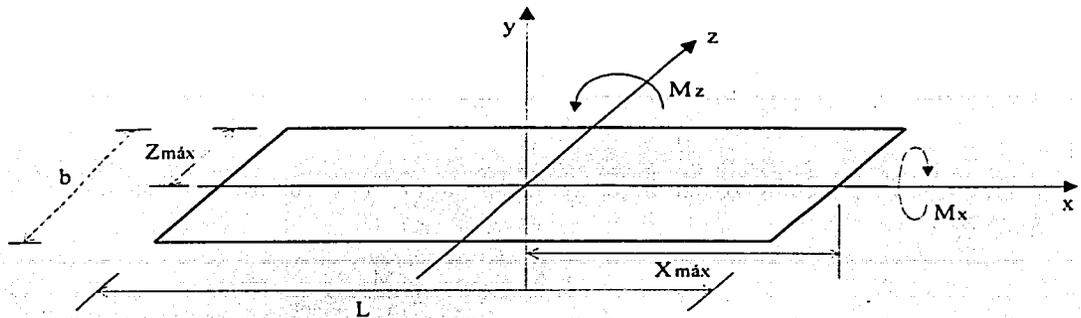


Figura 3.15 Momentos en la base del cimacio

Este momento resultante dividido entre la fuerza normal total da como resultado el punto de aplicación de esta, que es la que genera el momento, y finalmente la diferencia entre la distancia media del cimacio en el eje x y este es igual al valor de  $e_x$ , esto se expresa de la manera siguiente:

$$e_x = \frac{L}{2} - \frac{\sum M_{PV}}{N} \tag{3.63}$$

donde L es la longitud del cimacio en el sentido del eje x.

El momento  $M_x$  es el producto de la fuerza normal total por la excentricidad  $e_z$ , medida esta sobre el eje z:

$$M_x = e_z N \tag{3.64}$$

Para este caso, el valor de  $e_z$  será igual al cociente de la suma de los momentos en el sentido transversal del elemento, que son provocados por las fuerzas verticales y las fuerzas transversales, dividida entre la fuerza normal. Este valor es directo, porque los puntos de aplicación de estas fuerzas sobre el eje z ya fueron tomados con respecto a la mitad de la sección en este sentido, de esta forma:

$$e_z = \frac{\sum M_{tran}}{N} \tag{3.65}$$

La distribución de los esfuerzos en la base del cimacio quedará definida de acuerdo a la ubicación de la excentricidad "e" en ambos sentidos, lo cual indica donde se tienen los mayores esfuerzos y donde los menores considerando las cuatro esquinas de la base. Este valor de e, debe caer dentro del tercio medio de la sección, en caso de no ser así, se tendrán

esfuerzos negativos y por lo tanto tensiones en la sección. El tercio medio de esta sección se puede representar como se muestra en la fig 3.16.

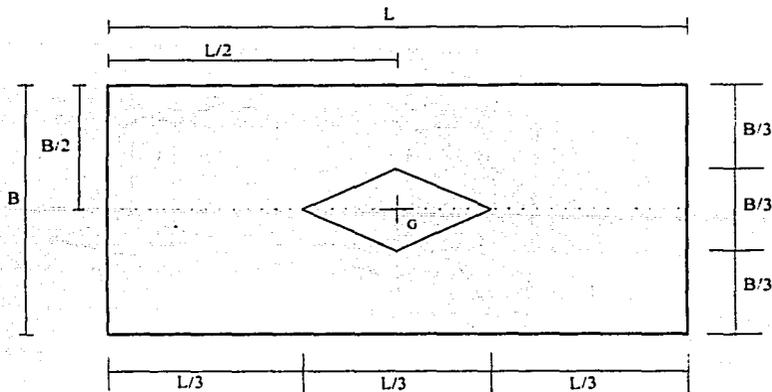


Figura 3.16 Tercio medio de la sección de análisis

### 3.3.4.3 Revisión al deslizamiento

Como ya se menciona, es importante verificar que la estructura no se vea afectada por este factor, para esta revisión se empleará la ecuación 3.25 para calcular el factor de fricción cortante:

$$FFC = \frac{\sum N \tan \phi + cA}{\sum F_h}$$

Para esta condición se usará un factor de seguridad  $FS = 1$  para condiciones extraordinarias y extremas, y  $FS = 2$  para las condiciones ordinarias.

### 3.3.5 Armado básico de la estructura de control

#### 3.3.5.1 Pila

El acero de refuerzo para la pila se puede calcular empleando los criterios de diseño por flexión para una viga, considerando que la pila se comportará como un elemento empotrado en la parte superior del cimacio. Debido a que no se tiene una sección uniforme como para tomar una sola longitud de viga para hacer el análisis, se pueden tomar varias secciones a lo largo de la pila para efectuar los cálculos, ver fig 3.17, y hacer una mejor distribución del

acero de refuerzo. Hay que decir que el diseño de la pila estará regido por la acción del sismo, como el efecto más significativo para el diseño.

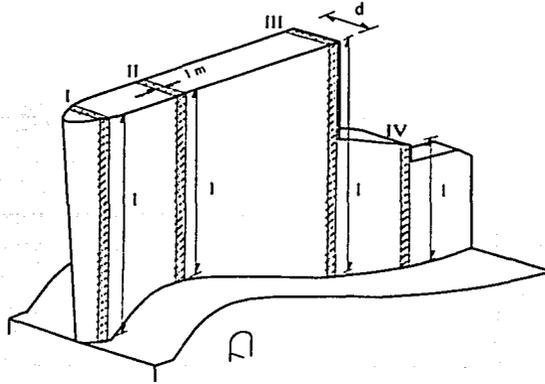


Figura 3.17 Ejemplo de secciones para el cálculo del acero en una pila

Para cada una de estas secciones se obtendrá un momento flexionante producido por una carga uniformemente repartida en una viga empotrada, en donde se tendrá la misma carga actuante pero con diferente longitud del claro, entonces el valor de este momento se calcula con:

$$M = \frac{\omega l^2}{2} \quad (3.66)$$

donde

M momento en una viga empotrada

$\omega$  - valor de la carga uniformemente repartida

l longitud del claro

Para obtener el valor de la carga uniformemente repartida, se considera el efecto de la acción del sismo en la masa de concreto de la pila  $S_p$ , por lo que se tiene que aplicar el valor del coeficiente sísmico.

$$S_p = \alpha W_p \quad (3.67)$$

El valor de esta fuerza se divide entre el área total de la pila  $A_p$  y de esta forma se obtiene una carga por metro cuadrado, que al considerar una viga de ancho unitario para el análisis por flexión, la carga se vuelve lineal, entonces  $\omega$  será:

$$\omega = \frac{S_p}{A_p} \quad (3.68)$$

Se debe aplicar un factor de carga FC para tener la carga última de diseño  $\omega_u$ , que de acuerdo al reglamento del ACI, este vale 1.4, y a partir de esta carga se obtiene el momento último  $M_u$ , empleando la expresión 3.66 para el momento en una viga empotrada.

Por lo tanto la expresión que se empleara para calcular el acero de refuerzo de acuerdo a las hipótesis del Reglamento del ACI 318-83 para una viga rectangular sujeta a flexión es:

$$M_u = FRbd^2f'_c \omega(1 - 0.59\omega)$$

$$\frac{M_u}{FRbd^2f'_c} = \omega(1 - 0.59\omega) \quad (3.69)$$

donde

FR factor de resistencia que vale 0.9

b ancho de la sección

d peralte de la sección

$f'_c$  resistencia nominal del concreto

$\omega$  incógnita de la ecuación, su valor sirve para obtener el porcentaje de acero, adimensional

De la expresión anterior se tiene que resulta una ecuación de segundo grado, la cual hay que resolver para obtener el valor de  $\omega$ . El valor del ancho de la sección será de un metro como ya se menciono, y el valor del peralte d, se considera igual al ancho de la pila.

El valor del porcentaje de acero  $\rho$ , se calcula como:

$$\rho = \omega \frac{f'_c}{f_y} \quad (3.70)$$

donde  $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero.

El área de acero  $A_s$  requerida será:

$$A_s = \rho bd \quad (3.71)$$

El porcentaje de acero mínimo a flexión de acuerdo al Reglamento ACI 318-83 es igual a:

$$\rho = \frac{14}{f_y} \quad (3.72)$$

Cuando el valor del porcentaje de acero calculado es menor al mínimo establecido, se tiene que multiplicar por un factor que se utiliza para regir el diseño, que por norma se establece que vale 1.33 y a partir de esto se calcula el área de acero.

Con el área de acero se entra a los valores de la tabla 3.3 y se busca el que más se aproxime al área calculada, si no hay un valor exacto se hace una interpolación, con este dato se obtiene el número de varillas para un determinado diámetro de acuerdo a lo que se tiene en la tabla. También si se considera un diámetro de varillas en específico, entonces en el renglón correspondiente a este diámetro se busca el dato del área calculada y se encuentra el número de varillas necesarias.

Posteriormente para la separación entre varillas se toma un ancho unitario debido a que las secciones se tomaron así, entonces considerando 100 cm de ancho esta separación se calcula con la siguiente expresión:

$$s = \frac{100}{\# \text{ Var}} \quad (3.73)$$

Este acero de refuerzo se coloca verticalmente en ambos lados de la pila de acuerdo a las secciones establecidas.

El acero de refuerzo horizontal de la pila se considera como el mínimo por temperatura tomando una franja de 50 cm, que según el reglamento del ACI el valor del porcentaje mínimo para este efecto vale:

$$\rho_{\min} = 0.0018 \quad (3.74)$$

De acuerdo a lo anterior se colocan varillas de 3/4 @ 30 cm en ambos lados, esto es una regla estándar de diseño ya establecida para este efecto. El recubrimiento para el acero recomendado para la pila es de 5 cm. En la fig 3.18 se muestra el armado típico de la pila.

La longitud básica de desarrollo o anclaje para barras en tensión que especifica el Reglamento ACI 318-89 vale:

$$L_d = \frac{0.06A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (3.75)$$

esta longitud nunca debe ser menor de 30 cm.

Número de designación	Diámetro Nominal		Peso Kg/m	Número de varillas										Áreas de acero, en cm <sup>2</sup>
	pulg	mm		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
2	1/4	6.4	0.248	0.32	0.64	0.96	1.28	1.60	1.92	2.24	2.56	2.88	3.20	
2.5	5/16	7.9	0.388	0.49	0.98	1.47	1.96	2.45	2.94	3.43	3.92	4.41	4.90	
3	3/8	9.5	0.559	0.71	1.42	2.13	2.84	3.55	4.26	4.97	5.68	6.39	7.20	
4	1/2	12.7	0.993	1.27	2.54	3.81	5.08	6.35	7.62	8.89	10.16	11.43	12.70	
5	5/8	15.9	1.552	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90	11.88	13.86	15.84	17.82	19.80	
6	3/4	19.0	2.235	2.85	5.70	8.55	11.40	14.25	17.10	19.95	22.80	25.65	28.50	
7	7/8	22.2	3.042	3.88	7.76	11.64	15.52	19.40	23.28	27.16	31.04	34.92	38.80	
8	1	25.4	3.973	5.07	10.14	15.21	20.28	25.35	30.42	35.49	40.56	45.63	50.70	
9	1 1/8	28.6	5.028	6.41	12.82	19.23	25.64	32.05	38.46	44.87	51.28	57.69	64.10	
10	1 1/4	31.8	6.207	7.92	15.84	23.76	31.68	39.60	47.52	55.44	63.36	71.28	79.20	
11	1 3/8	34.9	7.511	9.58	19.16	28.74	38.32	47.90	57.48	67.06	76.64	86.22	95.80	
12	1 1/2	38.1	8.938	11.4	22.80	34.20	45.60	57.00	68.40	79.80	91.20	102.6	114.00	

Tabla 3.3 Diámetros, pesos y áreas de varillas

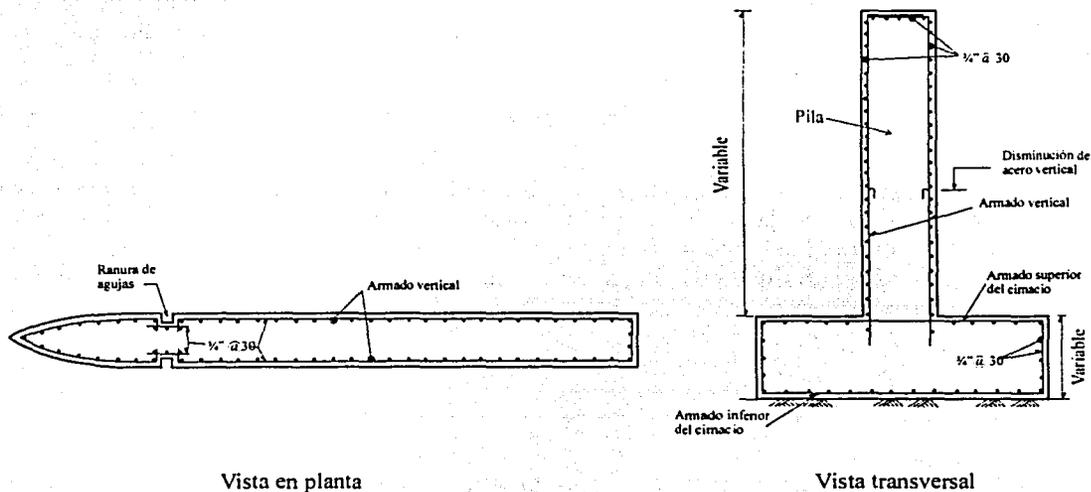


Figura. 3.18 Armado básico de una pila

En el diagrama de momentos de una viga empotrada los momentos máximos se tienen en el empotramiento y disminuyen conforme se acercan al final del claro; en este caso particular los momentos máximos se tienen en la unión con el cimacio y disminuyen hacia la parte superior de la pila. De acuerdo con lo anterior es posible disminuir la cantidad de acero en

esa parte donde se tiene un momento menor, ello se logra ya sea aumentando la separación de las varillas o disminuyendo el diámetro de ellas.

Con la cantidad menor de acero se calcula el momento resistente, empleando la ecuación 3.69, y posteriormente se obtiene la distancia en la cual se tiene este momento usando la expresión 3.66, en este punto es donde se disminuirá el acero. Se revisa que en ese punto el momento resistente sea mayor al momento último  $M_u$ , en ese punto, además es necesario prolongar el corte de barras a partir de este punto teórico, una distancia que de acuerdo al Reglamento del ACI debe ser por lo menos 12 veces el diámetro de la varilla.

Otro aspecto que es importante revisar, es la resistencia al cortante  $V_c$ , utilizando la expresión propuesta por el ACI 318-83, para un elemento sujeto a flexión y fuerza cortante con la ecuación siguiente:

$$V_c = 0.50\sqrt{f'_c}bd \quad (3.76)$$

La resistencia de diseño vale  $FRV_c$ , donde el valor de FR para este caso es de 0.85, esta resistencia debe ser mayor o igual que la fuerza cortante última  $V_u$ , que actúa en la sección. Para conocer el valor de la fuerza cortante última en cada una de las secciones que se utilizaron para calcular el acero de refuerzo, se multiplica el valor de la carga uniformemente repartida por la longitud del claro que se tenga aplicando el factor de carga  $FC = 1.4$ .

$$V_u = FC \omega l \quad (3.77)$$

Hay que señalar que se calcula un armado adicional en la pila para soportar los efectos que se producen en la ménsula inducidos por las compuertas, el cual no se tratará en este trabajo debido a la complejidad que esto representa, también se toma armado adicional para cualquier otro accesorio que se coloque en la pila como puede ser el puente, y cuyo efecto sea de consideración.

### 3.3.5.2 Cimacio

Para el armado del cimacio se toma el elemento que se analiza por estabilidad, con medio claro de cimacio en ambos lados, como un módulo, en el cual se calcula el acero de refuerzo.

Para el refuerzo en la parte superior del cimacio, se usarán los mismos momentos calculados en la base del muro de la pila y se aplicará la misma expresión del Reglamento ACI para flexión, tomando en cuenta las mismas consideraciones para el acero mínimo que se mencionaron. Al aplicar la fórmula a flexión lo único que va a variar es el valor del peralte  $d$ , ya que para este caso se considera el que corresponde a la parte del cimacio en la

esa parte donde se tiene un momento menor, ello se logra ya sea aumentando la separación de las varillas o disminuyendo el diámetro de ellas.

Con la cantidad menor de acero se calcula el momento resistente, empleando la ecuación 3.69, y posteriormente se obtiene la distancia en la cual se tiene este momento usando la expresión 3.66, en este punto es donde se disminuirá el acero. Se revisa que en ese punto el momento resistente sea mayor al momento último  $M_u$ , en ese punto, además es necesario prolongar el corte de barras a partir de este punto teórico, una distancia que de acuerdo al Reglamento del ACI debe ser por lo menos 12 veces el diámetro de la varilla.

Otro aspecto que es importante revisar, es la resistencia al cortante  $V_c$ , utilizando la expresión propuesta por el ACI 318-83, para un elemento sujeto a flexión y fuerza cortante con la ecuación siguiente:

$$V_c = 0.50\sqrt{f'_c}bd \quad (3.76)$$

La resistencia de diseño vale  $FR V_c$ , donde el valor de  $FR$  para este caso es de 0.85, esta resistencia debe ser mayor o igual que la fuerza cortante última  $V_u$ , que actúa en la sección. Para conocer el valor de la fuerza cortante última en cada una de las secciones que se utilizaron para calcular el acero de refuerzo, se multiplica el valor de la carga uniformemente repartida por la longitud del claro que se tenga aplicando el factor de carga  $FC = 1.4$ .

$$V_u = FC \omega l \quad (3.77)$$

Hay que señalar que se calcula un armado adicional en la pila para soportar los efectos que se producen en la ménsula inducidos por las compuertas, el cual no se tratará en este trabajo debido a la complejidad que esto representa, también se toma armado adicional para cualquier otro accesorio que se coloque en la pila como puede ser el puente, y cuyo efecto sea de consideración.

### 3.3.5.2 Cimacio

Para el armado del cimacio se toma el elemento que se analizó por estabilidad, con medio claro de cimacio en ambos lados, como un módulo, en el cual se calcula el acero de refuerzo.

Para el refuerzo en la parte superior del cimacio, se usarán los mismos momentos calculados en la base el muro de la pila y se aplicará la misma expresión del Reglamento ACI para flexión, tomando en cuenta las mismas consideraciones para el acero mínimo que se mencionaron. Al aplicar la fórmula a flexión lo único que va a variar es el valor del peralte  $d$ , ya que para este caso se considera el que corresponde a la parte del cimacio en la

sección que se está analizando, hay que señalar que en la sección donde se encuentra la galería, el peralte se toma hasta la parte superior de ella.

Es posible si así se requiere, que el acero de refuerzo para esta zona se calcule considerando una franja de 50 cm de peralte a lo largo del cimacio y el porcentaje mínimo a flexión, además se toma en cuenta que la cara crítica del cimacio se encuentra en contacto con el suelo.

Para la parte inferior del cimacio se analizan los esfuerzos en la base, considerando el caso más desfavorable con el nivel del agua al NAME y cuyos valores se conocen del análisis de estabilidad. De estos esfuerzos,  $\sigma$ , se toma el de mayor valor y con este se calcula el acero requerido.

Se propone que la parte de medio cimacio que se analiza este trabajando como un elemento empotrado en la pila, que está sujeto a la acción de una carga uniformemente repartida,  $\omega$ , que es producida precisamente por el esfuerzo,  $\sigma$ , calculado en la base y que actúa considerando una viga de ancho unitario. Se obtiene la carga última aplicando el factor de carga del ACI y se calcula el momento flexionante para una viga empotrada con la expresión 3.66. Para este caso también podemos tomar algunas secciones en el cimacio con peralte diferente para una mejor distribución del acero, y se emplean las mismas expresiones del reglamento ACI para diseño por flexión que se utilizaron en el caso de la pila siguiendo las mismas consideraciones, ver fig. 3.19.

De acuerdo con los resultados obtenidos, el acero calculado para la parte superior e inferior del cimacio se coloca transversalmente a lo largo de éste. El recubrimiento que se recomienda es de 10 cm y las longitudes de anclaje se calculan con la ec. 3.75.

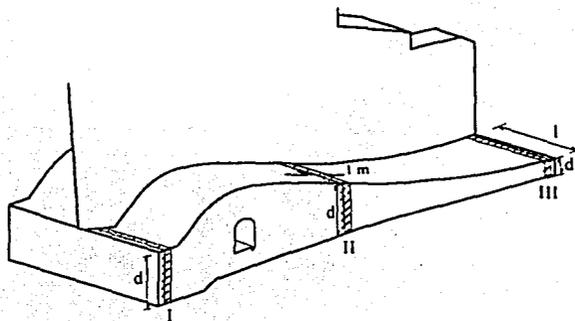


Figura 3.19. Ejemplo de secciones para el acero en la base del cimacio

El acero de refuerzo típico en caras contra juntas del cimacio se calcula para concretos masivos tomando un espesor de 25 a 30 cm y considerando el porcentaje de acero mínimo por flexión, por diseño se utilizan varillas de  $3/4 @ 30$  cm en ambas direcciones, horizontal y vertical. Este armado se usa también para tomar en cuenta los efectos de confinamiento de la masa de concreto. En la fig. 3.20 se muestra el armado del cimacio y en la fig. 3.21 se presenta la foto del armado de una estructura de control en donde se pueden distinguir dos módulos.

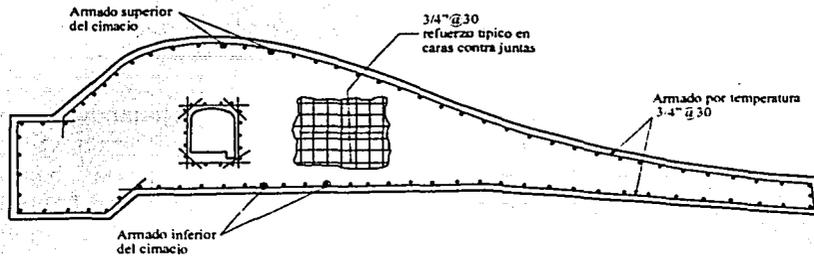


Figura 3.20 Armado típico de la sección del cimacio

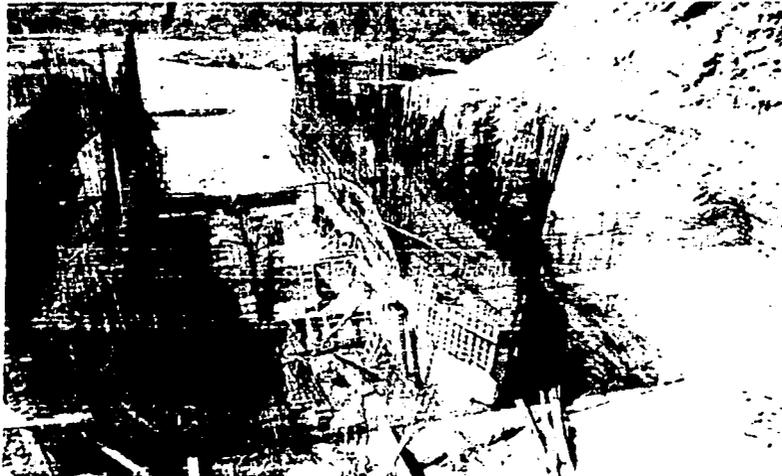


Figura 3.21 Armado de la estructura de control, Caracol

### 3.3.6 Análisis por viento

Es importante hacer una revisión de la estructura por viento cuando está en proceso de construcción la obra y se tiene solo una parte de toda ella, que es cuando se tienen más posibilidades de que sea afectada por la presencia de este factor. Este empuje debido al viento se revisa solo en la pila, ya que debido a su esbeltez es la que está más expuesta a recibir la acción de esta variable, y esta fuerza se considera que actúa en el área de mayor exposición de la pila.

La presión del viento  $P_V$  sobre la pila se calcula con la siguiente expresión:

$$P_V = 0.0048 C_D G V_D^2 \quad (3.78)$$

donde

$C_D$  coeficiente de empuje

$G$  factor de reducción de densidad atmosférica

$V_D$  velocidad de diseño

Se considerará a la pila como una barra aislada, en la que sus coeficientes son de 0.75 para el empuje en la cara de barlovento y 0.68 para la succión en la cara de sotavento, por lo tanto el valor promedio de  $C_D$  es igual a:

$$C_D = 0.75 + 0.68 = 1.43 \quad (3.79)$$

La densidad del aire varía según la temperatura y la presión y, por tanto, según la altitud del sitio sobre el nivel del mar, para lo cual el valor de  $G$  se calcula:

$$G = \frac{8 + h}{8 + 2h} \quad (3.80)$$

donde  $h$  es la altitud de donde se localiza la obra, en Km.

Los reglamentos especifican una velocidad  $V_D$  de diseño básica a nivel regional que debe afectarse por factores correctivos para tomar en cuenta los aspectos siguientes:

- a) La ubicación geográfica de la construcción
- b) Las características topográficas locales del sitio en lo relacionado con la rugosidad de la superficie
- c) La altura sobre el nivel del terreno de la porción de la estructura que se está considerando
- d) La importancia de la construcción
- e) La sensibilidad de la estructura al ser sometida a los efectos de ráfaga

Considerando que la velocidad de diseño básica regional está considerada hasta 10 m de altura sobre el nivel del terreno y que para alturas mayores debe incrementarse, este valor, considerando los aspectos antes mencionados, tiene el factor correctivo siguiente:

$$K \left( \frac{z}{10} \right)^\alpha \quad (3.81)$$

donde

- $z$  altura, en metros sobre el nivel del terreno
- $K$  factor de topografía
- $\alpha$  factor de topografía en la vecindad de la estructura

En la tabla 3.4 se presentan los valores de estos coeficientes para diferentes tipos de terreno.

Tipo de terreno	$K$	$\alpha$
A Centro de ciudades con concentración de edificios altos (más de la mitad de las construcciones tienen alturas de más de 21 m)	0.5	0.33
B Áreas urbanas y suburbanas, zonas boscosas, campo abierto con topografía irregular	0.8	0.22
C Campo abierto con terreno plano	1.0	0.4
D Litorales y promontorios	1.2	0.10

Tabla 3.4. Parámetros que definen la velocidad del viento con la altura (Diseño estructural, Meli)

Finalmente el valor de la velocidad de diseño  $V_D$  esta dada por:

$$V_D = V K \left( \frac{z}{10} \right)^\alpha \quad (3.82)$$

donde  $V$  es la velocidad básica regional, en Km/h.

El empuje debido al viento  $E_v$  considerando el área donde actúa es igual a:

$$E_v = P_v A \quad (3.83)$$

donde A es el área expuesta de la pila.

### 3.3.6.1 Revisión al volteo

Para hacer esta revisión se considerarán dos cargas; el peso propio del elemento y el empuje del viento en el sentido transversal. En la fig 3.22 se muestra el punto de volteo para este análisis.

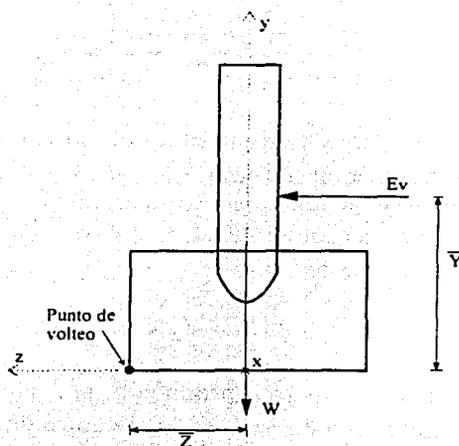


Figura 3.22 Vista transversal de la sección de análisis del viento

El momento de volteo será:

$$M_{VOL} = E_v \bar{Y} \quad (3.84)$$

donde el valor de  $\bar{Y}$  es el punto de aplicación de la fuerza considerando solo la pila y referido al punto de volteo.

Y el valor del momento resistente considerando que el punto de aplicación del peso sobre el eje Z pasa por el eje de la pila, es:

$$M_{RES} = W \bar{Z} \quad (3.85)$$

La condición de seguridad se revisa con la ec. 3.59:

$$\frac{M_{RES}}{M_{ACT}} > FS$$

donde FS para este caso vale 3.

### 3.3.6.2 Revisión de esfuerzos

Para revisar los esfuerzos en la base del cimacio se utiliza la fórmula de la escuadría (3.60)

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{I_{xx}} z_{\max} \pm \frac{M_z}{I_{zz}} x_{\max}$$

El momento  $M_x$  es generado por la combinación del empuje del viento y el peso propio del elemento en el sentido transversal. Al igual que en los cálculos que se hicieron para la revisión anterior, hay que obtener a partir de los momentos resistentes y actuantes referidos al centro de la base, el valor de la excentricidad  $e_z$  sobre el eje Z que produce el momento en X, y de esta forma se usa la ec. 3.64:

$$M_x = e_z N$$

El momento  $M_z$  en este caso solo es producido por el peso propio del elemento considerando su punto de aplicación en X referido al centro de la base en este eje, y con lo cual se obtiene el valor de la excentricidad  $e_x$ , así se tiene que de la ec. 3.61:

$$M_z = e_x N$$

De acuerdo a la ubicación de la excentricidad en ambos ejes, se obtiene la distribución de los esfuerzos en la sección. Por lo regular este análisis al efecto del viento no produce esfuerzos considerables que puedan dañar la estructura, pero se recomienda hacer siempre la revisión.

### 3.3.7 Análisis por sismo transversal

Al igual que el análisis por viento, se realiza un análisis considerando el efecto del sismo en sentido transversal cuando se está construyendo la estructura de control.

Este efecto por sismo se considera como una fuerza cortante transversal que afecta al peso del elemento, considerando la pila y el cimacio, de acuerdo al valor del coeficiente sísmico  $\alpha$  se aplica la ec. 3.50:

$$F_s = \alpha W$$

### 3.3.7.1 Revisión al volteo

En esta revisión las fuerzas que actúan sobre el elemento son las debidas al peso propio y al efecto de la fuerza debida al sismo en el sentido transversal como se muestra en la fig. 3.23.

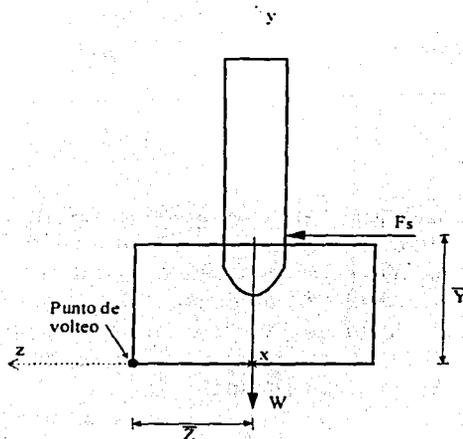


Figura 3.23 Fuerzas en la sección de análisis

El momento de volteo es:

$$M_{VOL} = F_s \bar{Y} \quad (3.86)$$

donde el valor de  $\bar{Y}$  es el punto de aplicación del sismo considerando la pila y el cimacio referido al punto de volteo.

El momento resistente es:

$$M_{RES} = W \bar{Z} \quad (3.87)$$

y la condición de seguridad de la ec. 3.59 es:

$$\frac{M_{RES}}{M_{ACT}} > FS$$

donde FS vale 3.

### 3.3.7.2 Revisión de esfuerzos

La revisión de esfuerzos se hace de la misma forma en que se hizo la revisión por viento, usando la ec. 3.60, solo que en este caso la fuerza transversal es la producida por el sismo.

## 3.4 Canal de descarga (rápida)

### 3.4.1 Revestimiento

La plantilla y paredes del canal que forman la rápida se revisten para formar una superficie protectora razonablemente impermeable para evitar la erosión. Durante las descargas de la estructura de control (vertedor), el revestimiento queda sujeto a fuerzas hidrostáticas debidas al peso del agua contenida en el canal, a las fuerzas de arrastre debidas a la resistencia producida por el rozamiento entre el agua y la superficie de concreto, a las fuerzas dinámicas debidas al choque del agua, a las fuerzas de subpresión producidas por la infiltración que ocurre bajo la plantilla del canal.

Cuando no hay escurrimiento, el revestimiento está sujeto a la acción de los elementos naturales, incluyendo la dilatación y contracción debida a las variaciones de temperatura, al deterioro químico y al producido por el intemperismo, a los efectos de los asentamientos y del pandeo, y a las subpresiones producidas por las filtraciones subterráneas o por elevados niveles freáticos. Normalmente, no es posible evaluar las diferentes fuerzas que puedan estar presentes, ni construir el revestimiento lo suficientemente grueso para que las resista; generalmente, su espesor se determina de manera más o menos arbitraria y se utilizan drenes subterráneos, anclajes, dentellones, etc., para contrarrestar los efectos antes mencionados.

Para obtener un revestimiento relativamente impermeable que soporte, en forma razonable, bien el intemperismo y el desgaste, y que soporte las fuerzas normalmente producidas por la dilatación, contracción, aumento de volumen del terreno producido por la helada y los asentamientos de la cimentación, se recomienda un espesor nominal mínimo de 8 plg (20.32 cm) cuando el revestimiento se va a colocar directamente sobre la roca, cuando este se coloca sobre la tierra o sobre una capa intermedia de grava, debe construirse una losa algo más gruesa que soporte el agrietamiento o el pandeo, si la dilatación y la contracción pueden mover o dislocar la roca.

En México existen especificaciones propuestas por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, (SARH), actualmente Comisión Nacional del Agua (CNA), como las siguientes:

El revestimiento de los taludes, así como el de la plantilla, se colará alternadamente en losas de dimensiones como las indicadas en la fig 3.24. Los colados de las losas contiguas deberán hacerse en intervalos, como mínimo de cada cinco días. El acero de refuerzo se colocará continuo a través de las juntas de construcción.

El recubrimiento para proteger el acero en superficies sujetas a la erosión por flujo del agua, será de 13.00 mm para velocidades hasta de 3.05 m/s, y se aumentará este recubrimiento en 13.00 mm por cada 3.05 m/s de incremento en la velocidad.

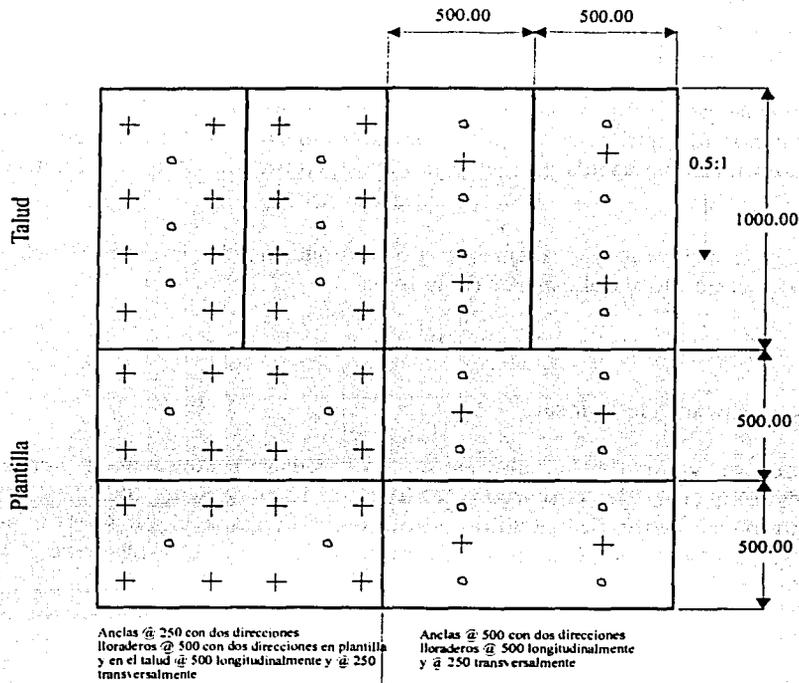


Figura 3.24 Colado de losas

### 3.4.2 Acero de refuerzo

#### 3.4.2.1 Losa de piso

Primero es conveniente hacer una pequeña revisión de la estabilidad en la plantilla del canal del canal, considerando las cargas que estarán actuando, para esto hay que tomar en cuenta que cuando el canal descarga, la subpresión es propiamente anulada con la presión que genera la columna de agua de escurrimiento, por lo que se considera el caso más desfavorable, cuando el canal esta seco y el embalse lleno. De esta forma las cargas que actuaran en la losa del canal serán las del peso propio actuando como una fuerza positiva y el valor de la subpresión como negativa. Como se establece un patrón de anclaje en la losa, cada ancla tiene un área de influencia, por lo cual la resistencia de estas esta dada por unidad de área, por esta razón, para facilitar los cálculos, el peso de la losa y la subpresión también se obtendrán por unidad de área.

Para empezar se propone un espesor arbitrario preliminar de la losa para hacer un primer análisis, que por lo regular, es proporcionado por parte del departamento de Geotecnia, o también, la experiencia ayuda a tener una idea aproximada de que valor tomar en primera instancia.

Entonces el peso propio del elemento por unidad de área, será el producto del peso específico del concreto y del espesor de la losa:

$$W_L = \gamma_c d \quad (3.88)$$

donde  $d$  es el espesor de la losa.

Para obtener el valor de la subpresión, es necesario conocer el perfil del agua en condiciones extremas de descarga (NAME) a lo largo de todo el canal y que es proporcionado por parte del estudio hidráulico, con estos datos se obtiene una carga  $h$  promedio de este perfil, y la subpresión tomando en cuenta el espesor de la losa, será igual a:

$$\text{subp} = \frac{1}{3} \gamma_a (h_{\text{PROM}} + d) \quad (3.89)$$

De esta manera las cargas debidas al peso propio y a la subpresión estarán actuando por unidad de área, por lo que se hace la suma algebraica de ambas con el fin de saber el valor de la carga negativa que no se puede contrarrestar con el peso propio, ya que por lo regular sería necesario tener un gran peralte en la losa para eliminar este efecto, entonces esta diferencia será tomada por el patrón de anclaje que se establezca en la losa de piso.

Muchas de las veces el patrón de anclaje lo proporciona el departamento encargado del estudio geológico de la zona, dando las separaciones entre anclas y su distribución en la

losa, así como el diámetro de las varillas que se tienen que usar. Con este patrón de anclaje se hace una revisión para saber si él es suficiente para eliminar los efectos de esa carga negativa que no es posible tomar solo con el peso propio, y en caso de que no se tenga esta información, se puede proponer tentativamente este patrón de anclaje y hacer con él la revisión.

En la revisión es necesario primero calcular la resistencia que proporciona cada ancla colocada en la roca, con la ecuación:

$$R_A = A_S f_y F_S \quad (3.90)$$

donde

$R_A$  resistencia de la ancla, en kg

$A_S$  área transversal de la varilla de anclaje, en  $\text{cm}^2$

$f_y$  esfuerzo de fluencia del acero, en  $\text{kg}/\text{cm}^2$

$F_S$  factor de seguridad que es igual a 0.8

El valor de esta resistencia se divide entre su área de influencia, la cual queda determinada por la separación que se tenga entre cada ancla en cuadrícula, y se obtiene una carga máxima  $W_{\text{máx}}$  por unidad de área:

$$W_{\text{máx}} = \frac{R_A}{A} \quad (3.91)$$

Esta carga máxima debe ser mayor que la obtenida con la diferencia entre el peso y la subpresión para asegurar la estabilidad del elemento, de esta forma:

$$W_{\text{máx}} > W_L - \text{Subp} \quad (3.92)$$

Pero si en la primera revisión no se reduce esta diferencia, es necesario cerrar el patrón de anclaje, ya sea disminuyendo la distancia de separación entre anclas o haciendo una distribución llamada tres bolillo que consiste en agregar un ancla entre cada cuatro, y se vuelve a revisar como ya se explicó. En la fig. 3.25 se muestra el área de influencia de un ancla de acuerdo al patrón de anclaje.

Cuando se cumple con la condición anterior se calcula la carga uniformemente repartida que se genera por la resistencia de cada ancla en la roca a partir del patrón de anclaje, para esto se divide su resistencia entre la separación entre anclas:

$$\omega_{\text{máx}} = \frac{R_A}{S} \quad (3.93)$$

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA

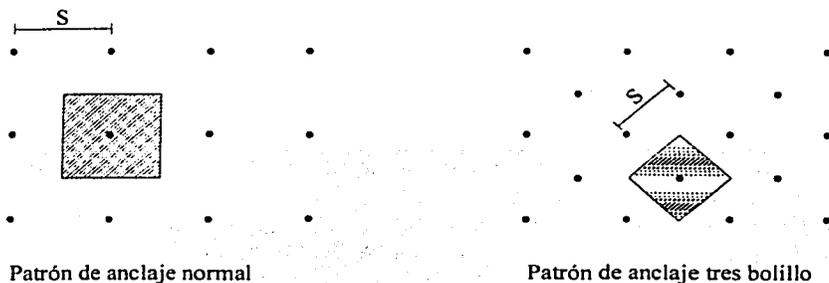


Figura 3.25 Área de influencia de una varilla de anclaje

Esta carga  $\omega$  así calculada está referida a ambos sentidos de la losa de piso, por lo que es necesario repartirla al 50% en cada sentido, es decir:

$$\omega = \frac{\omega_{\text{máx}}}{2} \quad (3.94)$$

Esta carga uniformemente repartida ocasiona que se presenten momentos en las anclas colocadas en la losa de piso, tal y como si se tratara de una viga continua simplemente apoyada y sujeta a flexión, en donde las anclas se consideran como los apoyos de la viga. La distribución de estos momentos es tal, que en la primer ancla de un extremo de la viga se obtendrá el momento máximo y en la segunda el mínimo, después todas las anclas toman un valor más o menos constante del momento, cuyo valor se aproxima a:

$$M = \frac{\omega l^2}{12} \quad (3.95)$$

y posteriormente estos valores se reflejan hacia el otro extremo. Para encontrar estos momentos se puede utilizar el método de Cross, o en su defecto un programa de computadora.

Conocido el momento flexionante máximo se calcula el acero de refuerzo necesario en la sección. Para esto, de acuerdo al reglamento del ACI, hay que aplicar el factor de carga que vale 1.4 para cargas muertas y se obtiene el momento actuante  $M_u$  para el diseño.

Para obtener el acero de refuerzo se usará el criterio de diseño por flexión para una viga rectangular y se emplearán las ecuaciones del Reglamento ACI, que se mencionaron en el diseño de la estructura de control.

Por lo regular para el armado de la losa de piso se utilizan varillas de 3/4", y se calcula su separación de acuerdo al área de acero ( $A_s$ ), tomando una franja de 100 cm. Por especificación del ACI la separación entre barras no debe exceder el valor de  $30\phi$ .

El acero de refuerzo calculado se colocará en ambas direcciones y en ambas caras de la losa, además en cada ancla se colocarán varillas en cada dirección con forma de columpio, formando una cruz y que ayudarán a fijar el ancla, como se muestra en la fig. 3.26.

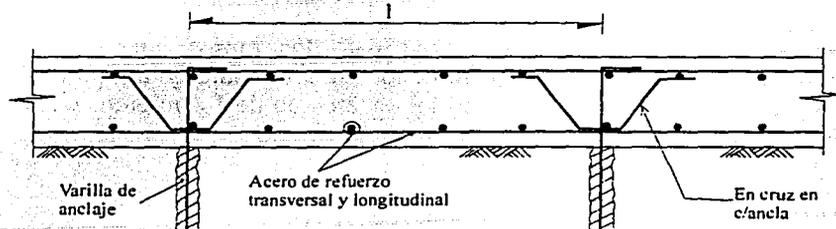


Figura 3.26 Armado típico de la losa de piso

### 3.4.2.2 Muros laterales

Estos muros se diseñan de acuerdo a las recomendaciones del ACI-Bureau of Reclamation y Manual de Diseño de obras civiles de la CFE, para refuerzos mínimos recomendables por contracciones, cambios de temperatura, asentamientos desiguales y otros efectos imprevistos en elementos de concreto reforzado, con acero de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  para muros de revestimiento.

El espesor de estos muros comúnmente se encuentra entre 50 y 70 cm, a menos de que se establezca otro espesor, el acero de refuerzo se coloca en ambas caras, de acuerdo a los porcentajes de la sección transversal que se muestran en la tabla 3.5.

Si se coloca el acero de refuerzo en una sola cara, se aplicarán los porcentajes de acero considerando muros estructurales, siendo 0.25% para el refuerzo horizontal y 0.15% para el refuerzo transversal. Las consideraciones para separación máxima y armado mínimo son las mismas que se mencionaron antes.

Acero de refuerzo	Horizontal (%)	Vertical (%)
Cara adyacente al terreno	0.15	0.15
Cara no adyacente al terreno	0.20	0.15

Tabla 3.5 Porcentajes de acero para muros de revestimiento

Además, se considera que el efecto de la subpresión se elimina con el sistema de drenaje en los muros. En la fig. 3.27 se muestra el armado de un muro lateral y su unión con la losa de piso, a esta unión se le llama llave de colado y el armado tiene las características que se muestran en la figura, las longitudes de anclaje se calculan con la ec. 3.75.

El patrón de anclaje que se proporciona para los muros laterales tiene la función básicamente de proporcionar una estabilidad entre el muro y las paredes en donde se apoyan estos, con lo cual se disminuyen los efectos de deslizamiento, y además de que se logra fijar el muro a las laderas de una forma más segura.

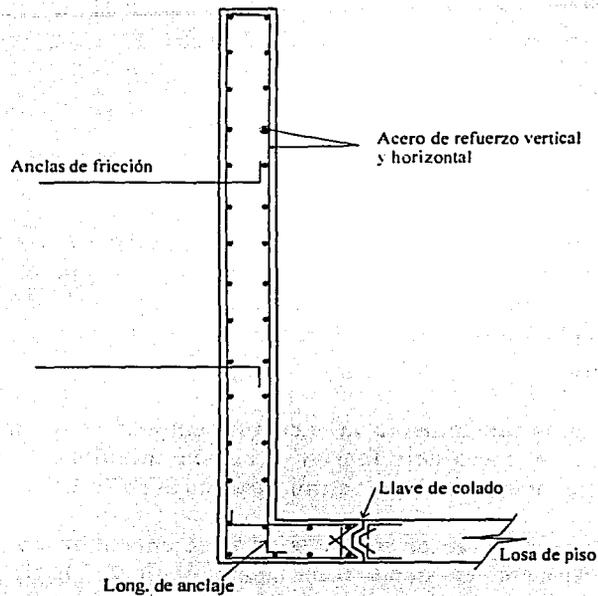


Figura 3.27 Armado del muro lateral

## **4. ASPECTOS PARTICULARES DE DISEÑO**

### **4.1 Drenaje del canal**

El drenaje en un canal se instala por dos razones:

1. Para controlar el volumen de las filtraciones por debajo de la plantilla del canal y para reducir el valor de la subpresión, ya que ello ayuda a que no se vea comprometida la estabilidad. Entran varios factores en la determinación de las filtraciones subterráneas y de la subpresión, como son la carga hidráulica, la permeabilidad de la cimentación, la profundidad e impermeabilidad del dentellón y la eficiencia de los drenes.
2. Con frecuencia existen niveles freáticos altos que, en caso de que el canal se vacíe, pueden producir el levantamiento del revestimiento y su ruptura. Estos niveles están originados por lluvia que se infiltra por el terreno o por las propias filtraciones del canal a través del revestimiento, de las juntas o de las grietas del concreto. Hay que señalar que el drenaje no debe usarse solo para la plantilla del canal, sino también para los taludes del mismo.

#### **4.1.1 Tipos de drenaje**

Los tipos de drenaje son diversos e incluyen todos aquellos elementos destinados a conseguir la evacuación del agua antes de que pueda infiltrarse en el terreno, así como a otros que tratan de eliminarla después de haberse infiltrado.

Los drenajes exteriores para aguas superficiales son los más económicos y los más fáciles de conservar. Son capaces de desalojar volúmenes de agua muy superiores a los que pueden eliminar los drenes interiores.

Los drenes superficiales están formados por cunetas, que pueden estar situadas en la ladera donde está ubicado el canal y a mayor altura que éste, en cuyo caso se llaman cunetas de coronación. También se colocan cunetas en el mismo nivel del canal, pudiendo estar también en las bases de los terraplenes o inclusive en la ladera a cotas inferiores a la del canal, para eliminar las filtraciones de éste.

Los drenajes enterrados, que están destinados a la protección del revestimiento del canal, son fundamentalmente tubos porosos situados bajo del revestimiento y a lo largo del canal, o bien capas de material filtrante, situadas entre el revestimiento propiamente dicho y el terreno de la cimentación.

#### 4.1.2 Drenes longitudinales con tubos porosos bajo la plantilla

Los drenes formados por tubos porosos bajo la plantilla del canal tienen como función principal recolectar el agua y conducirla a algún punto donde puedan ser desaguados. Su característica fundamental es la facilidad de la conducción del agua en el sentido del dren, más que en el transversal. El mayor caudal que debe ser evacuado normalmente por los drenes longitudinales bajo la plantilla es precisamente el caudal filtrado a través del revestimiento.

Si se considera que las mayores pérdidas permisibles en un canal son del orden de 25.00 a 50.00 l/m<sup>2</sup>/día; este es el caudal de cálculo que debe preverse en un drenaje de estas características. Por ejemplo, si se desea que el tubo drenante sea capaz de eliminar la mayor filtración admisible en un canal, resulta que un tubo drenante de 8.00 cm de diámetro interior es capaz de absorber las fugas por filtración de un canal cuyo perímetro no sea mayor a los 10 metros de longitud en su sección transversal o 20.00 m como máximo si se reduce la filtración máxima admisible en el revestimiento a solo 25 l/m<sup>2</sup>/día. Con el mismo razonamiento anterior, resulta que el diámetro comercial inmediatamente superior para tubos porosos, que es de 12.50 cm, está indicado para canales comprendidos entre 15.00 y 30.00 m de perímetro en su sección transversal.

Para secciones de canal más grande será necesario aumentar proporcionalmente el diámetro o el número de tubos drenantes de tal forma, que entre todos ellos alcancen a cubrir la superficie deseada.

Los tubos drenantes suelen colocarse en una zanja rellena a su vez de material filtrante, este material es indispensable cuando los tubos admiten el agua a través de las juntas, ya que la trayectoria que esta sigue es la de entrar primero al relleno filtrante y a continuación escurrir a través de él, paralelamente al tubo, hasta alcanzar la junta más próxima. Según sea la clase de los tubos, será necesario que este material permeable tenga una granulometría adecuada, como en el caso de un filtro para evitar la entrada del material

dentro del tubo y, al mismo tiempo, evitar la colmatación del material con el propio terreno circundante. Para cierto tipo de tubos fabricados con hormigón poroso, el tamaño de los poros es tal que el relleno no puede ser sencillamente arena, si no exigir una clasificación especial de ella. Pero aún en estos casos puede ser necesaria la existencia de material de relleno, para evitar la colmatación del tubo con el relleno circundante.

El lugar para la ubicación del dren abajo de la plantilla es el centro de esta, siguiendo el eje del canal, de esta forma se evitara que el tubo tenga que soportar los empujes producidos por un posible deslizamiento del revestimiento del talud. Sin embargo, si el canal es ancho y hay que poner más de un dren, debe colocarse uno a cada lado de la plantilla, a pesar del inconveniente mencionado. Es fundamental que el relleno del material granular de la zanja donde va alojado el tubo se compacte perfectamente, de otra forma la plantilla trabajaría como una viga y podría fracturarse.

La aportación de las filtraciones al tubo se realiza de una forma aproximadamente continua, desde el comienzo del dren hasta su desembocadura. Ello hace que el caudal a lo largo del dren comience con un valor nulo y acabe con uno máximo.

También deben colocarse drenes en la dirección transversal que incrementen la capacidad de desagüe, formándose así una cuadrícula bajo la plantilla del canal.

En cuanto al sistema de drenaje se puede recomendar lo siguiente: para el canal de descarga de la obra de excedencias con ancho de plantilla hasta de 10.00 m, se usará tubería de 45.00 cm de diámetro interior (18"φ) para el dren longitudinal y de 20.00 cm (8"φ) para los transversales.

Para canales de descarga con ancho de plantilla mayor a 10.00 m pero menor de 15.00 m, llevará un dren central longitudinal de 50.00 cm (20"φ), y de 25.00 cm (10" φ) para los transversales, colocados alternadamente y descargando en el dren longitudinal central.

Para ancho de plantilla de 15.00 m y menor a 40.00 m, se pondrán más drenes longitudinales con sus correspondientes drenes transversales diagonales. De 16.00 a 19.00 m, tres drenes longitudinales de 45.00 cm (18"φ), de 20.00 a 40.00 m tres drenes longitudinales de 50.00 cm (20"φ), ver figs. 4.1 y 4.2.

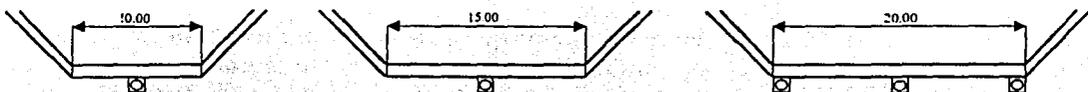


Figura 4.1 Colocación de drenes en canales de descarga

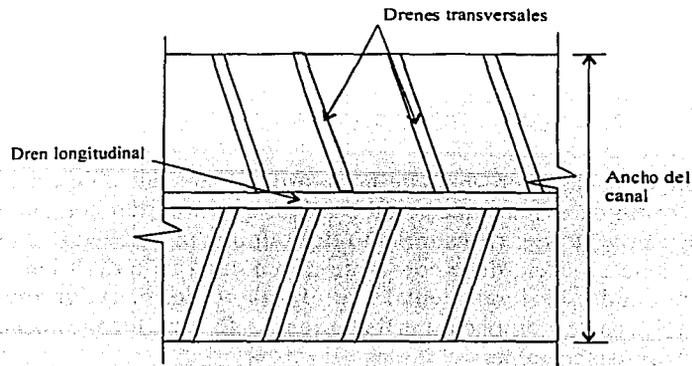


Figura 4.2 Planta de la colocación de drenes

### 4.1.3 Lloraderos

Consisten en filtros de grava y arena colocados en la parte posterior de los muros, del revestimiento o en la plantilla del vertedor, ver fig 4.3. Cuando se colocan en los respaldos de los muros o por atrás del revestimiento se evita el empuje del agua sobre ellos y cuando están en la plantilla alivian la subpresión. Su distribución debe ser tal que en todos se tenga la misma área de captación. Los filtros se comunican con tubos de acero, generalmente, de unos 5.00 cm de diámetro, que atraviesan los muros para comunicarse con el exterior. En la fig. 4.4 se presentan varias clases de lloraderos y su colocación en un muro de contención.

En México, la SARH, elaboró las recomendaciones siguientes: los lloraderos se instalarán solamente en el canal colector de los vertedores y estarán formados por un tubo de lámina galvanizada de 5.00 cm ( $2''\phi$ ).

De acuerdo a las dimensiones del colado de las losas del revestimiento, se hará la distribución de los lloraderos y de las anclas, alternándolos; así, por ejemplo, si el colado de losas se hace en módulos de 5.00 x 10.00 m, la distribución de lloraderos y anclas será de 2.50 o 5.00 metros, como se ve en la fig. 3.24.

### 4.2 Juntas de construcción

Las juntas de construcción son espacios vacíos que se dejan en el revestimiento de concreto de los canales para romper su carácter monolítico y, de ese modo, permitir su libre movimiento, con ello se evita la presencia de grietas nocivas a la estructura del canal. Al mismo tiempo la junta de construcción debe impedir el paso de agua a través de la misma, es decir, debe ser impermeable. La junta de construcción puede considerarse como una grieta proyectada de forma adecuada, en un lugar previamente elegido para evitar grietas indeseables e incontrolables.

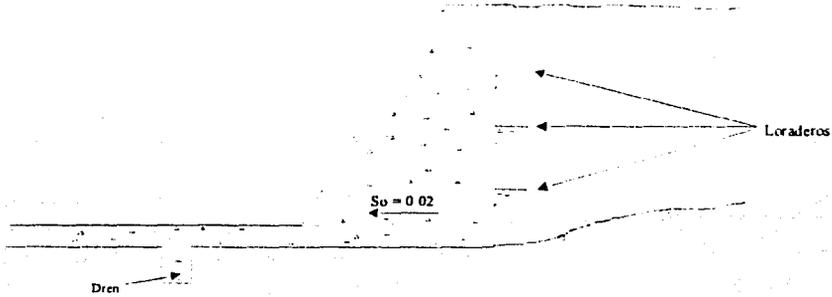


Figura 4.3 Lloraderos en el respaldo de un muro (IMTA, 2000)

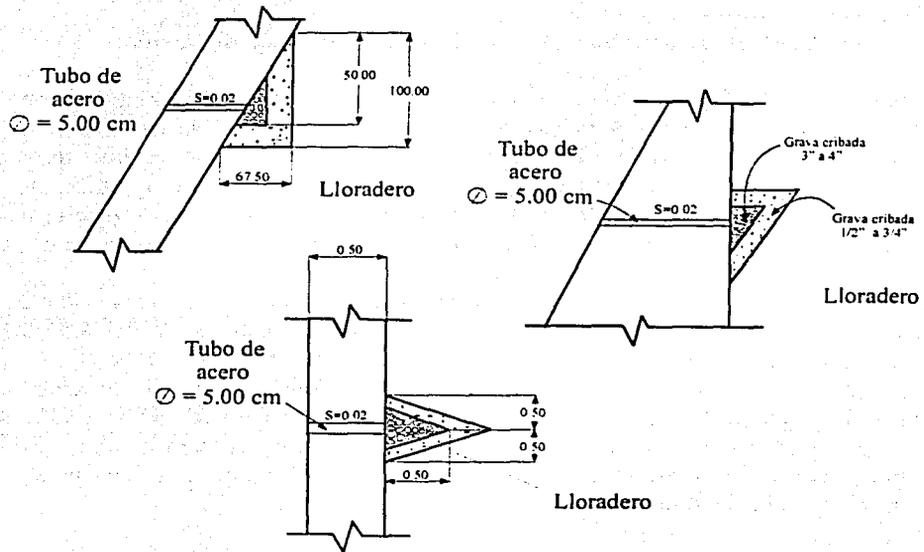


Figura 4.4 Detalles de diferentes tipos de lloraderos (IMTA, 2000)

### 4.2.1 Tipos de juntas

Los principales tipos son los siguientes:

- a) Las que rellenan el espacio vacío con un material impermeable.
- b) Las que utilizan una banda permeable, empotrada dentro del revestimiento de concreto, la cual forma una barrera impermeable a través de la junta.

Como material de relleno, se emplea normalmente una emulsión asfáltica de aplicación en frío, otras menos frecuentes son emulsiones basándose en productos sintéticos tipo caucho de polisulfuro, resinas epóxicas, y como bandas impermeables se usan las de hule, butilo, neopreno, estireno, poliuretano y P.V.C.

### 4.2.2 Clases de juntas

Las principales clases son:

Juntas de contracción transversales, longitudinales y juntas de dilatación.

Las transversales se instalan para combatir el agrietamiento transversal; las longitudinales sirven para combatir el agrietamiento longitudinal irregular de las losas no armadas en las que el perímetro de revestimiento es de 9.00 m o más y su separación entre sí es de 2.50 a 4.50 metros. Los revestimientos de concreto no requieren, generalmente, de juntas de dilatación a no ser que estos revestimientos están en contacto con estructuras fijas o se encuentran en otras condiciones extremas, como puede ser la presencia de grandes cargas.

Las juntas de contracción se hacen al colar cada módulo de losa o muro, y consiste en una especie de llave entre los dos módulos de losa como se muestra en la fig. 4.5a), el acero de refuerzo no se interrumpe en estas juntas. Las juntas de dilatación se colocan tomando en cuenta varios módulos de losa en el sentido longitudinal del canal, dependiendo de las características del proyecto y de las recomendaciones de Geotecnia, en estas juntas si se interrumpe el acero de refuerzo y se deja una pequeña separación entre cada losa de aproximadamente 2 cm, además se utilizan anclas a una separación dada para unir ambas losa, en la fig. 4.5b) se muestra una junta de dilatación.

### 4.2.3 Separación entre las juntas de construcción

Se ha pretendido establecer por medio de cálculos la distancia permisible entre las juntas, pero en la realidad por la falta de los datos necesarios y la diversidad de condiciones que se presentan en la obra se aconseja basarse en los resultados empíricos.

En canales antiguos sin juntas de construcción o en algunos que las tienen pero que actúan excesivamente separadas, se ha observado separaciones entre grietas a cada 6.00 m; en la mayoría de los casos, se considera que es recomendable adoptar esta medida como la separación entre las juntas bajo circunstancias normales y con espesores de revestimiento no mayores de 15.00 cm; para espesores mayores se puede aumentar la separación.

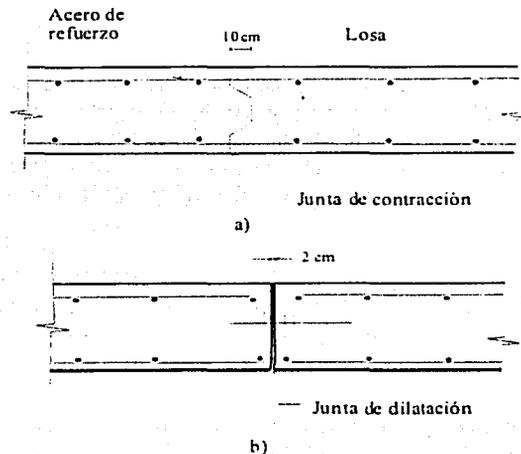


Figura 4.5 Juntas de construcción

El USBR sugiere usar para las juntas en el concreto sin armar, lo siguiente:

Espesor del revestimiento	Separación de las juntas (valores aproximados)
5.00 – 6.50 cm	unos 3.00 m
7.50 – 10.00 cm	3.50 – 4.50 m

Como recomendación, la separación media no debe exceder cincuenta veces el espesor de la losa.

El uso de bandas hechas con materiales como el hule, butilo, neopreno, estireno, poliuretano y PVC, ha aumentado en forma notable en los últimos años, cabe aclarar que el material que más aceptación ha tenido es el PVC, esto es debido a que el citado material absorbe los movimientos de la junta y es completamente impermeable, a diferencia de los elementos metálicos. Las bandas de PVC son fáciles de cortar, asimismo son sumamente fáciles de unir, el único problema que presentan es el de su fijación correcta a lo largo de la junta ya que la banda cambia de posición con frecuencia por el impacto y presión del concreto al realizarse el vaciado, desplazamiento que trae como consecuencia la mala colocación de la banda y la posibilidad de que se presenten filtraciones.

#### 4.2.4 Cubrejuntas de metal y empaques de hule

Cuando es necesario que el revestimiento sea impermeable a las cargas hidráulicas exteriores, se instalan cubrejuntas de metal o empaques de hule para cerrar las juntas. Dichos empaques se colocan en las losas de revestimiento aguas arriba de la estructura de control, y con esto se puede lograr una permeabilidad que aumente la trayectoria de las filtraciones debajo de la estructura. Generalmente, se colocan en las juntas transversales a lo largo de las porciones curvas cóncavas del canal aguas abajo, donde las presiones dinámicas sobre el revestimiento producen una carga elevada para introducir el agua en la junta.

Los empaques pueden ser convenientes a lo largo de las juntas longitudinales en los tanques amortiguadores que se construyen sobre una base permeable. Las cargas diferenciales que resultan en la superficie inclinada del agua del salto, pueden producir la circulación del agua por abajo de la losa, si se permite que las filtraciones atraviesen la junta en el extremo de aguas arriba.

Los materiales elaborados con cloruro de polivinilo (PVC) pertenecen al grupo de los termoplásticos. Las bandas de PVC no deben estar normalmente en contacto con materiales asfálticos, ya que los aceites contenidos en éstos emigran dentro del PVC, modificando las propiedades de este.

Al grupo de los elastómetros pertenecen los cauchos sintéticos a base de butilo y los basados en policloropreno. No son sensibles a los cambios de temperatura, y no están sujetos a deformación permanente, ni a la acción de los aceites contenidos en los materiales asfálticos.

Para la unión de las distintas piezas es necesario emplear adhesivos sintéticos especiales.

#### 4.3 Dentellones

Cuando se excava en tierra el canal colector, la losa debe colocarse directamente sobre la superficie excavada, o puede ser necesario usar un colchón intermedio impermeable, según sea la naturaleza de la cimentación con respecto a la permeabilidad, susceptibilidad a hincharse por efecto de las heladas, y su heterogeneidad que en un momento dado pueda afectar los asentamientos diferenciales. Debido a que la losa no está unida a la cimentación, ella está sujeta a los movimientos producidos por la dilatación y la contracción, y deberá evitarse que se corra cuando construyen el talud. Esto se puede lograr por medio de dentellones, que podrán mantenerse en una posición más o menos fija con respecto a la losa y cimentación (ver fig. 4.7).

Los dentellones se pueden usar también para interceptar el escurrimiento en los estratos permeables de la cimentación, para disminuir las filtraciones y evitar la formación de subpresiones por abajo del vertedor o de las áreas adyacentes. Cuando la zanja para el dentellón de la cortina se prolonga a la obra de excedencias, por lo regular se une al dentellón de aguas arriba del cimacio para tener una barrera continua entre las laderas.

Generalmente, se dispone de un dentellón en el extremo de aguas abajo del cimacio, como una medida de seguridad contra la erosión y la socavación del extremo de la estructura. Algunas veces, se construyen dentellones en puntos intermedios para que sirvan de barreras contra el agua que corre a lo largo de las superficies de contacto entre la estructura y la cimentación, y para alargar el recorrido de las filtraciones por abajo de la estructura.

Cuando la obra de excedencias es un conducto por abajo de la cortina, el dentellón toma la forma de collares, colocados a intervalos alrededor del cañón del conducto. Siempre que exista la posibilidad se recomienda colocar dentellones en las cimentaciones de roca en zanjas verticales. En las cimentaciones de tierra donde los dentellones deben formarse en una zanja con sus costados en talud, debe tenerse cuidado en compactar cuidadosamente el relleno, usando material impermeable para obtener una barrera razonablemente impermeable.

Los dentellones se pueden construir de madera, concreto, de cortinas de concreto o cemento, de ataguías de tablestacas de acero o de tierra impermeable en una zanja.

#### 4.4 Anclas

Cuando se excava un canal para un vertedor en la roca, la losa del revestimiento se cuela directamente sobre la superficie excavada. Se pueden utilizar barras de anclaje encajadas en barrenos llenos de lechada de cemento para unir el revestimiento a la cimentación. Una losa que está unida a la cimentación puede ser que no se mueva como resultado de la contracción y de la dilatación. Pero en vez de moverse se forman numerosas grietas, que en efecto dividen la losa en una serie de bloques pequeños individuales. Por lo tanto, debe ponerse un refuerzo que mantenga unidos estos bloques separados, distribuir el agrietamiento y disminuir la abertura de las grietas.

Los anclajes que se les pongan aumentan el peso efectivo de la losa contra el movimiento por el volumen de la roca de la cimentación a las que se unan los anclajes. La profundidad y la separación de las anclas dependen de la naturaleza de la roca, de su estratificación, fisuración, intemperismo, etc. Las anclas deben tener un tamaño suficiente para soportar el peso de la cimentación a la que esté anclada, sin exceder el límite plástico del material.

Como la losa relativamente está libre para moverse sobre la cimentación, el movimiento tendrá lugar a partir de los extremos fijos y el revestimiento tiene que reforzarse lo suficiente para que pueda deslizarse sin que se agriete el concreto o que falle el refuerzo. Para ayudar a mantener la losa unida a la cimentación, algunas veces se emplean anclajes de bulbo (fig. 4.7).

Para el canal de llamada y tanque amortiguador debe verificarse la capacidad de carga de las anclas aumentando el peso propio del revestimiento, y el peso del volumen de la cimentación incorporado por el anclaje.

Las anclas estarán alojadas en perforaciones de 7.62 cm (3"  $\phi$ ) rellenas con mortero, con una relación 1:3 y un aditivo expansor, el diámetro, la profundidad y la separación de las anclas dependerá de las características de la roca del lugar.

De acuerdo a la cimentación que se tenga, las anclas se podrán reducir en número y longitud o suprimirse, a juicio del ingeniero residente de la obra, si existe muy buena roca o se tiene un talud mayor de 0.5:1; en taludes iguales o mayores de 1.5:1 no se consideran anclas. En las figs. 4.6 y 4.7 se presentan los revestimientos típicos sobre cimentaciones de roca y de tierra.

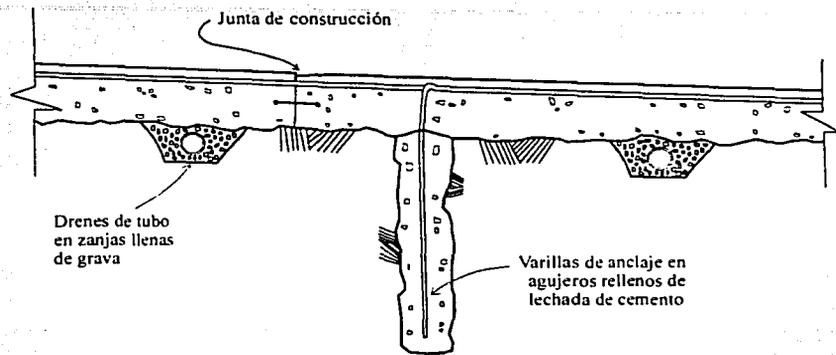


Figura 4.6 Revestimiento típico sobre cimentaciones de roca. (Diseño de presas pequeñas)

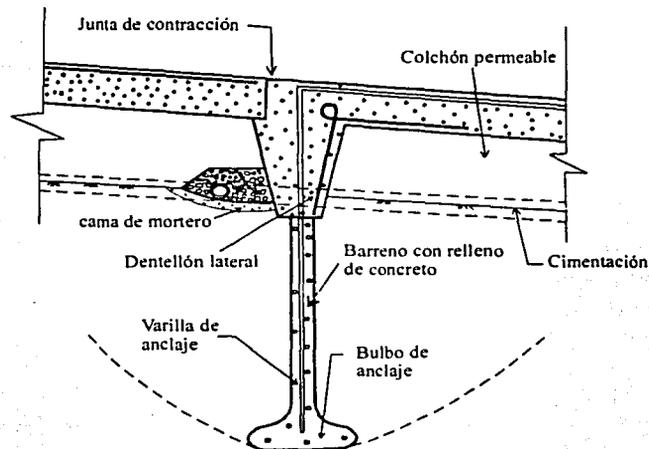


Figura 4.6 Revestimiento típico sobre cimentaciones de tierra. (Diseño de presas pequeñas)

## 5. EJEMPLO DE DISEÑO

En este capítulo se describe un ejemplo de aplicación de los conceptos mencionados en los capítulos anteriores, utilizando para ello la geometría de la obra de excedencias del P.H. La Angostura, Chis., en el cual se propondrá un diseño estructural preliminar del canal de llamada, estructura de control y rápida (canal de descarga). Aparte la obra de excedencias está formada por dos canales a cielo abierto, con canal de llamada de sección transversal trapecial, el cimacio consta de dos pilas y tres compuertas radiales y finalmente la rápida es de sección transversal rectangular. En la fig. 5.1 se muestra la planta y el perfil de esta obra de excedencias.

### 5.1 Canal de llamada

De acuerdo a los datos que se proporcionan del proyecto hidráulico, la sección que se propuso para el canal de llamada es de forma trapecial con un ancho de plantilla de 30 m.

Debido a que la estabilidad que presentan los taludes del canal no será necesario construir un muro de estabilidad, y solo se colocará revestimiento sobre las paredes en la zona de transición que se tiene antes de llegar a la estructura de control.

El estudio de Mecánica de Suelos proporciono las características del anclaje que se recomienda colocar en la transición para los muros, para esto se colocarán anclas de 1" a una profundidad de 10 m y un patrón de anclaje de 5 m en cuadrícula. Se usará concreto con  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$  para los revestimientos.

- Muros

Los muros del canal de llamada tendrán un espesor de 40 cm y el acero de refuerzo se calculará de acuerdo a las recomendaciones del ACI-Bureau of Reclamation para el refuerzo mínimo por temperatura, contracciones y asentamientos.

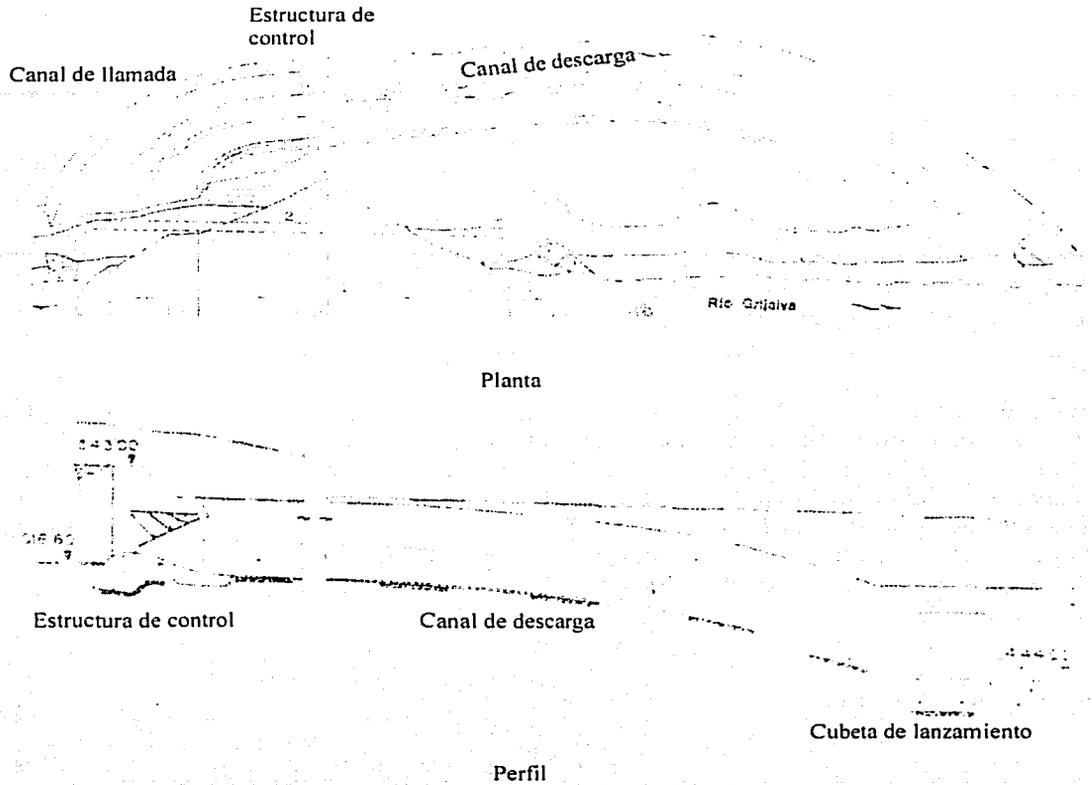


Figura 5.1 Obra de excedencias de la Presa la "Angostura". (Grandes presas de México, 1976)

Haciendo uso de la tabla 3.5 y de la ecuación 3.71, con un ancho de 100 cm se tiene lo siguiente:

Acero de refuerzo horizontal

$$\text{Cara adyacente al terreno, } A_s = 0.0015 \times 100 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

De la tabla 3.3, se necesitan 3 varillas de 5/8" (5.96 cm<sup>2</sup>) colocadas a una separación de:

$$s = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

Cara no adyacente al terreno, (ver tabla 3.5),  $A_s = 0.0020 \times 100 \times 40 = 8 \text{ cm}^2$

De la tabla 3.3, se necesitan 4 varillas de 5/8" (7.92 cm<sup>2</sup>), colocadas a una separación de:

$$s = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Para el acero de refuerzo vertical, de la tabla 3.5 se tiene que el porcentaje de acero en ambas caras es del 0.15%. Por ello se colocaran varillas de 5/8" @ 30 cm en el refuerzo horizontal de la cara adyacente del terreno y en el refuerzo vertical para ambas caras del elemento. Se colocarán varillas de 5/8" @ 25 cm en el refuerzo horizontal de la cara no adyacente al terreno.

Las longitudes de anclaje o desarrollo de la ec. 3.75 son:

Para varillas de 5/8" ( $A = 1.98 \text{ cm}^2$ ),  $L_d = \frac{0.06 \times 1.98 \times 4200}{300} = 28.8 \text{ cm}$ , se usará

$$L_d = 30 \text{ cm.}$$

El colado de los muros se hará en módulos de 5 x 5 m y se colocara una junta de construcción entre cada módulo.

- Losa del canal

Para esta losa el departamento de geotecnia propone que tenga una longitud de 6.50 m antes de llegar al cimacio y un espesor de 60 cm. el acero de refuerzo requerido es el mínimo recomendable para losas y recubrimientos horizontales del ACI-Bureau of Reclamation, este valor equivale al 0.18% de la sección transversal.

Por lo tanto para la losa considerando 100 cm de ancho y de la ec. 3.71, se tiene lo siguiente:

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 60 = 10.80 \text{ cm}^2$$

De la tabla 3.3 de áreas de barras, se requiere de 5.5 varillas de 5/8" (10.89 cm<sup>2</sup>) a una separación de:

$$s = \frac{100}{5.5} = 18.18 \text{ cm}$$

Se armará con varillas de 5/8" @ 20 cm en ambas direcciones y caras, el recubrimiento que se recomienda es de 5 cm. La longitud de anclaje o desarrollo para la varilla de 5/8" es  $L_d = 30 \text{ cm}$ . En la fig. 5.2 se muestra el armado del muro y losa.

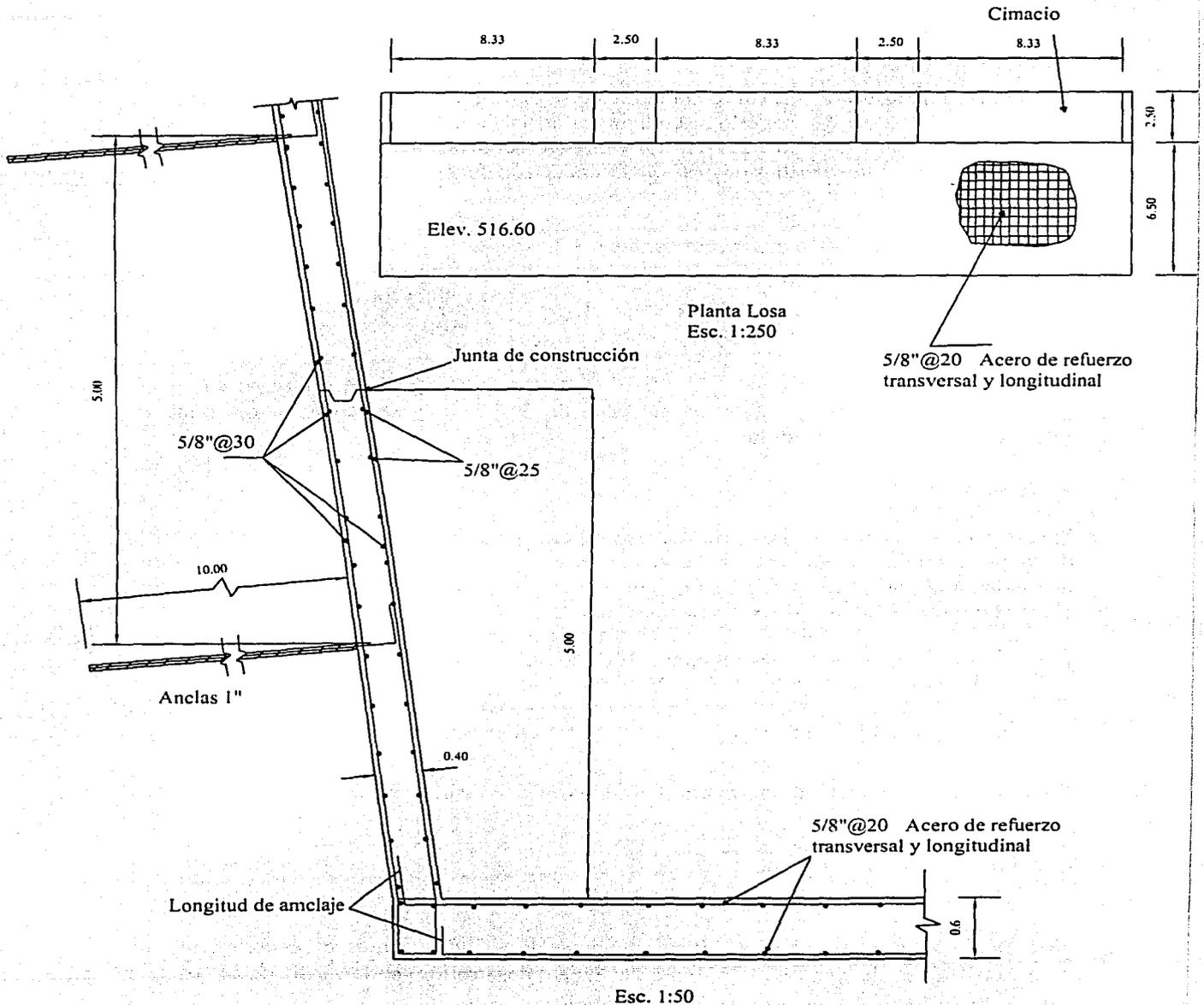


Figura 5.2 Armado del canal de llamada. Acotaciones en metros

## 5.2 Estructura de control

La geometría de la estructura de control de la obra de excedencias de la Presa la Angostura se muestra en la figs. 5.3 y 5.4, y en la fig.5.6 se presenta el perfil del agua sobre el cimacio, considerando que esta descargando al NAME, este dato fue proporcionado del estudio hidráulico. Se usará concreto con  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .

- Perfil de agua sobre el cimacio

Para calcular el perfil aguas arriba de la cresta del cimacio, se utilizó  $H_d = 19.9 \text{ m}$  (carga correspondiente al nivel del agua al NAME) y las tablas reportadas en la literatura (ref. 10) correspondientes a la relación  $H/H_d = 1$ .

$X/H_d$	$Y/H_d$	X	Y
-1.0	-0.941	-19.90	-18.73
-0.8	-0.932	-15.92	-18.55
-0.6	-0.913	-11.94	-18.17
-0.4	-0.890	-7.96	-17.71
-0.2	-0.855	-3.98	-17.01
0.0	-0.805	0	-16.02

Tabla 5.1 Perfil aguas arriba del cimacio

De la tabla anterior se obtiene que el tirante sobre la cresta del cimacio corresponde al valor  $Y_{\text{cimacio}} = 16.02 \text{ m}$  y que corresponde al punto 1 de la fig. 5.5.

Para el cálculo del perfil de la superficie libre del agua sobre el cimacio de la estructura de control de la obra de excedencias, desde la cresta del mismo hasta el inicio de la transición hacia los canales (ver fig. 5.5), se aplicó la ecuación de la energía entre dos puntos, de la manera siguiente:

$$E_1 = E_2 - \frac{V^2}{g} \frac{Y_2}{R} \quad (5.1)$$

$$Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 \cos \theta + \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_2^2}{g} \frac{Y}{R} \quad (5.2)$$

El término  $\left( -\frac{V_2^2}{g} \frac{Y}{R} \right)$  se refiere a la curvatura convexa que presenta la plantilla del canal;

R es el radio del fondo del canal y se obtuvo con la expresión siguiente:

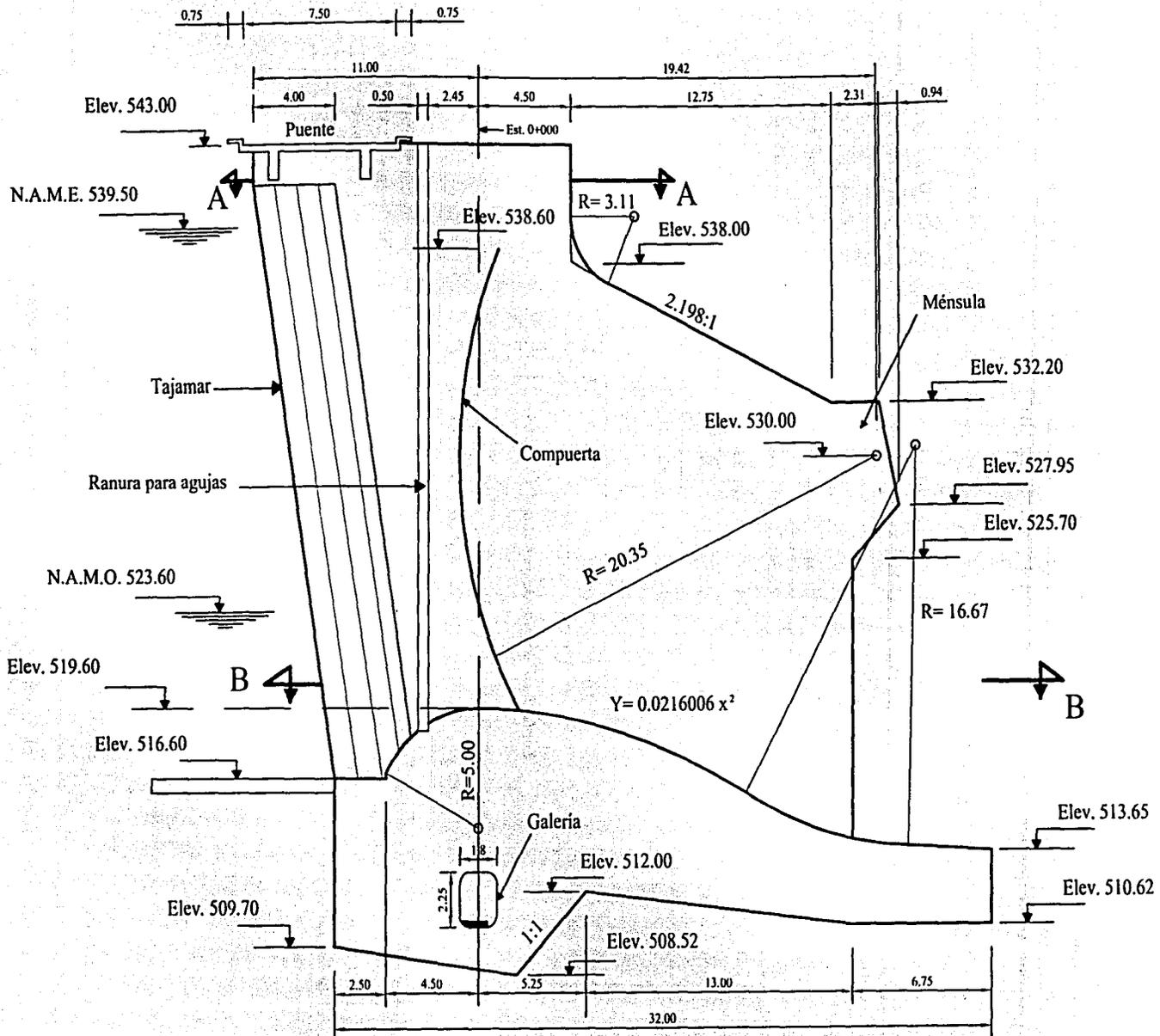
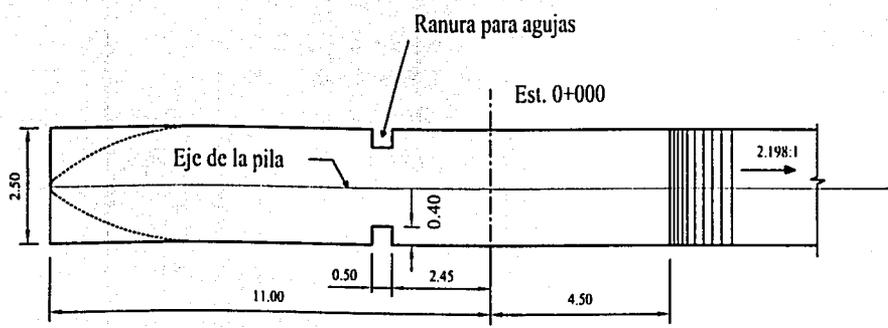
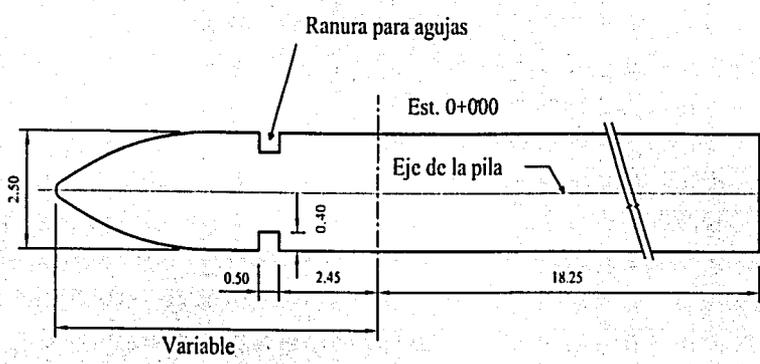


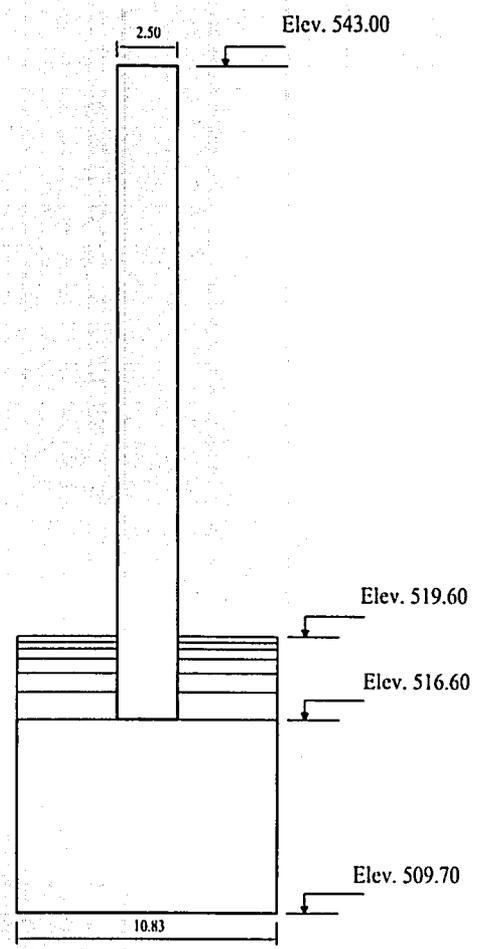
Figura 5.3 Vista longitudinal de la sección del cimacio. Esc. 1:250, acotaciones en metros



Corte A-A  
Esc. 1:150



Corte B-B  
Esc. 1:150  
a)



Vista aguas arriba  
Esc. 1:250  
b)

Figura 5.4 Vista en planta y transversal del elemento de análisis. Acotaciones en metros

$$R = \frac{1}{K} = \frac{(1 + Y'^2)^{3/2}}{Y''} \quad (5.3)$$

Donde los términos  $Y'$  y  $Y''$  son la primera y segunda derivada, respectivamente, en coordenadas rectangulares de la ecuación que define la curvatura del cimacio, en este caso la ecuación es  $Y = 0.0216006x^2$ .

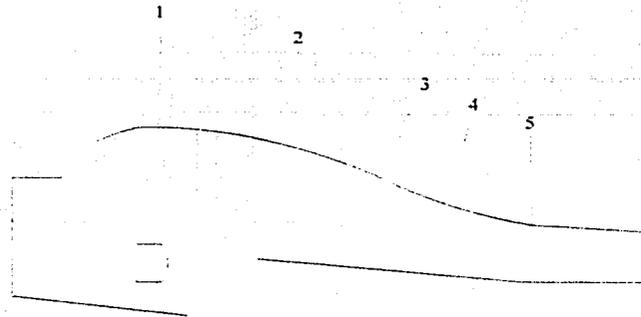


Figura 5.5 Secciones para el perfil sobre el cimacio

Con este mismo planteamiento se continúa el análisis para los secciones 2 y 3, punto en el cual la curva que define la plantilla del canal deja de ser convexa para adquirir ahora una curvatura cóncava; el planteamiento es similar y solamente es necesario realizar un cambio de signo en el segundo término de la expresión correspondiente a la de la energía. Para este segundo caso (secciones 4 y 5) se tiene:

$$E_1 = E_2 + \frac{V^2}{g} \frac{Y_2}{R} \quad (5.4)$$

$$Z_1 + Y_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 \cos\theta + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{V_2^2}{g} \frac{Y}{R} \quad (5.5)$$

A continuación se presentan los resultados obtenidos de aplicar los conceptos antes mencionados en cada una de las secciones ilustradas en la fig. 5.5, así mismo se presentan los datos empleados.

$$\begin{aligned} Q &= 1419.797 \text{ m}^3/\text{s}, \\ Z_1 &= 519.60 \text{ m} \\ Z_2 &= 518.70 \text{ m} \\ R_2 &= 25.94 \text{ m} \\ \theta_2 &= 15.68^\circ \end{aligned}$$

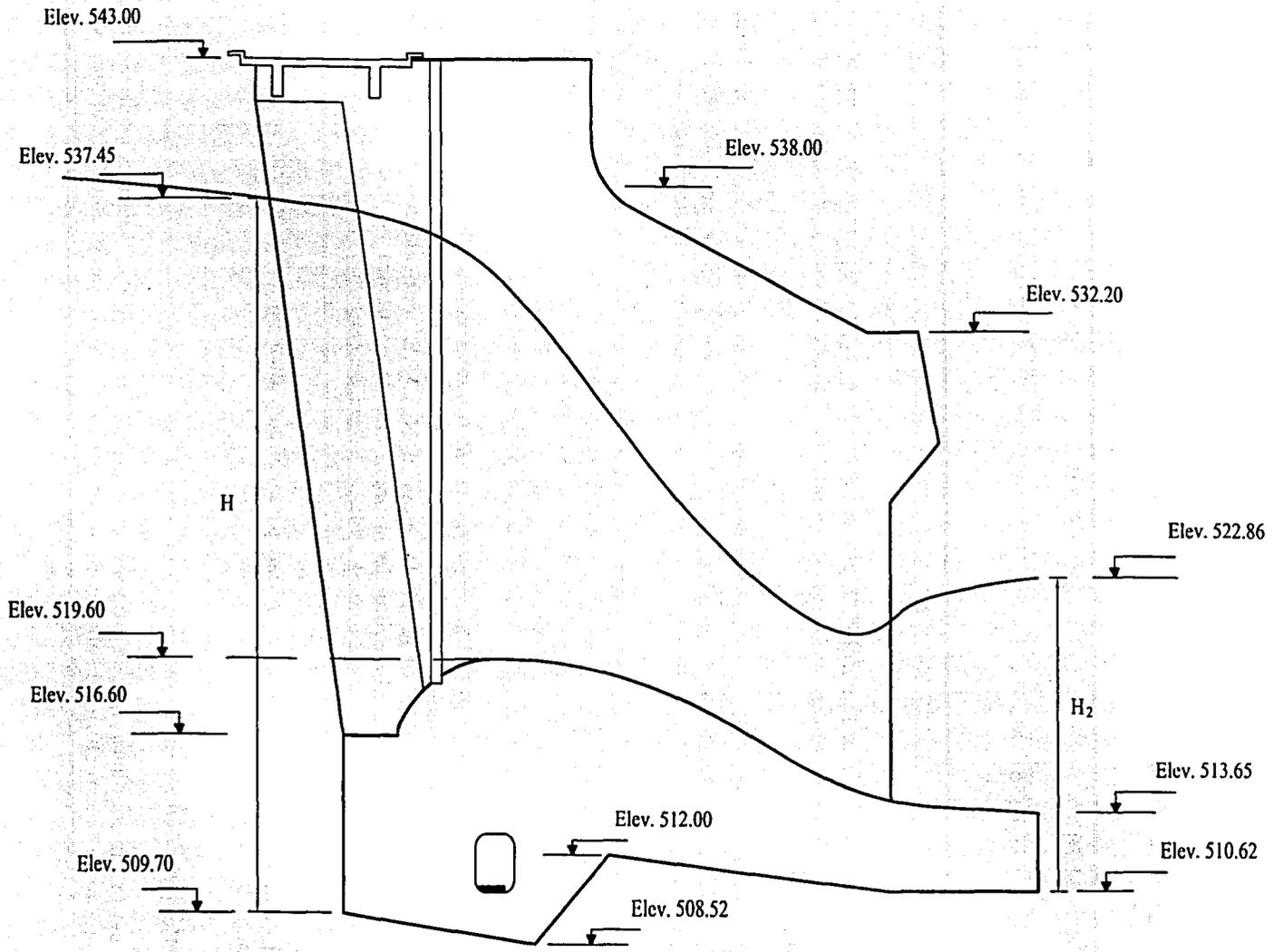


Figura 5.6 Perfil del agua sobre el cimacio, descargando al nivel del NAME

El ángulo  $\theta$  se refiere al formado entre la plantilla de la curva del cimacio con respecto a la horizontal, para la sección indicada.

Con estos valores en la ecuación correspondiente a la curvatura de plantilla convexa se tiene para la sección 2, la ecuación siguiente:

$$0.963Y_2^3 - 22.703Y_2^2 - 114.162Y_2 + 1480.678 = 0$$

Que al resolverla, da los valores:

$$Y_{21} = 6.653 \text{ m}$$

$$Y_{22} = -8.938 \text{ m}$$

$$Y_{23} = 25.86 \text{ m}$$

Así, el valor del tirante en la sección 2, corresponde al de  $Y_{21} = 6.653 \text{ m}$ , que corresponde al régimen supercrítico, el otro valor positivo es el de flujo subcrítico y el negativo carece de sentido físico.

Procediendo de manera análoga, se tiene que el tirante en la sección 3 es  $Y_3 = 4.89 \text{ m}$ . Para las secciones 4 y 5, haciendo la consideración de signos mencionada, se obtuvieron los valores de los tirantes,  $Y_4 = 6.52 \text{ m}$  y  $Y_5 = 10.17 \text{ m}$  y se generó el perfil de la fig. 5.6.

De acuerdo a la geometría que se proporcionó, el elemento aislado que se utilizará para el análisis de estabilidad y cálculo del acero de refuerzo consiste de una pila con un ancho de 2.50 m como se ve en la fig. 5.4a, el cimacio visto de aguas arriba tiene un ancho de 10.83 m y 4.165 m de claro en ambos lados de la pila, ver fig. 5.4b, además la base del cimacio mide 32 m y su altura es variable a lo largo del elemento, como se muestra en la fig. 5.3.

A partir de lo anterior se realizará la memoria de cálculo de acuerdo a los lineamientos que se establecieron para el diseño de la estructura de control, tomando como condición de análisis la más desfavorable, el nivel del agua al N.A.M.E., considerando el efecto del sismo debido a que por la ubicación de la presa ella se encuentra en una zona de alta sismicidad. Además, se considera que el cimacio estará descargando libremente en ambos vanos del elemento en estudio.

Para lo anterior, los factores de seguridad para volteo y deslizamiento tendrán un valor de uno en ambos casos.

### 5.2.1 Revisión de la estabilidad

De acuerdo a la condición que se propone analizar, las fuerzas que se deben considerar son: peso propio de la estructura, la subpresión, el empuje hidrostático, el peso de la columna de agua, y el sismo en la masa de concreto y en la masa de agua. Como se tiene que la

El ángulo  $\theta$  se refiere al formado entre la plantilla de la curva del cimacio con respecto a la horizontal, para la sección indicada.

Con estos valores en la ecuación correspondiente a la curvatura de plantilla convexa se tiene para la sección 2, la ecuación siguiente:

$$0.963Y_2^3 - 22.703Y_2^2 - 114.162Y_2 + 1480.678 = 0$$

Que al resolverla, da los valores:

$$Y_{21} = 6.653 \text{ m}$$

$$Y_{22} = -8.938 \text{ m}$$

$$Y_{23} = 25.86 \text{ m}$$

Así, el valor del tirante en la sección 2, corresponde al de  $Y_{21} = 6.653 \text{ m}$ , que corresponde al régimen supercrítico, el otro valor positivo es el de flujo subcrítico y el negativo carece de sentido físico.

Procediendo de manera análoga, se tiene que el tirante en la sección 3 es  $Y_3 = 4.89 \text{ m}$ . Para las secciones 4 y 5, haciendo la consideración de signos mencionada, se obtuvieron los valores de los tirantes,  $Y_4 = 6.52 \text{ m}$  y  $Y_5 = 10.17 \text{ m}$  y se generó el perfil de la fig. 5.6.

De acuerdo a la geometría que se proporcionó, el elemento aislado que se utilizará para el análisis de estabilidad y cálculo del acero de refuerzo consiste de una pila con un ancho de 2.50 m como se ve en la fig. 5.4a, el cimacio visto de aguas arriba tiene un ancho de 10.83 m y 4.165 m de claro en ambos lados de la pila, ver fig. 5.4b, además la base del cimacio mide 32 m y su altura es variable a lo largo del elemento, como se muestra en la fig. 5.3.

A partir de lo anterior se realizará la memoria de cálculo de acuerdo a los lineamientos que se establecieron para el diseño de la estructura de control, tomando como condición de análisis la más desfavorable, el nivel del agua al N.A.M.E., considerando el efecto del sismo debido a que por la ubicación de la presa ella se encuentra en una zona de alta sismicidad. Además, se considera que el cimacio estará descargando libremente en ambos vanos del elemento en estudio.

Para lo anterior, los factores de seguridad para volteo y deslizamiento tendrán un valor de uno en ambos casos.

### 5.2.1 Revisión de la estabilidad

De acuerdo a la condición que se propone analizar, las fuerzas que se deben considerar son: peso propio de la estructura, la subpresión, el empuje hidrostático, el peso de la columna de agua, y el sismo en la masa de concreto y en la masa de agua. Como se tiene que la

estructura está descargando libremente no se considera el peso de las compuertas en el análisis.

#### a) Peso Propio

Para calcular el peso del elemento, se subdivide la geometría de la pila y cimacio en las secciones que se muestran en la fig. 5.7.

Por ejemplo para la sección 1 tenemos que el área de acuerdo a su geometría es,  $A = 15.5 \times 1.7 = 26.35 \text{ m}^2$ , el volumen es  $V = 26.35 \times 2.50 = 65.85 \text{ m}^3$ , y su peso utilizando la ec. 3.28 es  $W_1 = 2.4 \times 65.85 = 158.04 \text{ ton}$ . El punto de aplicación de esta fuerza con respecto al punto de volteo es  $X = 15.5/2 + 20.5 = 28.25 \text{ m}$  y de la ec. 3.29 el momento es igual a  $M_1 = 158.04 \times 28.25 = 4464.63 \text{ ton-m}$ .

En la tabla 5.2 y 5.3 se presenta el resumen de los cálculos para el peso, los puntos de aplicación y los momentos de cada fuerza. Para la pila se tiene un ancho de 2.50 m y el cimacio de 10.83 m.

Cabe señalar que en la sección 2, ver fig. 5.7, se tiene la nariz de la pila, de tal forma que su peso se calculó basándose en la geometría en planta que tiene la pila y que se muestra en la fig. 5.4a, de igual forma se obtuvo su punto de aplicación. En la tabla 5.2 se muestra el cálculo del peso del puente, y su punto de aplicación.

De tal forma el peso total  $W_T$  de la pila y cimacio es:

$$W_T = 3475.33 + 5199.18 = 8674.51 \text{ ton}$$

El momento total  $M_T$  debido al peso es:

$$M_T = 72906.73 + 101646.35 = 174553.08 \text{ ton-m}$$

De acuerdo a la expresión 3.28 el valor de  $\bar{X}$  correspondiente al peso es:

$$\bar{X} = \frac{174553.10}{8674.51} = 20.12 \text{ m}$$

#### b) Subpresión

Los valores de  $H$  y  $H_2$  se tomaron del perfil del agua sobre el cimacio, que se muestra en la fig. 5.6, en donde el valor para  $H$  de acuerdo a la elevación que se presenta a la entrada de la pila es:

$$H = 27.75 \text{ m}$$

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Peso (ton)	X (m)	Mx (ton-m)	Y (m)	My (ton-m)
1	26.34	65.85	158.04	28.25	4464.63	31.61	4995.64
2	6.77	155.17	372.40	31.56	11753.08	19.31	7191.12
3	211.40	528.50	1268.40	25.42	32242.73	20.57	26090.99
4	0.70	1.75	4.20	20.11	84.46	27.71	116.38
5	197.69	494.23	1186.14	14.52	17222.75	16.90	20045.77
6	11.80	29.50	70.80	6.34	448.87	19.42	1374.94
7	4.78	11.95	28.68	6.59	189.00	16.49	472.93
8	6.10	15.25	36.60	7.25	265.35	12.11	443.23
9	1.38	3.45	8.28	27.56	228.20	8.70	72.04
10	34.81	87.03	208.86	12.02	2510.50	7.57	1581.07
11	5.52	13.80	33.12	30.57	1012.48	7.03	232.83
12	5.82	14.55	34.92	8.61	300.66	4.73	165.17
Ranura agujas	-12.17	-4.87	-11.68	27.70	-323.62	20.30	-237.17
Puente	3.83	31.9039	76.57	32.75	2507.65	32.1	2457.88
Total			3475.33		72906.73		65002.82

Tabla 5.2 Resumen de cálculo del peso propio de la pila

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Peso (ton)	X (m)	Mx (ton-m)	Y (m)	My (ton-m)
13	17.66	191.26	459.02	30.74	14110.24	2.53	1161.32
14	10.26	111.12	266.68	26.76	7136.30	7.31	1949.42
15	23.30	252.34	605.61	20.50	12415.08	7.26	4396.75
16	48.66	526.99	1264.77	26.26	33212.88	2.23	2820.44
17	21.66	234.58	562.99	21.60	12160.51	2.80	1576.36
18	33.08	358.26	859.82	16.38	14083.78	3.54	3043.75
19	6.28	68.01	163.23	12.57	2051.80	3.18	519.07
20	20.97	227.11	545.05	12.55	6840.41	1.90	1035.60
21	9.02	97.69	234.45	5.41	1268.36	1.67	391.53
22	12.69	137.43	329.84	2.04	672.87	1.56	514.55
Galería	-3.55	-38.45	-92.27	24.99	-2305.87	1.14	-105.19
Total			5199.18		101646.35		17303.12

Tabla 5.3 Resumen del peso propio del cimacio

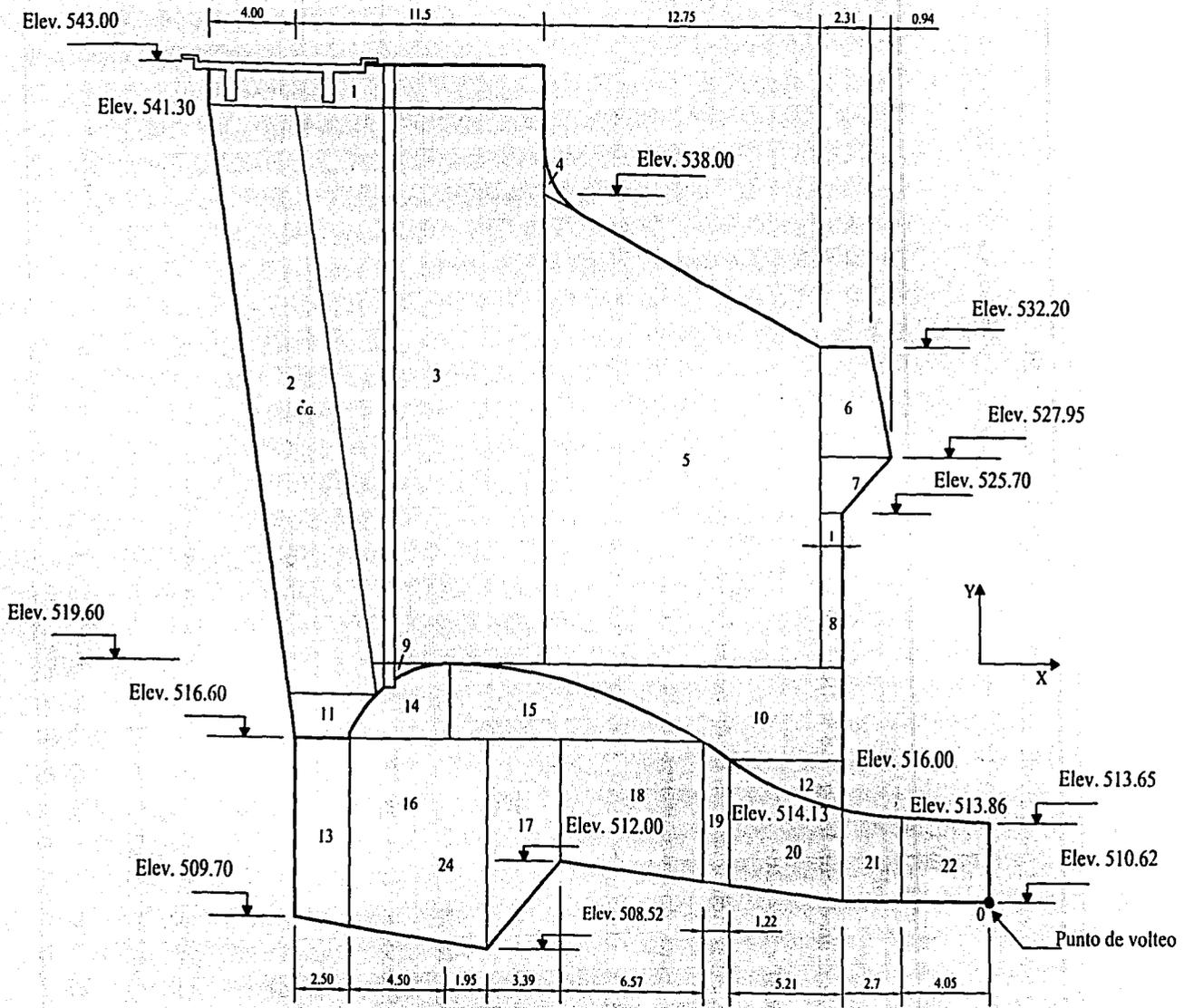


Figura 5.7 Secciones para el cálculo del peso de la estructura de control. Esc. 1:250, acotaciones en metros

Como el cimacio esta descargando, el valor de  $H_2$  a la salida de este vale:

$$H_2 = 12.24 \text{ m}$$

En la fig. 5.8 se muestra el diagrama para el cálculo de la subpresión.

El valor de  $H_1$  se calcula con la fórmula de Hoffman, ec. 3.31.

$$H_1 = H \frac{\frac{mH - f}{mH}}{\frac{mH - f}{mH} \frac{2f}{c} + 1}$$

De acuerdo con la fig. 5.8 se tiene que:

$$mH = B = 32\text{m}$$

La distancia a la línea de drenes es  $f = 7 \text{ m}$

Separación entre drenes  $l = 2b = 14 \text{ m}$

Si se utilizan barrenos para los drenes de  $\phi = 3''$ , se tiene que  $r = 0.038$  y utilizando la ec. 3.32:

$$c = \frac{14}{\pi} \ln \left( \frac{14}{2\pi \times 0.038} \right)$$

$$c = 18.14$$

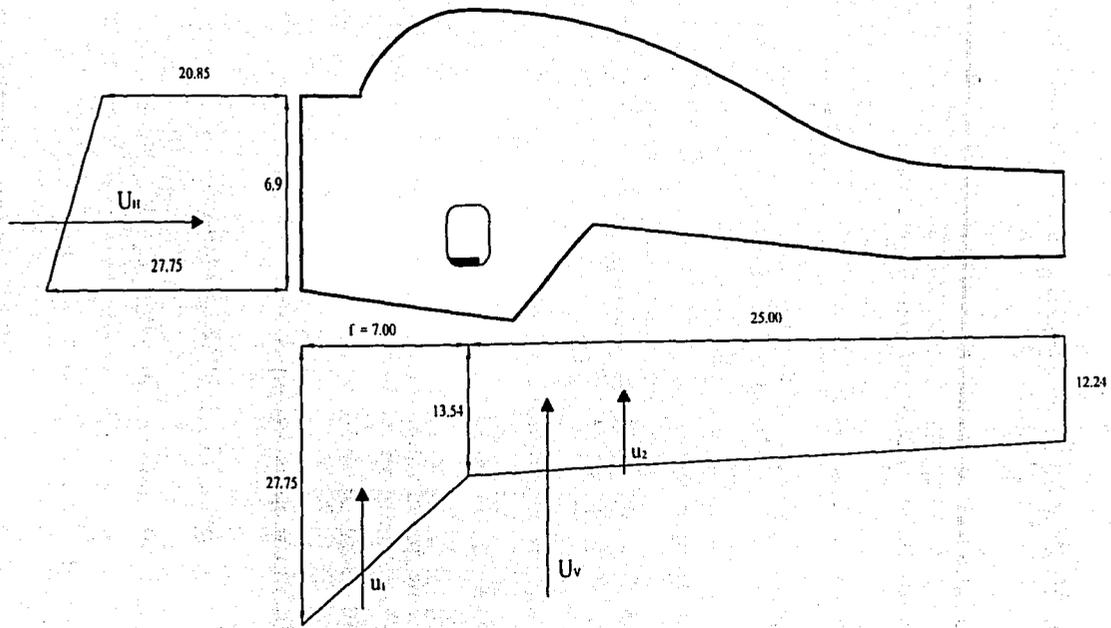
Entonces  $H_1$  es igual a:

$$H_1 = 27.75 \times \frac{\frac{32 - 7}{32}}{\frac{32 - 7}{32} \times \frac{14}{18.14} + 1} = 13.54 \text{ m}$$

Comparando este valor con el mínimo, que vale:

$$0.33H = 0.33 \times 27.75 = 9.15 \text{ m}$$

Por tanto se concluye que,  $H_1 > 0.33H$ , y este valor calculado se considera como la subpresión real que actúa en este punto.



- 107 -

Figura 5.8 Diagrama de subpresión. Acotaciones en metros

Luego se calcula la subpresión vertical de acuerdo al diagrama de la fig. 5.8 y usando la ec. 3.33, el ancho en la base del cimacio es de 10.83 m, entonces  $u_1$  vale:

$$u_1 = 1 \times 7 \frac{(27.75 + 13.54)}{2} \times 10.83 = 1565.10 \text{ ton}$$

Y su punto de aplicación  $X_1$  esta dado por:

$$X_1 = 32 - \frac{7}{3} \left( \frac{2 \times 13.54 + 27.75}{13.54 + 27.75} \right) = 28.90 \text{ m}$$

Y el momento respectivo usando la ec. 3.34 es:

$$Mu_1 = 1565.10 \times 28.90 = 45231.40 \text{ ton-m}$$

De igual forma para  $u_2$  se tiene:

$$u_2 = 1 \times 25 \frac{(13.54 + 12.24)}{2} \times 10.83 = 3489.96 \text{ ton}$$

El punto de aplicación  $X_2$  es:

$$X_2 = 25 - \frac{25}{3} \left( \frac{2 \times 12.24 + 13.54}{12.24 + 13.54} \right) = 12.71 \text{ m}$$

El momento que produce esta fuerza vale:

$$Mu_2 = 3489.96 \times 12.71 = 44357.39 \text{ ton-m}$$

Por tanto se tiene que el valor de  $U_v$  esta dado por:

$$U_v = 1565.10 + 3489.96 = 5055.06 \text{ ton}$$

El momento por la subpresión vertical  $M_{U_v}$  es igual a:

$$M_{U_v} = 45231.40 + 44357.39 = 89588.79 \text{ ton-m}$$

Entonces el valor del punto de aplicación  $\bar{X}$  para el diagrama de subpresión esta dado por:

$$\bar{X} = \frac{89588.79}{5055.06} = 17.72 \text{ m}$$

El valor de la subpresión horizontal  $U_H$ , usando la ec. 3.35 y del diagrama de la fig. 5.8 es:

$$U_H = 1 \times 6.9 \frac{(27.75 + 20.85)}{2} \times 10.83 = 1815.86 \text{ ton}$$

El punto de aplicación  $\bar{Y}$  para esta fuerza es:

$$\bar{Y} = 516.6 - 510.62 - \left[ \frac{6.9}{3} \left( \frac{2 \times 27.75 + 20.85}{27.75 + 20.85} \right) \right] = 2.36 \text{ m}$$

### C) Empuje hidrostático

El empuje hidrostático sobre la pila  $E_p$  y el cimacio  $E_c$ , se muestran en la fig. 5.9.

El empuje sobre la pila, usando la ec. 3.37, vale:

$$E_p = 1 \times \frac{1}{2} 20.85^2 \times 2.50 = 543.40 \text{ ton}$$

El punto de aplicación  $\bar{Y}$  es:

$$\bar{Y} = 516.6 - 510.62 + \left( \frac{20.85}{3} \right) = 12.93 \text{ m}$$

Para el empuje sobre el cimacio consideramos el ancho correspondiente para ambos lados de la pila (8.33 m), y de la ec. 3.39, vale:

$$E_c = 1 \times 3 \frac{20.85 + 17.85}{2} \times 8.33 = 483.55 \text{ ton}$$

El punto de aplicación  $\bar{Y}$  para este caso es:

$$\bar{Y} = 519.6 - 510.62 - \left( \frac{3}{3} \frac{2 \times 20.85 + 17.85}{20.85 + 17.85} \right) = 7.45 \text{ m}$$

### d) Sismo

De la fig. 3.2, donde se muestra la regionalización sísmica de México, se tiene que la estructura que esta localizada en Chiapas pertenece a la zona sísmica C, y que de acuerdo con el tipo de suelo este es el tipo III, por tanto el coeficiente sísmico de acuerdo a la tabla 3.2 vale  $\alpha = 0.36$ , debido a que la obra es de gran importancia se aumentará este coeficiente a  $\alpha = 0.40$ .

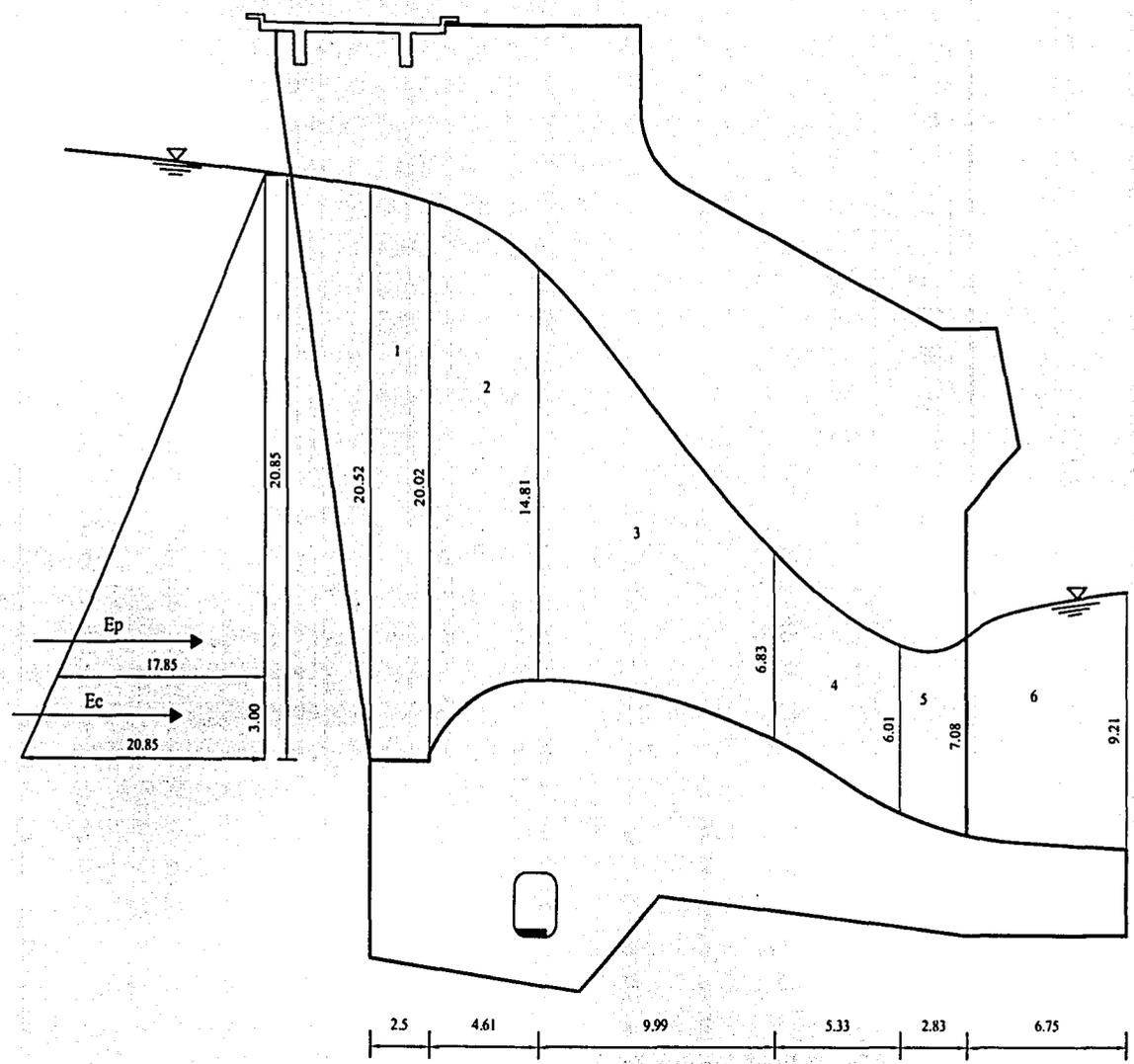


Figura 5.9 Diagrama de empujes hidrostáticos y secciones para el peso de la columna de agua. Acotaciones en m

Con lo anterior se tiene que la fuerza sísmica  $F_s$ , de la ec. 3.50, vale:

$$F_s = 0.40 \times 8674.51 = 3469.80 \text{ ton}$$

De las tablas 5.1 y 5.2, el valor del momento  $Y$  debido al peso de la estructura es igual a:

$$M_y = 62544.94 + 19761.41 = 82306.35 \text{ ton-m}$$

Por tanto, el valor de  $\bar{Y}$  para el efecto del sismo en la masa de concreto es:

$$\bar{Y} = \frac{82306.35}{8674.51} = 9.48 \text{ m}$$

El empuje del agua provocado por el sismo  $E_{AS}$ , empleando la ecuación 3.52, y tomando el valor de  $H = 20.85$ , vale:

$$E_{AS} = \frac{5}{9} \times 0.40 \times 1 \times 20.85^2 = 96.60 \text{ ton}$$

El punto de aplicación  $\bar{Y}$  vale:

$$\bar{Y} = 516.6 - 510.62 + \left( \frac{4}{3\pi} \times 20.85 \right) = 14.83 \text{ m}$$

e) Peso de la columna de agua

Para calcular el peso del agua sobre el cimacio, se divide el perfil del agua en las secciones que se muestran en la fig. 5.9, y usando la ec. 3.56 se elabora la tabla 5.4, en ella se muestra el resumen del peso de cada figura y su correspondiente punto de aplicación. Hay que señalar que el ancho de medio claro del cimacio es de 4.165 m, pero como se tienen las mismas condiciones en ambos vanos, se tomo un ancho de 8.33 para los cálculos.

En la sección 1a se obtuvo el peso del agua correspondiente al volumen de agua que queda comprendido en el arco que se tiene en la nariz de la pila de la vista en planta y que no se considero para la sección 1, para simplificar el cálculo, esta parte se considero recta y no inclinada como está en la realidad.

De la tabla 5.4 se tiene que el peso total de la columna de agua  $P_a$  es igual a:

$$P_a = 2997.64 \text{ ton}$$

Y el momento generado por este peso es:

$$M_{Pa} = 55507.51 \text{ ton-m}$$

Sección	Área (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Peso (ton)	X (m)	Mx (ton-m)
1	50.74	422.66	422.66	30.75	12996.92
1a	0.38	7.80	7.80	31.37	244.73
2	77.78	647.90	647.90	27.3	17687.87
3	104.81	873.06	873.06	20.56	17950.26
4	33.18	276.38	276.38	12.29	3396.82
5	17.97	149.69	149.69	8.12	1215.48
6	57.26	620.12	620.12	3.25	2015.40
Total			2997.64		55507.51

Tabla 5.4 Resumen para el cálculo del peso de la columna de agua

Por lo tanto el valor de  $\bar{X}$  para esta fuerza es:

$$\bar{X} = \frac{55507.51}{2997.64} = 18.51 \text{ m}$$

Para este caso de análisis no se presentan momentos en el sentido transversal producidos por el peso del agua, ya que se tiene la misma condición de descarga en ambos vanos.

En las tablas 5.5 y 5.6 se presenta el resumen de las fuerzas verticales y fuerzas horizontales que actúan sobre la estructura; se consideran signos en estas tablas solo para hacer la sumatoria de fuerzas y de momentos. En la fig. 5.10 se presenta el diagrama de todas la fuerzas.

Fuerza	Fuerza (ton)	$\bar{X}$ (m)	M (ton-m)
Peso propio	-8674.51	-20.123	174553.10
Subpresión U <sub>v</sub>	5055.06	-20.35	-89588.79
Peso agua s/cimacio	-2997.64	-18.51	55507.51
Total	-6617.09		140471.82

Tabla 5.5 Fuerzas verticales y momentos

Fuerza	Fuerza (ton)	$\bar{Y}$ (m)	M (ton-m)
Subpresión $U_H$	1815.86	2.36	4285.43
Empuje pila	543.40	12.93	7026.16
Empuje cimacio	483.55	7.45	3602.44
Sismo s/masa	3469.80	9.48	32886.12
Sismo agua	96.60	14.83	2292.12
Total	6409.21		50092.27

Tabla 5.6 Fuerzas horizontales y momentos

- Revisión al volteo

De las tablas 5.5 y 5.6 se tiene que el momento de volteo  $M_{VOL}$  y el momento resistente  $M_{RES}$  valen respectivamente:

$$M_{VOL} = 50092.27 \text{ ton-m}; M_{RES} = 140471.82 \text{ ton-m}$$

Revisando la condición de seguridad para volteo con la ec. 3.59, se tiene que:

$$C.S. = \frac{140471.82}{50092.27} = 2.80 > 1$$

Como el factor de seguridad FS es 1, entonces se cumple esta condición.

- Revisión de esfuerzos

Se usa la fórmula de la escuadría (ec. 3.60), pero sin considerar el último término ya que para este caso no existieron fuerzas en el sentido transversal.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_z}{I_{zz}} x_{\max}$$

Con la ec. 3.62 se calcula la sumatoria de los momentos resistentes y actuantes:

$$\Sigma M_{pv} = 140471.82 - 50092.27 = 90379.55 \text{ ton-m}$$

De la tabla 5.5 la fuerza normal total es  $N = 6617.09$  ton y la base del cimacio tiene una longitud de 32 m (ver fig. 5.3) en el sentido del eje X, entonces de acuerdo a la expresión 3.63 la excentricidad  $e_x$  vale:

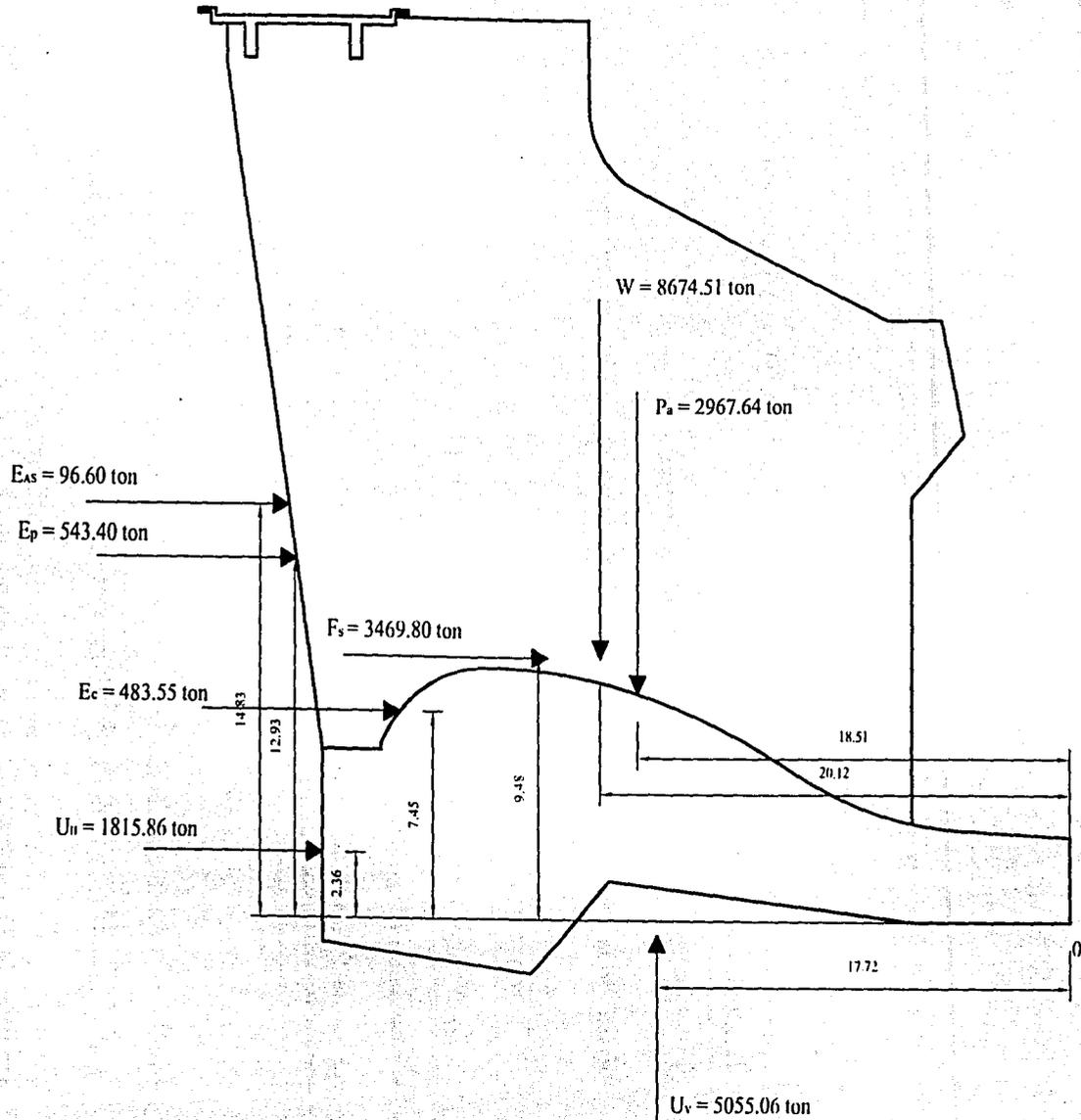


Figura 5.10. Diagrama de fuerzas que actúan en la estructura de control. Acolaciones en m

$$e_x = \frac{32}{2} - \frac{90379.55}{6617.09} = 2.34 \text{ m}$$

Y de la ec. 3.61, el momento  $M_z$  será igual a:

$$M_z = 2.34 \times 6617.09 = 15483.99 \text{ ton-m}$$

El valor de  $I_{zz}$  con  $b = 10.83 \text{ m}$  y  $h = 32 \text{ m}$ , vale lo siguiente:

$$I_{zz} = 10.83 \times \frac{32^3}{12} = 29573.12 \text{ m}^4$$

El área de la base es:

$$A = 10.83 \times 32 = 346.56 \text{ m}^2$$

Y la distancia máxima al eje neutro es:

$$X_{\max} = 16 \text{ m}$$

Aplicando la fórmula de la escuadría se tiene que:

$$\sigma = \frac{6617.09}{346.56} \pm \frac{15483.99}{29573.12} \times 16 = 19.09 \pm 8.37$$

$$\sigma_1 = 27.46 \text{ ton/m}^2 = 2.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 10.72 \text{ ton/m}^2 = 1.07 \text{ kg/cm}^2$$

Por tanto, ambos esfuerzos son de compresión y de acuerdo con el valor de la excentricidad calculado, se concluye que la resultante de las fuerzas si pasa por el tercio medio de la sección. Además de acuerdo con los valores de los esfuerzos, el mayor se localiza en el pie del cimacio, como se muestra en la fig. 5.11.

- Revisión al deslizamiento

Se utiliza la ec. 3.66 para calcular el factor de fricción cortante, donde:

$$N = 6617.09 \text{ ton}, F_H = 6409.21 \text{ ton}, \tan \phi = 0.80$$

$$c = 0.10 \times 250 = 25 \text{ kg/cm}^2 = 250 \text{ ton/m}^2, A = 346.56 \text{ m}^2$$

$$F.C. = \frac{6617.09 \times 0.8 + 250 \times 346.56}{6409.21} = 14.34$$

Como el resultado es mayor que el factor de seguridad establecido, que vale  $FS = 1$ , se cumple con esta condición satisfactoriamente

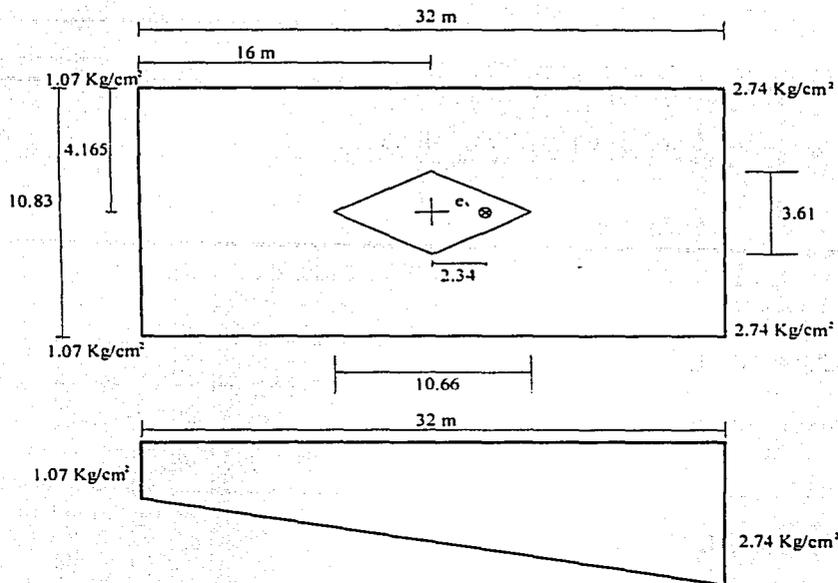


Diagrama de esfuerzos

Figura 5.11 Esfuerzos en la base

De acuerdo con la revisión de estabilidad que se hizo, los resultados obtenidos muestran que el elemento de análisis se comporta adecuadamente ante la condición de carga que se estudio, por lo cual se acepta este diseño.

### 5.2.2 Armado de la estructura de control

- Pila

Para la pila se empleara un concreto con  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo con  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

El armado se calcula tomando en cuenta el efecto del sismo en sentido transversal sobre la pila, y para los cálculos se consideran las secciones que se muestran en la fig. 5.12.

De la tabla 5.2 el peso de la pila sin puente es  $W_p = 3398.76 \text{ ton}$ , y el valor del coeficiente sísmico es  $\alpha = 0.40$ , entonces el efecto del sismo en la pila  $S_p$ , usando la ec. 3.67, vale:

$$S_p = 0.40 \times 3398.76 = 1359.50 \text{ ton}$$

El área total de la pila de acuerdo a la fig. 5.12 es  $A_p = 598.01 \text{ m}^2$ . De esta forma se tiene que de la ec. 3.68 el valor de la carga uniformemente repartida  $\omega$  vale:

$$\omega = \frac{1359.50}{598.01} = 2.27 \text{ ton/m}^2$$

Al considerar una viga de ancho unitario la carga anterior se vuelve lineal, y aplicando el factor de carga F.C. del reglamento ACI se tiene que:

$$\omega_u = 1.4 \times 2.27 = 3.18 \text{ ton/m}$$

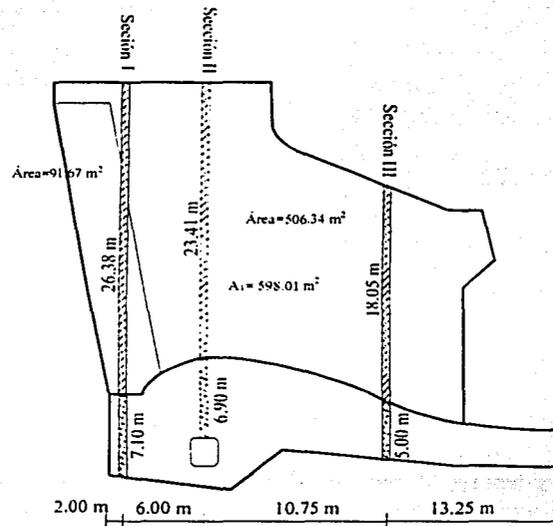


Figura. 5.12 Secciones para el cálculo de acero en la pila y parte superior del cimacio

Para la sección I, el claro para calcular el momento flexionante en una viga empotrada, vale  $l = 26.38 \text{ m}$ , entonces de la ec.3.66 se tiene que  $M_u$  vale:

$$M_{u1} = \frac{3.18 \times 26.38^2}{2} = 1106.48 \text{ ton-m}$$

El peralte efectivo de la sección será el ancho de la pila, y considerando un recubrimiento de 5 cm es  $d = 245 \text{ cm}$ , de tal forma que aplicando las expresiones de diseño a flexión (ecs. 3.70 y 3.71) del reglamento ACI se tiene:

$$\frac{1106.48 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 245^2 \times 250} = \omega(1 - 0.59\omega) ; 0.0819 = \omega - 0.59\omega^2$$

Resolviendo la ecuación anterior se obtiene que  $\omega = 0.086$

El porcentaje de acero es:

$$\rho = 0.086 \frac{250}{4200} = 0.0051$$

El porcentaje mínimo de acuerdo a la ec. 3.72 vale:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

Por tanto como el porcentaje calculado es mayor que el mínimo, se usara el primero para calcular el área de acero, y de la ec. 3.71 será igual a:

$$A_s = 0.0051 \times 100 \times 245 = 124.95 \text{ cm}^2$$

Haciendo uso de la tabla 3.3 se observa que se necesitan 11 varillas de 1 1/2"  $\phi$  (125.4 cm<sup>2</sup>) para esta área, por lo que de acuerdo a la ec. 3.73, la separación entre varillas es:

$$s = \frac{100}{11} = 9.10 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas de 1 1/2" @ 10 cm en esta sección.

La longitud de anclaje o desarrollo para varillas de 1 1/2" (A= 11.4 cm<sup>2</sup>) usando la ec. 3.75 es:

$$L_d = \frac{0.06 \times 11.4 \times 4200}{\sqrt{250}} = 181.70 \text{ cm}$$

Revisando la resistencia al cortante, se tiene que de la ec. 3.76 y aplicando el factor de resistencia FR, la resistencia de diseño es:

$$V_c = 0.85 \times 0.50 \sqrt{250} \times 100 \times 245 = 164.636 \text{ ton}$$

De la ec. 3.77, la fuerza cortante última para esta sección es:

$$V_{ul} = 3.18 \times 26.38 = 83.88 \text{ ton}$$

De acuerdo con estos resultados se cumple que  $V_c > V_u$ , y por lo tanto no se presentan problemas debidos al cortante en la sección.

En la sección II se tiene que  $l = 23.41$  m, entonces repitiendo el procedimiento anterior obtenemos lo siguiente:

$$M_{uII} = \frac{3.18 \times 23.41^2}{2} = 871.36 \text{ ton-m}$$

$$\frac{871.36 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 245^2 \times 250} = \omega(1 - 0.59\omega) ; 0.064 = \omega - 0.59\omega^2 ; \omega = 0.066$$

$$\rho = 0.066 \frac{250}{4200} = 0.0039, \text{ que resulta mayor que el mínimo}$$

$$A_s = 0.0039 \times 100 \times 245 = 96.25 \text{ cm}^2$$

De la tabla 3.3 e interpolando, se requieren 8.5 varillas de 1 1/2"  $\phi$  (96.9 cm<sup>2</sup>) y la separación es:

$$s = \frac{100}{8.5} = 11.76 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas de 1 1/2" @ 12 cm en esta sección. La longitud de anclaje para esta varilla vale  $L_d = 181.70$  cm.

La fuerza cortante última vale:

$$V_u = 3.18 \times 23.41 = 74.44 \text{ ton}$$

Se cumple que  $V_c > V_u$ .

En la sección III se tiene que  $l = 18.05$  m y se tiene lo siguiente:

$$M_{uIII} = \frac{3.18 \times 18.05^2}{2} = 518.02 \text{ ton-m}$$

$$\frac{518.02 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 245^2 \times 250} = \omega(1 - 0.59\omega) ; 0.038 = \omega - 0.59\omega^2 ; \omega = 0.039$$

$$\rho = 0.039 \frac{250}{4200} = 0.0023$$

Como en este caso el porcentaje de acero calculado es menor al mínimo, se empleará el factor de 1.33 para regir el diseño, entonces se tiene:

$$\rho = 1.33 \times 0.0023 = 0.0031$$

$$A_s = 0.0031 \times 100 \times 245 = 75.64 \text{ cm}^2$$

De la tabla 3.3 se observa que se requieren aproximadamente de 6.6 varillas de 1 1/2"  $\phi$  (75.24 cm<sup>2</sup>) y la separación es:

$$s = \frac{100}{6.6} = 15.15 \text{ cm}$$

Se colocarán varillas de 1 1/2" @ 15 cm y su longitud de anclaje vale  $L_d = 181.70 \text{ cm}$ .

Revisando la fuerza cortante última, se tiene que:

$$V_{uIII} = 3.18 \times 18.05 = 57.40 \text{ ton}$$

Se cumple que  $V_c > V_u$ .

Ahora se calculará la distancia a partir del empotramiento de la pila con el cimacio donde es posible disminuir la cantidad de acero, para lo cual se propone aumentar al doble la separación de las varillas. Para simplificar el cálculo se usará solo la sección II y a partir de la elevación donde sea necesario disminuir el acero en esta sección, se tomará para las otras secciones.

De tal manera que si aumentamos al doble la separación de las varillas, el área de acero se disminuirá a la mitad, entonces para la sección II se tendrá que:

$$A_s = \frac{96.90}{2} = 48.45 \text{ m}^2$$

Ahora bien, el porcentaje de acero será:

$$\rho = \frac{48.45}{100 \times 245} = 0.002$$

Y de la ec. 3.71 se tiene que:

$$\omega = 0.002 \frac{4200}{250} = 0.033$$

Entonces el momento resistente de la ec. 3.69, tiene el valor siguiente:

$$M_R = 0.9 \times 100 \times 245^2 \times 250 \times 0.033 (1 - 0.59 \times 0.033) = 43700812.58 \text{ kg-cm}^2 = 437 \text{ ton-m}$$

Y calculamos la distancia a partir del empotramiento de la pila en donde se genera este momento, entonces de la ec. 3.66 se tiene lo siguiente:

$$l = \sqrt{\frac{2 \times 437}{3.18}} = 16.58 \text{ m}$$

De acuerdo a lo anterior el punto teórico para la disminución del acero es de 16.58 m a partir de la parte superior de la pila, que se encuentra a la elevación 543.00, entonces la elevación a la que se presenta este punto teórico es 526.42, de acuerdo al Reglamento del ACI el punto de corte de las barras hay que prolongarlo 12 veces el diámetro de la barra, por lo cual se tiene que la elevación para tal efecto es:

$$\text{Elev} = 526.42 + 12 \times 0.038 = 526.87$$

El acero de refuerzo horizontal en la pila se considera como el mínimo por temperatura, por lo que se colocarán varillas de 3/4 @ 30 cm.

- Cimacio

Para el refuerzo transversal de la parte superior del cimacio se utilizarán los momentos que se obtuvieron para la base del muro de la pila, y de acuerdo con las secciones que se emplearon en esta, se tomará el peralte del cimacio en esa zona (ver fig. 5.12), el recubrimiento que se recomienda es de 10 cm.

En la sección I se tiene un peralte  $d = 700$  cm (ver fig. 5.11) y  $M_{ul} = 1106.48$  ton-m, entonces utilizando el criterio de diseño por flexión (ec. 3.69), se tiene lo siguiente:

$$\frac{1106.48 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 700^2 \times 250} = \omega(1 - 0.59\omega) ; 0.010 = \omega - 0.59\omega^2 ; \omega = 0.010$$

El porcentaje de acero de acuerdo a la ec. 3.70 vale:

$$\rho = 0.010 \frac{250}{4200} = 0.0006$$

Como el valor de  $\rho$  es menor que el mínimo ( $\rho_{\min} = 0.0033$ ) permisible se usa un factor para corregir esto y que rige el diseño:

$$\rho = 0.0006 \times 1.33 = 0.0008$$

El área de acero de la ec. 3.71 por tanto vale:

$$A_s = 0.0008 \times 100 \times 700 = 55.86 \text{ m}^2$$

Con este valor y con ayuda de la tabla 3.3, se requieren 5 varillas de 1 1/2" (57 cm<sup>2</sup>) y la separación entre ellas es:

$$s = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

De acuerdo con este resultado se usarán varillas de 1 1/2" @ 20 cm .

Para la sección II el peralte se considera hasta la parte superior de la galería, por lo que el valor de este es ahora  $d = 680 \text{ cm}$ , y  $M_{\text{III}} = 871.36 \text{ ton-m}$ .

Repitiendo el procedimiento anterior, se tiene lo siguiente:

$$\frac{871.36 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 680^2 \times 250} = \omega(1 - 0.59\omega) ; 0.0084 = \omega - 0.59\omega^2 ; \omega = 0.0084$$

$$\rho = 0.0084 \times \frac{250}{4200} = 0.0005$$

Como el porcentaje de acero  $\rho$  calculado es menor al mínimo se utiliza un factor para que rija el diseño:

$$\rho = 1.33 \times 0.0005 = 0.0007$$

El área de acero es:

$$A_s = 0.0007 \times 100 \times 680 = 45.22 \text{ cm}^2$$

Con la  $A_s$  calculada y auxiliándose de la tabla 3.3, se utilizarán 4 varillas de 1 1/2" (45.60 cm<sup>2</sup>) a una separación de:

$$s = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Por tanto se colocarán varillas de 1 1/2" @ 25 cm.

Finalmente, para la sección III existe un peralte  $d = 490 \text{ cm}$  y  $M_{\text{III}} = 518.02 \text{ ton-m}$ . Haciendo cálculos se tiene lo siguiente:

$$\frac{518.02 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 490^2 \times 250} = \omega(1 - 0.59\omega) ; 0.0096 = \omega - 0.59\omega^2 ; \omega = 0.0097$$

El porcentaje de acero será:

$$\rho = 0.0097 \times \frac{250}{4200} = 0.0006$$

Como este resultado es menor que el mínimo, se usa un factor para que rija en el diseño:

$$\rho = 1.33 \times 0.0006 = 0.0008$$

El área de acero es:

$$A_s = 0.0008 \times 100 \times 700 = 55.86 \text{ m}^2$$

Conocida el área de acero y usando la tabla 3.3 se determina que se requieren 5 varillas de 1 1/2" (57.00 cm<sup>2</sup>), colocadas a una separación de:

$$s = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

De esta manera, en esta sección se usarán varillas de 1 1/2" @ 20 cm.

La longitud de anclaje se calcula para varillas de 1 1/2", la cual vale  $L_d = 181.70 \text{ cm}$ .

El armado transversal en la parte inferior del cimacio se calcula considerando medio claro de cimacio actuando como un elemento empotrado en la pila, y la carga uniformemente repartida que actúa en este, será el valor máximo de los esfuerzos  $\sigma$  calculados en la base del cimacio (ver fig. 5.13), los cuales se obtuvieron en la revisión de la estabilidad.

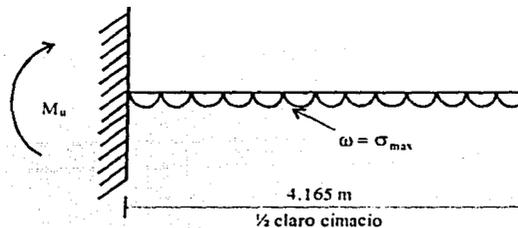


Figura 5.13. Diagrama de empotramiento del cimacio en la pila

De acuerdo con lo anterior,  $\sigma_{\text{máx}} = 27.46 \text{ ton/m}^2$  y las secciones que se proponen para el cálculo del acero de refuerzo se muestran en la fig. 5.14.

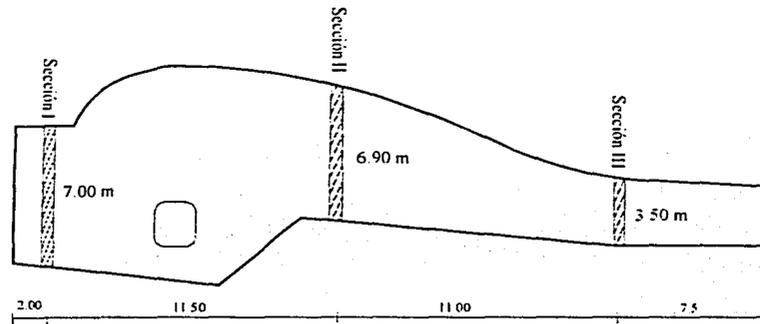


Figura 5.14 Secciones para el armado inferior del cimacio

El claro que se utilizará para los cálculos es  $l = 4.165$  m que es el correspondiente a medio claro de cimacio de nuestro elemento, además como se considera un ancho unitario en las secciones, la carga que se está considerando para el diseño se vuelve lineal. De tal forma que aplicando el factor de carga del reglamento ACI se tiene que:

$$\omega_u = 1.4 \times 27.46 = 38.44 \text{ ton/m}$$

De acuerdo con esto y utilizando la ec. 3.66, el valor del momento flexionante para las tres secciones es:

$$M_u = \frac{38.44 \times 4.165^2}{2} = 333.41 \text{ ton-m}$$

Para el peralte efectivo  $d = 690$  cm en la sección I, usando la ec. 3.69, se tiene que:

$$\frac{333.41 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 690^2 \times 250} = \omega - 0.59\omega^2 ; 0.0031 = \omega - 0.59\omega^2 ; \omega = 0.0031$$

El porcentaje de acero vale:

$$\rho = 0.0031 \times \frac{250}{4200} = 0.00018$$

Como este valor es menor al mínimo requerido se usa un factor que es el que regirá el diseño:

$$\rho = 1.33 \times 0.00018 = 0.00024$$

El área de acero es:

$$A_s = 0.00024 \times 100 \times 690 = 16.56 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto de la tabla 3.3 y con el  $A_s$  calculado se necesitan 6 varillas 3/4" (17.10 cm<sup>2</sup>) a una separación de:

$$s = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

Se emplearán varillas de 3/4" @ 15 cm en esta sección en el sentido transversal.

La longitud de anclaje o desarrollo para varillas de 3/4" ( $A = 2.85 \text{ cm}^2$ ) vale  $L_d = \frac{0.06 \times 2.85 \times 4200}{\sqrt{250}} = 45.23 \text{ cm}$

Para la sección II se utilizará el mismo armado que para la I, debido a que se está manejando aproximadamente el mismo peralte.

En la sección III se tiene que el peralte efectivo vale  $d = 340 \text{ cm}$ , y se tiene lo siguiente:

$$\frac{333.41 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 340^2 \times 250} = \omega - 0.59\omega^2 ; 0.012 = \omega - 0.59\omega^2 ; \omega = 0.012$$

$$\rho = 0.012 \times \frac{250}{4200} = 0.0007$$

$$\rho = 1.33 \times 0.0007 = 0.00093$$

$$A_s = 0.00093 \times 100 \times 340 = 31.62 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a la tabla 3.3 y el  $A_s$  anterior se necesitan 6 varillas de 1" (30.42 cm<sup>2</sup>) con una separación de:

$$s = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

Para esta sección se colocarán varillas de 1" @ 15 cm en el sentido transversal. La longitud de anclaje para varillas de 1" ( $A = 5.07 \text{ cm}^2$ ) vale  $L_d = \frac{0.06 \times 5.07 \times 4200}{\sqrt{250}} = 80.80 \text{ cm}$

El acero en el sentido longitudinal en la parte superior e inferior del cimacio es el mínimo por temperatura, que de acuerdo a lo que se mencionó en el cap. 3, se colocan varillas de 3/4" @ 30 cm. En las caras contra juntas se calcula el acero para concretos masivos, por lo que el armado típico que se recomienda es con varillas de 3/4" @ 30 cm en ambas direcciones, horizontal y vertical.

En las figs. 5.15 y 5.16 se muestra el armado final para el cimacio y la pila.

Ahora, si revisamos la sección más desfavorable al esfuerzo cortante, se tiene que  $d = 350$  y la resistencia de diseño para esta sección de acuerdo a la ec. 3.76 vale:

$$V_c = 0.85 \times 5 \sqrt{250} \times 100 \times 340 = 228.47 \text{ ton}$$

Y la fuerza cortante última es:

$$V_u = 38.44 \times 4.165 = 160.10 \text{ ton}$$

De lo anterior se tiene que  $V_c > V_u$ , y como se reviso la sección más desfavorable, las demás secciones también cumplen esta condición.

### 5.3 Canal de descarga

Como la obra de excedencias cuenta con dos canales para la descarga separados por un macizo rocoso, cada uno es de sección rectangular con un ancho de plantilla de 25 m y una altura de 9 m en los muros laterales. Debido a la topografía de la zona, estos canales llevan en planta una curva horizontal y longitudinalmente una curva vertical convexa.

Para los canales de descarga, el departamento de geotecnia recomienda un patrón de anclaje de 5 m en cuadrícula con varillas de 1" para los muros laterales a una profundidad de 10 m, en la losa de piso se utilizará el mismo patrón de anclaje con varillas 1 1/2" a una profundidad de 6 m. El concreto que se usará tiene un  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ . Además se recomienda utilizar un espesor de 70 cm para los muros y de 60 cm en la losa de piso.

- Muros laterales

Estos muros son de revestimiento y se diseñan de acuerdo a las recomendaciones que se presentan en la tabla 3.5 del reglamento ACI-Bureau of Reclamation y en el Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE.

Tomando en cuenta el espesor de 70 cm para los muros y con ayuda de la tabla 3.5 se calcula el acero de refuerzo.

Para el refuerzo horizontal se tiene:

$$\text{Cara adyacente al terreno, } 0.15\%, \quad A_s = 0.0015 \times 70 \times 100 = 10.5 \text{ cm}^2$$

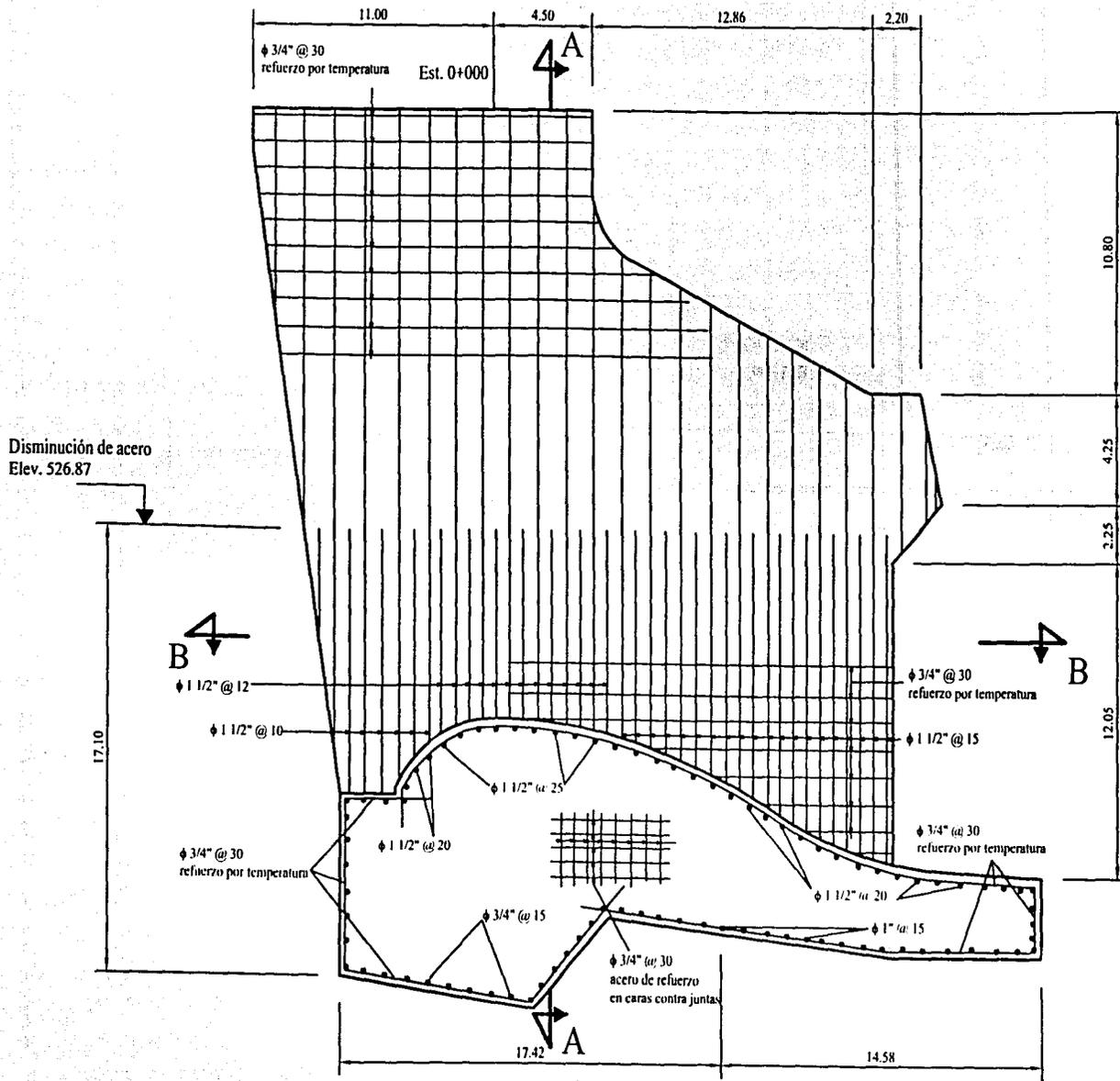


Figura 5.15 Vista longitudinal del armado de la pila y cimacio. Esc. 1:250, acotaciones en metros

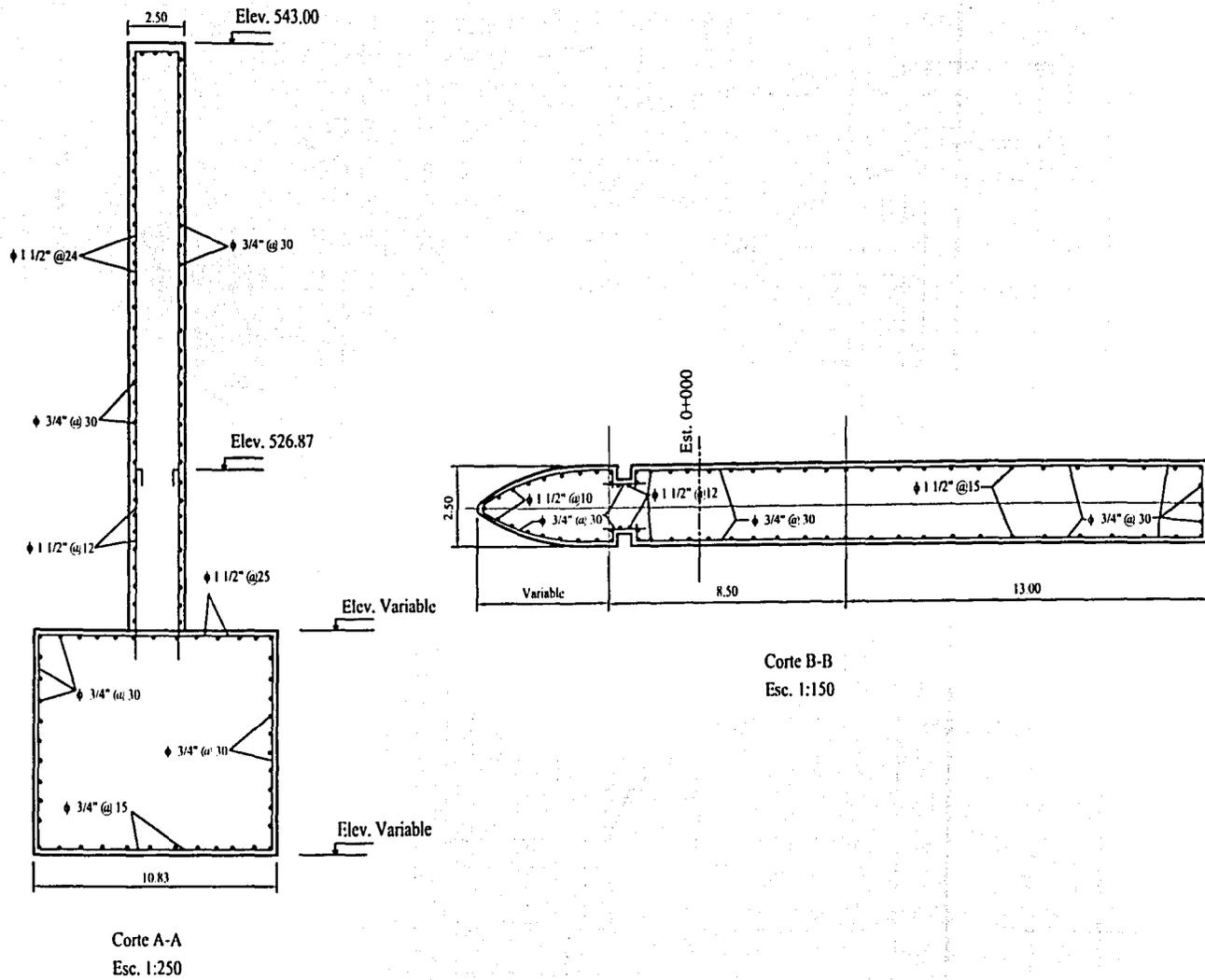


Figura 5.16 Corte en planta y transversal del armado. Acotaciones en metros

De la tabla 3.3 se necesitan aproximadamente 4 varillas de 3/4" (11.4 cm<sup>2</sup>) y la separación será:

$$s = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Cara no adyacente al terreno, 0.20%,  $A_s = 0.0020 \times 70 \times 100 = 14 \text{ cm}^2$

Para este caso de la tabla 3.3 se necesitan 5 varillas de 3/4" (14.25) con una separación:

$$s = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

El porcentaje de acero para el refuerzo vertical en ambas caras de acuerdo a la tabla 3.5 es 0.15%, por lo que es el mismo que se calculo para el refuerzo horizontal de la cara adyacente al terreno.

Por tanto, se colocarán varillas de 3/4" @ 25 m en el acero de refuerzo horizontal de la cara adyacente al terreno y en el refuerzo vertical de ambas caras, por otro lado el refuerzo horizontal en la cara no adyacente del terreno tendrá varillas de 3/4" @ 20 cm.

- Losa de piso

Para la losa de piso se tiene que el espesor vale 60 cm, y considerando el caso más desfavorable con el canal seco, las cargas que actúan son las del peso propio y la subpresión.

Entonces el peso  $W_L$  de esta losa actuando por unidad de área de acuerdo con la ec. 3.88, vale:

$$W_L = 2.4 \times 0.60 = 1.44 \text{ ton/m}^2$$

El valor promedio del tirante a lo largo del canal que se tiene del proyecto hidráulico es aproximadamente de 8 m, y por tanto, de la ec. 3.89 considerando el espesor de la losa, la subpresión actuando por unidad de área vale:

$$\text{subp} = \frac{1}{3} (8 + 0.6) = 2.86 \text{ ton/m}^2$$

Ahora si se calcula la diferencia entre el peso de la losa y la subpresión se obtiene una carga negativa por unidad de área que vale 1.42 ton/m<sup>2</sup>, la cual se tomará con el anclaje.

De las recomendaciones de anclaje que se proporcionaron, se tiene que las varillas de 1 1/2" tienen un área transversal de 11.4 cm<sup>2</sup> (ver tabla 3.3), por lo que de la ec. 3.90 la resistencia por ancla es de:

$$R_A = 0.8 \times 4200 \times 11.4 = 38304 \text{ kg/pza}$$

Si el patrón de anclaje es de 5 m, el área de influencia para cada ancla es de  $25 \text{ m}^2$ , por lo que la carga máxima  $W_{\text{máx}}$  de la ec. 3.91 es:

$$W_{\text{máx}} = \frac{38304}{25} = 1532.16 \text{ kg/m}^2 = 1.53 \text{ ton/m}^2$$

De lo anterior se tiene que de acuerdo a la ec. 3.92 se cumple que,  $1.53 > 1.42$ , por lo que se acepta el patrón de anclaje.

La carga uniformemente repartida que se genera por la resistencia del anclaje usando la ec. 3.93, vale:

$$\omega_{\text{máx}} = \frac{38.304}{5} = 7.66 \text{ ton/m}$$

Y la cual se reparte en cada sentido al 50 %, por tanto se tiene de la ec. 3.94:

$$\omega = \frac{7.66}{2} = 3.83 \text{ ton/m}$$

Con esta carga se obtendrán los momentos provocados por el empotramiento de las anclas en la losa, considerando para ello una viga continua. Empleando el método de Cross se obtiene que los momentos para cada ancla  $M_A$  son:

$M_{A1} = 10.14 \text{ ton-m}$ ,  $M_{A2} = 7.42 \text{ ton-m}$ ,  $M_{A3} = 8.12 \text{ ton-m}$ ,  $M_{A4} = 7.94 \text{ ton-m}$ ,  $M_{A5} = 7.99 \text{ ton-m}$ ,  $M_{A6} = 7.97 \text{ ton-m}$ ,  $M_{A7} = 7.98 \text{ ton-m}$ , a partir de esta ancla el momento se mantiene constante y los valores anteriores se reflejan hacia el otro extremo de la viga (ver fig. 5.17).

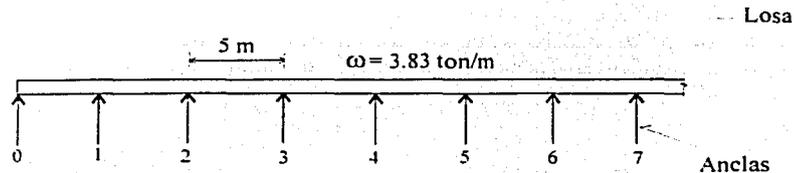


Figura 5.17 Numeración de anclas para los momentos

Por lo tanto se empleará el momento máximo para el diseño,  $M = 10.14 \text{ ton}$ , y aplicando el factor de carga del ACI tenemos:

$$M_u = 1.4 \times 10.14 = 14.19 \text{ ton-m}$$

Utilizando las fórmulas de diseño por flexión, entonces se hace lo siguiente:

$$\frac{14.19 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 55^2 \times 300} = \omega(1 - 0.59\omega) ; 0.0174 = \omega - 0.59\omega^2 ; \omega = 0.0176$$

El porcentaje de acero es:

$$\rho = 0.0176 \times \frac{300}{4200} = 0.0013$$

Como este porcentaje es menor que el mínimo es necesario regir el diseño:

$$\rho = 1.33 \times 0.0013 = 0.0017$$

El área de acero vale:

$$A_s = 0.0017 \times 100 \times 55 = 9.35 \text{ cm}^2$$

De la tabla 3.3 se requieren de 3 varillas de 3/4" (8.55 cm<sup>2</sup>) con una separación de:

$$s = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

De acuerdo a lo anterior para la losa de piso se utilizarán varillas de 3/4" @ 30 cm en ambas direcciones y en ambos lechos, es decir en la parte de arriba y de abajo de la losa. En la unión del muro y la losa, la longitud de anclaje para los dobleces que se tienen en la llave de colado es  $L_a = 80.85 \text{ cm}$ , que es la que se calculo para este diámetro de varilla.

Para los muros del canal de descarga se recomiendan módulos de 15 m en el sentido longitudinal y de 3 m de altura con sus correspondientes juntas de contracción entre módulos. Para la losa de piso, los módulos tendrán dimensiones de 15 m en sentido longitudinal por 10 m en el sentido transversal con sus correspondientes juntas de contracción.

En la fig. 5.18 se muestra el armado de los muros y de la losa de piso.

### 5.3.1 Drenaje

En cada canal de descarga se colocarán tres drenes longitudinales de 25 cm (10"  $\phi$ ) que se colocarán debajo de la plantilla del canal, los drenes transversales serán de 20 cm (8"  $\phi$ ). Además entre estos dos canales existe una galería de drenaje que se encuentra en el macizo rocoso que separa los dos canales, por lo que es necesario comunicar el drenaje transversal a esta galería con tubos de 20 cm (8"  $\phi$ ).

## 6. CONCLUSIONES

En lo que se refiere a lo relacionado con la selección de la cortina, es importante resaltar que ello dependerá de la topografía y de las condiciones geológicas que existan en el lugar, además de la disponibilidad de materiales para su construcción, que como se vio en este trabajo es un aspecto muy importante si se quiere construir un tipo específico de cortina. Por tanto, el diseño final dependerá de estos factores y de otros aspectos, también muy importantes, que no pueden dejarse de lado como son el económico y social.

La obra de excedencias queda ligada al tipo de cortina que se tenga planeado construir en el proyecto, su ubicación y forma también dependerán de la topografía y geología del lugar, pero además, los materiales con los que sea construida la cortina influyen en la localización y en las partes de que constará la obra de excedencias, de tal manera que si se construye dentro del cuerpo de la cortina no es necesario el canal de llamada y el de descarga (rápida); en ocasiones, es de una longitud demasiado corta, y solo tendrá la estructura de control. Por otro lado, si se ubica a la ladera, puede o no ser necesario el canal de llamada, pero si es necesario que cuente con el canal de descarga (rápida), que frecuentemente tiene una longitud bastante grande, y una estructura terminal, además de la estructura de control. Otro aspecto importante, que se tiene que estudiar esta relacionado con la capacidad que debe tener la obra de excedencias.

El diseño estructural que se presentó en este trabajo se basa en teorías simples y básicas, que toman en cuenta aspectos de Hidráulica, Mecánica de Suelos y, principalmente, de estructuras. Es importante señalar que solo se presentó un diseño preliminar, el cual debe ser revisado utilizando programas, por ejemplo, de elemento finito aplicado a la pila, que ayuden a complementar los datos obtenidos, y generar un diseño final para su posterior construcción, y es posible que se hagan otras consideraciones de tipo estructural para complementar el diseño.

Para el ejemplo propuesto, se encontró que en canal de llamada no fue necesario colocar los muros de contención debido a las características de la roca que existen en ese lugar, por lo que para su diseño solo se revistió el canal de acuerdo a los refuerzos mínimos que

recomienda el USBR, tanto en la losa de piso como en los muros laterales, con lo que se simplifico este diseño.

Para las condiciones de carga a las que esta sometida la estructura de control, en la revisión se obtuvieron resultados satisfactorios que cumplieron con las condiciones de estabilidad, además de que los esfuerzos que se generaron en la base del cimacio por la acción de las cargas estudiadas fueron solo de compresión, lo que evita pensar en colocar un anclaje adicional que ayude a contrarrestar los esfuerzos a tensión en caso de que estos se presenten. Es importante mencionar que solo se estudio una combinación de carga, que fue con el nivel del agua al NAME, la estructura de control descargando y con el efecto del sismo, por lo que es necesario hacer la revisión de estabilidad tomando en cuentas otras condiciones de carga y verificar el comportamiento de la estructura ante tales efectos. Hay que señalar que la estabilidad de la estructura es el aspecto más importante en el diseño estructural, ya que es el que garantiza el buen funcionamiento y comportamiento de la obra ante la presencia de las cargas por las cuales se vea afectada.

El acero de refuerzo que se calculo para la pila resulta un poco mayor, si se compara con el que se presenta en los planos originales del armado de este proyecto, obviamente esto se debe a las consideraciones que se tomaron al calcular el acero de refuerzo, ya que para este caso, en el diseño se tomo en cuenta el efecto del sismo en la pila, además de que el valor del coeficiente sísmico que se utilizó es relativamente alto, lo que ocasiona que se presenten cargas mayores y como consecuencia sea necesario utilizar una mayor cantidad de acero.

El armado del cimacio solo presenta alguna diferencia notable en su armado superior con el del plano original, pero como el acero de refuerzo en esta parte se calculó considerando los momentos generados en la base de la pila, se tiene el mismo caso que se planteo en el párrafo anterior. Es necesario mencionar que el acero de refuerzo que se comparó en ambos casos, es el que se calcula tomando en cuenta la presencia de cargas, ya que el resto de este acero se debe a efectos de temperatura y confinación de los elementos.

Finalmente, se puede decir que no existe un diseño único para realizar un proyecto del que se propuso en este trabajo, aquí solo se presenta la forma como se debe realizar un cálculo preliminar del diseño estructural de las partes de la obra de excedencias, pero es posible que se puedan estudiar diferentes opciones que satisfagan los requerimientos, y que por lo regular se basan en la economía de la obra, aspecto que no se consideró en este trabajo.

## BIBLIOGRAFÍA

### Libros

1. Treatise on Dams. Chapter 12 spillways. United States Department of the Interior Bureau of Reclamation. Design supplement No. 2
2. Arreguín Cortés Felipe I  
Obras de excedencia. México, D.F. IMTA, 2000
3. Walters R.C.S.  
Dam Geology. Butterworths & Co. Publishers Ltd. 1962
4. Juárez Badillo Eulalio  
Mecánica de suelos. Tomo II. Edit. Limusa. México 1991
5. Meli Piralla Roberto  
Diseño estructural. Edit. Limusa. México 1987
6. Nilson Arthur, Winter George.  
Diseño de estructuras de concreto. Edit McGraw Hill. Colombia 1994
7. González Cuevas Oscar, Robles Fernández-Villegas Francisco  
Aspectos fundamentales del concreto reforzado. Edit. Limusa. 3era. Ed. México 1999
8. Sotelo Ávila Gilberto  
Hidráulica General. Volumen I. Edit. Limusa. México 1996
9. L. Udall Stewart  
Diseño de presas pequeñas. USBR. Compañía editorial continental

10. Gracia Sánchez, Jesús  
Manual de Obras Civiles; Sección "A", Tema 2, Capítulo 10 . " Obras de Excedencias"  
Comisión Federal de Electricidad. México, febrero 1995
11. Henry H. Thomas  
The engineering of large Dams. John Wiley & Sans. Part. 1. 1976
12. Francisco Torres Herrera  
Obras Hidráulicas. Edit. Limusa. México D.F. 1974
13. Linsley Ray E., Franzini Joseph B.  
Ingeniería de los Recursos Hidráulicos. Compañía Editorial Continental. México D.F.
14. Secretaría de Recursos Hidráulicos. Grandes Presas de México. 1976

#### **Publicaciones**

15. Comisión Federal de Electricidad. Subdirección Técnica. Gerencia de estudios de Ingeniería Civil. Subgerencia de estudios hidrográficos. Departamento de hidráulica. Capítulo 10. Obras de excedencias
16. Comisión Federal de Electricidad. Gerencia técnica de diseños Hidroeléctricos. Complejo Grijalva. C.H. Malpaso – Chis. Revisión estructural de las ménsulas y pilas de apoyo de las compuertas radiales. Informe y memoria de cálculo. Marzo 2000

#### **Otras Fuentes**

17. Memoria de cálculo del diseño estructural de la obra de excedencias de la Presa "Aguamilpa". Subgerencia de Proyectos Hidroeléctricos, CFE
18. Memoria de cálculo del canal de descarga de la Presa "El Cajón". Subgerencia de Proyectos Hidroeléctricos, CFE