



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA**

**ESCUELA DE INGENIERÍA  
UNIDAD ENSENADA**

**TRABAJO DE TITULACIÓN**

**ESTUDIOS Y DISEÑO DE UNA CORTINA NO VERTEDORA DEL TIPO  
GRAVEDAD CONSTRUIDA A BASE DE CONCRETO SIMPLE.**



**POR: P. ING. FERNANDO OLIVARES MARTÍNEZ**

**OCTUBRE 1996.**

**Estudios y Diseño de una Cortina no Vertedora del tipo gravedad construida a base de concreto simple.**

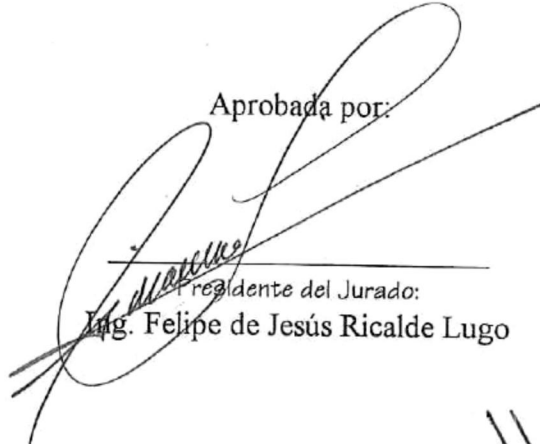
Trabajo de titulación que como requisito parcial para obtener el título de

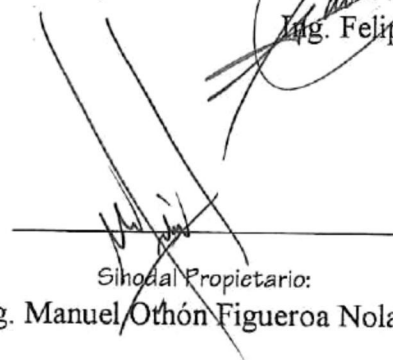
**INGENIERO Civil**


PRESENTA

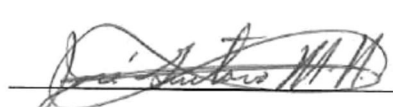
**Fernando Olivares Martínez**

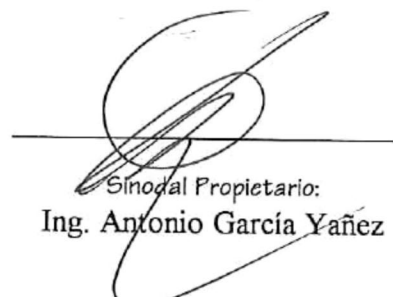
Aprobada por:

  
Presidente del Jurado:  
Ing. Felipe de Jesús Ricalde Lugo

  
Sinodal Propietario:  
Ing. Manuel Othón Figueroa Nolasco

  
Sinodal Propietario:  
Ing. Joél Hernández Blanket

  
Sinodal Propietario:  
Ing. Gustavo Morales Nava

  
Sinodal Propietario:  
Ing. Antonio García Yañez

*Envío un sincero agradecimiento a las siguientes personas:  
Ts'ai Lun, Johannes Gutenberg, John von Neumann y a  
William Gates, porque sin su ayuda no hubiese sido posible la  
realización de este trabajo...*

*"Toda palabra dice algo más de lo que debiera y también menos de  
lo que debiera expresar". -José Ortega y Gasset-*

*"La mitad de la vida es suerte; la otra, disciplina; y ésta es decisoria ya  
que, sin disciplina, no se sabría por dónde empezar con la suerte".  
-Carl Zuckmayer-*

*"La vida en sí es un proyecto, lo que ocurre es que no siempre somos  
sus arquitectos". - Charo Pascual-*

*"Estar preparado es importante, saber esperar lo es aún más, pero  
aprovechar el momento adecuado es la clave de la vida".  
-Arthur Schnitzler-*

*"Lo opuesto de una formulación correcta es una formulación falsa.  
Pero lo opuesto de una verdad profunda puede ser muy bien otra  
verdad profunda". -Niels Henrik David Bohr-*

## **Dedicatoria...**

Este trabajo está dedicado a:

*Mi Familia. Por su comprensión, apoyo, cariño, ayuda, y consejos a lo largo de mi vida y permitirme ejercer mi libre albedrío al decidir estudiar Ingeniería Civil.*

*Mis Amigos. Por ser personas con las que se puede pensar en voz alta y por ayudarme cuando lo necesité.*

*Mis Compañeros. Por todas las vivencias y memorias, retos y victorias que disfrutamos dentro y fuera de nuestra Universidad.*

*Mis Maestros. Por haberme brindado a través de sus enseñanzas los conocimientos y las bastas aplicaciones de la Ingeniería Civil, lo cual me produjo un interés en conocer la Ingeniería más allá de lo inculcado dentro de las aulas, además de tomarle cariño a esta profesión y sentirme orgulloso de pertenecer a esta.*

*Mi Universidad. Por haber confiado en mi capacidad, por su apoyo y ayuda para mi desarrollo profesional, en lo que es una importante etapa para mi formación como Ser Humano, y permitirme poder ser de utilidad a la Sociedad en que vivimos.*

# Introducción.

Para este trabajo o ensayo podemos decir que participan dos personajes principales: El agua y la ingeniería.

De acuerdo a Leyes elaboradas para el uso del agua, éstas la definen como: *“El agua es un recurso natural escaso, indispensable para la vida y para el ejercicio de la inmensa mayoría de las actividades económicas; es irremplazable, no ampliable por mera voluntad del hombre, irregular en su forma de presentarse en el tiempo y en el espacio, fácilmente vulnerable y susceptible de usos sucesivos”*.

Sin embargo, para la mayoría de las personas, agua es casi sinónimo de llave. Giramos la llave, y un caudal de líquido cristalino mana inmediata y permanentemente; hasta que un nuevo acto de voluntad decide cortarlo. El agua se esconde entonces, no sin antes despedirse con un agradable y rebosante goteo. Así de fácil lo tenemos, y con esta misma despreocupación la malgastamos y maltratamos, sin darnos cuenta de que se trata de uno de los elementos esenciales de la vida en la tierra.

Mirando al mar, parece que esa llave no va a dejar de manar nunca. Durante milenios, el volumen de agua de la corteza terrestre -unos 1,360 millones de kilómetros cúbicos- se ha mantenido constante. Si se repartiera entre todos los habitantes del mundo, a cada uno nos tocaría unos 300 millones de metros cúbicos, con los que podrían llenarse, hasta rebosar, varias decenas de grandes estadios de fútbol. Harían falta muchas vidas para beber el agua de tan sólo uno de ellos.

Pero esta partición es, en realidad ficticia. El 97% de esa agua es salada y, por lo tanto, inutilizable para el consumo humano, excepto alguna que otra actividad industrial, como la refrigeración de las centrales nucleares.

De la cantidad restante (3%), el 75% del agua se encuentra en forma de hielo, en los casquetes polares y en los glaciales de las altas cadenas montañosas, por lo que tampoco se puede disponer de ella fácilmente. El 22% aproximadamente, permanece embolsada bajo la superficie terrestre, conformando lo que conocemos como acuíferos subterráneos. El restante 3% son las aguas superficiales, compuestas básicamente por los ríos y los lagos.

Este volumen es alimentado por unos 125,000 kilómetros cúbicos de precipitaciones anuales. Las mayores reservas de agua superficial potable en estado líquido se encuentran en los Grandes Lagos en Norteamérica, y en el Lago Baikal en Siberia. Entre ambos acaparan el 30% del agua dulce terrestre utilizable.

Las aguas subterráneas se encuentran, sin embargo, mucho más regularmente repartidas. En todo el mundo existen, además, 214 grandes cuencas hidrológicas internacionales: 57 en África, 48 en Europa, 40 en Asia, 36 en América del Sur, y 33 en América del Norte y América Central.

En base a lo anteriormente dicho, tenemos entonces que el centenar de estadios de fútbol rebosantes de agua se ve reducido a una alberca de regular tamaño disponible para cada habitante del mundo. Esto no plantearía mayores problemas, si no fuera porque estas hipotéticas albercas, no están -ni mucho menos- regularmente repartidas.

El sistema de vida en nuestra sociedad se basa en dos puntos principales: El crecimiento demográfico y la concentración de elevados porcentajes de la población en macrociudades. Ambos factores afectan bastante el abastecimiento de agua, transportando cada vez mayor parte de su volumen desde los lugares de captación natural hacia puntos muy concretos, como son las ciudades, campos agrícolas y complejos industriales.

Por todo esto, se hace necesaria la regulación y conservación más racional de las reservas. Canalizando (mediante canales) y reteniendo (mediante presas) el agua, es posible resolver las grandes irregularidades climáticas y geográficas que soportan las regiones que padecen escasez de agua.

Es en este punto, cuando entra en aplicación los conocimientos de la Ingeniería. Y para este presente trabajo o ensayo nos enfocaremos hacia las Presas, dividiéndolo en tres partes principales: **Cortinas, Estudios y Diseño.**

En la Parte Uno (Cortinas) definiremos qué es la cortina de una Presa, cómo se clasifican las cortinas, y cuáles son sus dimensiones principales, además de los factores que determinan el tipo de cortina a construir, como: Condiciones del sitio, factores hidráulicos, efectos del clima, condiciones de tránsito, y fallas de las Presas.

En la Parte Dos (Estudios) hablaremos en forma general sobre los Estudios que es necesario realizar para el Proyecto de una Presa, tanto los Estudios preliminares como los Estudios definitivos. Este capítulo es el más extenso en cuanto a teoría, debido a su importancia en este tipo de Proyectos.

En la Parte Tres (Diseño) analizaremos el diseño, incluyendo temas como condiciones normales y condiciones adicionales de carga, los requisitos de estabilidad, y por último el diseño mismo de la cortina de la Presa, incluyendo el procedimiento de diseño, análisis detallado de una sección, planilla de cálculo, y la tabla de momentos estáticos e hidrostáticos (producidos por sismo) y de combinación de efectos.

En resumen, el objetivo de este trabajo o ensayo es el de presentar en forma conjunta un panorama, primero sobre la cortina de la Presa y posteriormente sobre los Estudios que hay que realizar dentro del Proyecto de una Presa; y como parte final analizar paso por paso el diseño práctico de una cortina no vertedora del tipo gravedad construida con concreto simple.

P. Ing. Fernando Olivares Martínez.

**Ensenada, Baja California; a Octubre de 1996.**

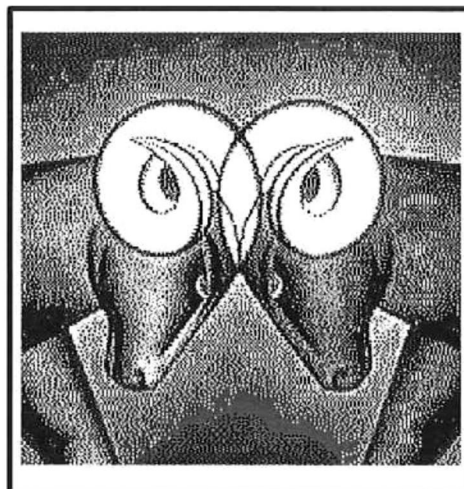
- Introducción. (pág. I)
- Índice. (pág. IV)
- Parte Uno: Cortinas. (pág. 1)
  - Definición. (pág. 1)
  - Clasificación. (pág. 1)
  - Dimensiones. (pág. 2)
    - Altura estructural de Cortinas de concreto. (pág. 2)
    - Altura hidráulica de Cortinas de concreto. (pág. 2)
    - Longitud de Cortinas de concreto. (pág. 4)
    - Ejes de Cortinas de concreto. (pág. 4)
  - Factores para determinar el tipo de Cortina. (pág. 4)
    - 1. Condiciones del sitio. (pág. 5)
      - A. Condiciones de la cimentación. (pág. 5)
      - B. Topografía. (pág. 6)
      - C. Materiales de construcción. (pág. 8)
      - D. Accesos al sitio. (pág. 8)
    - 2. Factores hidráulicos. (pág. 8)
      - A. Obra de excedencias (vertedor). (pág. 8)
      - B. Desvío. (pág. 9)
      - C. Obra de toma. (pág. 10)
    - 3. Efectos del clima. (pág. 10)
    - 4. Condiciones de tránsito. (pág. 10)
  - Fallas de Presas. (pág. 12)
- Parte Dos: Estudios. (pág. 13)
  - I. Estudios Preliminares. (pág. 13)
    - I.1 Estudios topográficos preliminares. (pág. 13)
      - A. Levantamiento de cuenca. (pág. 14)
      - B. Levantamiento de vasos. (pág. 14)
      - C. Levantamiento de boquilla. (pág. 15)
      - D. Levantamiento de zona de riego. (pág. 15)
    - I.2 Estudios geológicos preliminares. (pág. 15)
      - A. Geología de la boquilla. (pág. 16)
      - B. Geología del vaso. (pág. 16)
    - I.3 Estudios agrológicos de reconocimiento. (pág. 16)

- I.4 Estudios hidrológicos preliminares. (pág. 17)
  - A. Capacidad total. (pág. 17)
  - B. Superficie de riego. (pág. 18)
  - C. Determinación de la avenida máxima. (pág. 18)
- I.5 Estudios socioeconómicos preliminares. (pág. 19)
- I.6 Estudio de mecánica de suelos preliminar. (pág. 19)
- Anteproyecto y Conclusiones. (pág. 19)
- II. Estudios definitivos. (pág. 20)
  - II.1 Estudios topográficos definitivos. (pág. 20)
    - A. Levantamientos de cuencas de captación. (pág. 20)
    - B. Levantamientos de vasos de almacenamiento. (pág. 21)
      - 1. Establecimiento de puntos de control y apoyo. (pág.21)
      - 2. Configuración del terreno y levantamiento de detalles. (pág. 22)
    - C. Levantamiento de boquillas. (pág. 23)
      - 1. Establecimiento de puntos de control y apoyo. (pág.23)
      - 2. Configuración del terreno y levantamiento de detalles. (pág. 23)
    - D. Levantamiento de zona de riego. (pág. 24)
      - 1. Control y apoyo del levantamiento. (pág. 24)
        - 1.1 Control horizontal. (pág. 24)
        - 1.2 Control vertical. (pág. 25)
      - 2. Configuración del terreno. (pág. 25)
  - II.2 Estudios geológicos definitivos. (pág. 26)
    - A. Geología de la boquilla. (pág. 26)
    - B. Geología del vaso. (pág. 27)
  - II.3 Estudios agrológicos definitivos. (pág. 27)
  - II.4 Estudios hidrológicos definitivos. (pág. 28)
    - Hidrogramas. (pág. 30)
    - Curva masa. (pág. 30)
    - Análisis de frecuencias. (pág. 33)
    - Avenidas máximas. (pág. 34)
      - A. Magnitud y frecuencia de una avenida de diseño para una obra de desviación. (pág. 34)
      - B. Selección de la avenida máxima para el diseño de una obra de excedencias. (pág. 34)
        - A. Seguridad desde el punto de vista de la Ingeniería. (pág. 35)
        - B. Seguridad desde el punto de vista Económico. (pág. 35)
        - C. Seguridad desde el punto de vista Social. (pág.35)

- II.5 Estudios socioeconómicos definitivos. (pág. 37)
  - II.6 Estudio de mecánica de suelos definitivo. (pág. 38)
  - II.7 Aspecto constructivo. (pág. 38)
- Parte Tres: Diseño. (pág. 40)
  - III.1 Introducción. (pág. 40)
    - A. Condiciones normales de carga. (pág. 41)
      - Presión hidráulica externa. (pág. 41)
      - Subpresión. (pág. 41)
      - Peso de la estructura. (pág. 43)
      - Reacción de la cimentación. (pág. 44)
    - B. Condiciones adicionales de carga. (pág. 44)
      - Presión del azolve. (pág. 44)
      - Presión del hielo. (pág. 45)
      - Fuerzas producidas por sismo. (pág. 45)
  - III.2 Requisitos de estabilidad. (pág. 46)
    - 1. Volteo. (pág. 46)
    - 2. Deslizamiento. (pág. 46)
    - 3. Esfuerzos excesivos. (pág. 48)
  - III.3 Diseño de la cortina de concreto. (pág. 48)
    - 1. Combinaciones de cargas. (pág. 48)
    - 2. Condiciones de seguridad. (pág. 49)
    - 3. Esfuerzos permisibles. (pág. 49)
    - 4. Diseño de la cortina. (pág. 50)
      - Tabla de datos generales de la Presa. (pág. 51)
      - Procedimiento de diseño de la Cortina. (pág. 51)
        - Procedimiento de diseño. (pág. 52)
      - Análisis de la sección transversal #13. (pág. 57)
        - Subpresión. (pág. 57)
        - Empuje hidrostático. (pág. 57)
        - Cálculo de la estabilidad de la Cortina por cargas estáticas. (pág. 58)
        - Cálculo de esfuerzos. (pág. 59)
        - Efectos sísmicos. (pág. 60)
        - Efectos hidrostáticos. (pág. 61)
      - Planilla de cálculo. (pág. 62)
      - Tabla de momentos estáticos e hidrostáticos (sísmicos). (pág. 69)
      - Tabla de combinación de efectos. (pág. 70)
        - Formulario. (pág. 71)
- Bibliografía. (pág. 76)

**PARTE UNO:  
CORTINAS**

Nota: La representación artística que presenta a dos borregos cimarrones de frente es propiedad intelectual del periódico The San Diego Union-Tribune.  
-N. del A.-



**Definición.**

Se entiende por **cortina** como aquella estructura que se coloca transversalmente en el lecho de un río, a fin de que sirva como obstáculo al flujo del río, con el propósito de formar un almacenamiento ó derivación. Esta estructura debe satisfacer las condiciones normales de estabilidad además de ser relativamente impermeable.

**Clasificación.**

Las Cortinas se pueden clasificar en tres clases:

- 1. Por su altura.
- 2. Por su propósito.
- 3. Por el tipo de construcción y los materiales que la constituyen.

Dentro de cada una de las clases anteriores tenemos las siguientes clasificaciones:

- 1. Por su altura, en:
  - Altas, si  $H > 100\text{m}$ .
  - Medianas, si  $30\text{m} < H < 100\text{m}$ .
  - Bajas, si  $H < 30\text{m}$ .

Donde H es la altura de la Cortina.

- 2. Por su propósito, en:
  - Vertedoras, construidas de:
    - Concreto, ó
    - Mampostería.
  - No Vertedoras, construidas de:
    - Tierra.
    - Materiales graduados.
    - Enrocamiento.
- 3. Por el tipo de construcción y materiales que la constituyen, en:
  - Concreto ó Mampostería, dividida en:
    - Gravedad.
    - Arco, en:
      - Simple, ó
      - Doble curva.

- Machones ó Contrafuerte, dividida en:
  - De losas.
  - De arcos.
  - De cabeza.
- Tierra ó Enrocamiento, dividida en:
  - Homogénea, construida de:
    - Tierra.
    - Roca.
  - Materiales graduados.
- Madera.
- Mixtas.

- **Dimensiones.**

**Altura estructural de Cortinas de concreto.**

Se define como la diferencia en elevación entre la corona de la Cortina y el punto inferior en la superficie de desplante, sin incluir dentellones ó trincheras.

La **Corona de la cortina** es el piso del camino ó andador que exista en la parte superior de la misma.

**Altura hidráulica de Cortinas de concreto.**

La altura hidráulica ó altura hasta la cual se eleva el agua debido a la presencia de la Cortina, es la diferencia en elevación entre el punto más bajo en el lecho original del río, en el plano vertical del eje de la estructura, y el nivel de control más alto en el vaso.

Para presas de almacenamiento sin capacidad de control, el nivel de control más alto se va a considerar como el nivel más alto en el vaso que se pueda alcanzar sin descargas por la obra de excedencias.

En presas de almacenamiento con capacidad de control el nivel de control más alto será el correspondiente a tal capacidad de control. El nivel de control más alto no va a incluir ninguna carga por superalmacenamiento.

La altura hidráulica de una Cortina está formada por la suma de las alturas correspondientes a las capacidades de azolves, más la de aprovechamiento, o sea:

$$H_h = h_1 + h_2;$$

y la altura total de una Cortina es:

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

donde:

**h<sub>1</sub>** es la altura correspondiente a la capacidad para azolves, ó capacidad muerta, en su caso.

**h<sub>2</sub>** es la altura correspondiente a la capacidad para aprovechamiento.  
**h<sub>3</sub>** es la altura correspondiente al superalmacenamiento.  
**h<sub>4</sub>** es la altura correspondiente al bordo libre.

Se denomina **capacidad de azolves (C<sub>z</sub>)** a la necesaria para retener los azolves que lleguen al vaso de la presa y sedimenten durante la “vida útil” de la misma.

$$C_z = V(\infty)$$

donde:

**V** es el volumen total del agua que entra al vaso, durante la “vida útil” de la presa, medido en millones de m<sup>3</sup>.

**∞** es la relación volumétrica media, entre cantidades de azolves y de agua escurrida, que se obtiene por muestreos en el río en estudio.

Hasta hace poco se consideraba la “vida útil” de la presa entre 50 y 100 años. Hay que decir que el término de “vida útil” es un concepto económico relacionado con depreciaciones y costos de las estructuras, y que en el caso de azolvamiento de presas es mejor referirse a la “vida física” de las mismas, la cual debe ser la mayor posible para no producir problemas de aprovechamiento del agua a las siguientes generaciones.

Para esto, se puede prever la construcción de descargas profundas en las presas, las cuales se deben operar con frecuencia para no permitir la consolidación de los azolves.

Se le llama **capacidad de aprovechamiento (C<sub>a</sub>)** a la necesaria para satisfacer las demandas de extracción de agua del vaso, de acuerdo con la Ley establecida. Esta capacidad se obtiene mediante análisis de funcionamiento del vaso, para un lapso suficientemente grande, de manera que queden comprendidos periodos de escasez y abundancia de agua, según las características hidrológicas de la cuenca.

La capacidad de aprovechamiento es el volumen comprendido entre el NAMIN y el NAMO, y se mide en millones de m<sup>3</sup>.

Se denomina **superalmacenamiento** al volumen retenido para regulación de avenidas (**C<sub>r</sub>**), medido en millones de m<sup>3</sup>, y es el volumen comprendido entre el NAMO y el NAME. En donde:

NAMIN es el nivel de aguas mínimas.

NAMO es el nivel de aguas máximas de operación.

NAME es el nivel de aguas máximas extraordinarias.

El **bordo libre (h<sub>4</sub>)**, es el desnivel en metros entre el NAME y la corona de la Cortina, y está en función de: La marea del viento, oleaje del viento, pendiente y características del paramento mojado, y el factor de seguridad. La **marea del viento** es la sobreelevación del agua, arriba del nivel de aguas tranquilas, debido al arrastre provocado por el viento, en el sentido de éste.

El efecto del oleaje del viento está en función de la altura de la ola ( $H_o$ ), y de la altura que tal ola pueda remontar el paramento mojado de la Cortina.

El **factor de seguridad** es una cantidad, en metros, que debe estimar el Proyectista y que puede variar entre 0.5m y 1m. Es aquí donde pueden hacerse algunas consideraciones sobre seguridad en relación con oleaje de sismo.

### **Longitud de Cortinas de concreto.**

Se considera como la longitud medida a lo largo del eje de la estructura, a la elevación de la corona del cuerpo principal, entre los contactos con las laderas ó muros de apoyo en los extremos, sin incluir elementos estructurales de vertedores; pero teniendo en cuenta que si el vertedor u obra de excedencias está totalmente incluido en el cuerpo de la estructura la longitud deberá ser la que se extiende a lo largo del vertedor hasta el contacto con la cimentación en la ladera.

### **Ejes de Cortinas de concreto.**

Es el **eje horizontal** de una Cortina, la línea formada por el trazo de un plano horizontal conteniendo a la corona de la estructura, con la superficie que comprende el paramento mojado.

El **eje vertical** en una sección determinada es la línea recta vertical contenida en el plano de la sección transversal y que pasa por el extremo aguas arriba de la corona.

Como comentario tenemos que, la Cortina del tipo gravedad se limita a las cortinas masivas de concreto ó mampostería, las cuales resisten al sistema de fuerzas que le son impuestas, principalmente su peso propio y empuje hidrostático. Sin embargo, si la Cortina es ligeramente convexa en planta, hacia aguas arriba, en toda su longitud, una pequeña proporción de las cargas impuestas se transmitirán por acción de arco.

Las Cortinas del tipo gravedad tienen una sección recta casi triangular. Con mucha frecuencia se construyen en planta recta, aún cuando pueden tener desviaciones que permitan aprovechar con ventaja las características topográficas del sitio.

- **Factores para determinar el tipo de Cortina.**

Esto requiere tomar en cuenta diversos factores, además de realizar para los Estudios preliminares diversos diseños de varios tipos, para calcular los costos y decidir cuál es el diseño óptimo. **Nota:** Para éste punto se suponen conocidos los siguientes datos de diseño:

1. Niveles de operación en el vaso.
2. Capacidad para la obra de toma.

3. Estudio de avenidas para el desvío y para la obra de excedencias.
4. Curva de áreas-capacidades del vaso.
5. Datos topográficos y Estudios geológicos y geotécnicos del sitio.
6. Localización de los bancos de materiales y accesos al sitio de la Cortina.

Los factores principales para determinar el tipo de cortina son:

- 1. Condiciones del sitio.
- 2. Factores hidráulicos.
- 3. Condiciones de tránsito.
- 4. Condiciones climáticas.

### **1. Condiciones del sitio.**

Dentro de este factor se incluyen los siguientes puntos:

- A. Condiciones de la cimentación.
- B. Topografía.
- C. Materiales de construcción.
- D. Accesibilidad al sitio.

- **A. Condiciones de la cimentación.**

En el diseño de Cortinas son importantes las condiciones de la cimentación, ya que por la naturaleza del problema, al tratar con masas de roca con fracturas, fallas y juntas, ó cimentaciones en formaciones con diferente grado de intemperismo, con gran heterogeneidad en relación a sus propiedades físicas, es difícil determinar las características de conjunto de los materiales que constituyen la cimentación. Por eso es necesario realizar investigaciones de campo y laboratorio con la ayuda de técnicos con experiencia y conocimiento en éstos problemas.

Los datos de la cimentación que son indispensables y que influyen en el tipo de Cortina son:

- 1. Esfuerzos permisibles.
- 2. Características elásticas.
- 3. Coeficientes de permeabilidad.
- 4. Profundidades de excavaciones, y
- 5. Evaluación de efectividad, tanto de consolidación como de impermeabilidad de un tratamiento de la cimentación.

Una formación rocosa densa y resistente, si no existen accidentes geológicos desfavorables como fallas activas ó contactos inestables (o que si existen se puedan tratar efectivamente), proporciona una cimentación adecuada para cualquier tipo de Cortina y de (teóricamente) cualquier altura.

Pero desde el punto de vista económico sí hay limitaciones para cierto tipo de Cortinas, lo que influye para que se conserven dentro de valores relativamente modestos.

Las Cortinas de tierra y materiales graduados se pueden construir en forma confiable y económica en cimentaciones rocosas de buena calidad, y en aquellas de calidad pobre desde el punto de vista de resistencia.

Para las Cortinas de concreto se necesitan consideraciones especiales, pues en cimentaciones de calidad pobre, la construcción de las de tipo arco se deben considerar con cuidado.

Cuando la cimentación es muy permeable y el gasto de infiltración es un aspecto a tomar en cuenta, las Cortinas de tierra pueden ser la solución adecuada, pues provocan una mayor longitud de filtración, y en consecuencia, un gasto menor para una carga dada, que en el caso de las Cortinas de concreto.

También el espesor de acarrees influye en la determinación del tipo de Cortina. Por ejemplo, se han construido Cortinas pequeñas del tipo gravedad y machones sobre éste tipo de formaciones, cuando la práctica universal es construir Cortinas de tierra y materiales graduados en ellas, ya sea que se tome en cuenta o no la magnitud del posible flujo de agua que lo atraviese.

- **B. Topografía.**

Si las condiciones geológicas son adecuadas, los cañones angostos son favorables para construir Cortinas de arco, y desde el punto de vista económico la relación cuerda-altura se debe limitar a valores próximos a 5; para valores mayores a 5 se cae en el caso de cortinas del tipo gravedad.

Se puede decir que la Cortina del tipo gravedad es favorable cuando se tenga una localización en planta en línea quebrada.

Si el costo de obras accesorios, como las obras de excedencias y de toma, no es un factor decisivo en la elección del tipo de Cortina y están disponibles los materiales de construcción necesarios, entonces por lo general y desde el punto de vista económico, las Cortinas de tierra y materiales graduados compiten favorablemente con otros tipos posibles de Cortinas.

Una excepción serían los cañones sumamente angostos, para Cortinas altas. Las relaciones siguientes muestran, en forma general lo anteriormente mencionado:

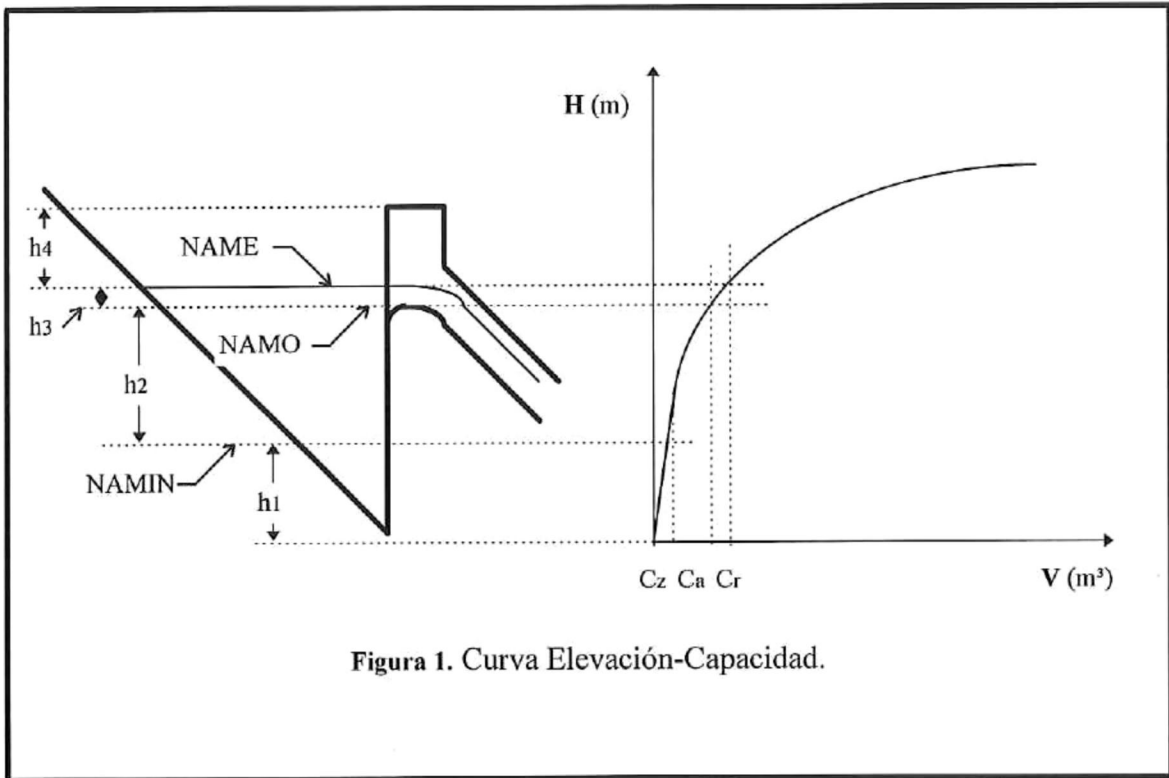


Figura 1. Curva Elevación-Capacidad.

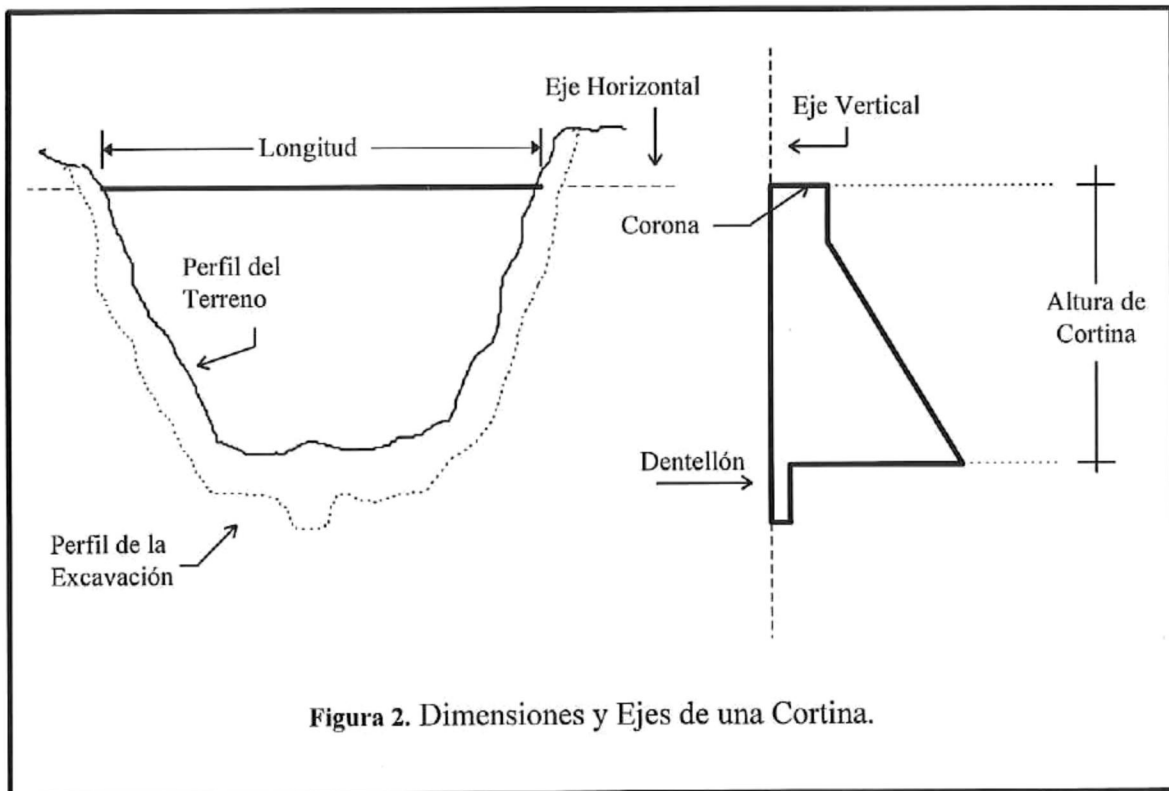


Figura 2. Dimensiones y Ejes de una Cortina.

Relación Cuerda-Altura	Tipo de Cortina
$(C:H) < 4$	<i>Arco bóveda o Arco delgado</i>
$4 < (C:H) < 7$	<i>Arco grueso o Arco gravedad</i>
$(C:H) > 7$	<i>Gravedad o Contrafuertes</i>

Las Cortinas del tipo de tierra, enrocamiento y materiales graduados, por lo general se pueden construir en cualquier forma de boquilla y con cualquier relación C:H.

- **C. Materiales de construcción.**

La influencia de la disponibilidad de materiales de construcción adecuados en la determinación del tipo de Cortina depende del costo relativo de los materiales, puestos en el sitio de la obra, tanto para concreto como de tierra y enrocamiento.

La información sobre los bancos de materiales, ya sea agregados para concreto, ó tierra y enrocamiento, se deben obtener de investigaciones ya realizadas, y ponerse a disposición del Proyectista.

- **D. Accesos al sitio.**

Este factor está relacionado estrechamente con la disponibilidad de los materiales construcción. El costo de los materiales para la obra será mayor por supuesto, si es necesario construir caminos de acceso.

En algunos casos es recomendable el uso de transportadores de banda para agregados del concreto y para tierra. Los materiales como grava, arena y rocas deben tener localizados sus bancos a una distancia menor de 10 kilómetros por Reglamento para no incrementar costos. En cuanto a las afectaciones, hay que determinar quienes son los dueños del lugar donde está el banco de determinado material de construcción.

## **2. Factores hidráulicos.**

Ahora analizaremos los factores hidráulicos, dentro de los cuales tenemos:

- A. Obra de excedencias (vertedor).
- B. Desvío.
- C. Obra de toma.

- **A. Obra de excedencias (vertedor).**

Desde el punto de vista económico la obra de excedencias es la estructura más importante que influye en la determinación del tipo de Cortina, siguiéndole en orden la obra de desvío y la obra de toma.

En las Cortinas del tipo gravedad y de machones con placas fácilmente se pueden adaptar vertedores de demasías que viertan por encima de ellas, incluso para gastos de gran consideración; en cambio las Cortinas del tipo arco, vertedoras, se limitan a pequeños gastos y con caídas reducidas.

Las Cortinas de machones y placas no se adaptan bien para vertedores controlados con compuertas radiales de grandes dimensiones, aún cuando pueden serlo para compuertas relativamente pequeñas. Las Cortinas de machones con arcos múltiples no son muy favorables para ser vertedoras debido a la dificultad de acondicionar el cimacio del vertedor.

Los vertedores con canal lateral y descarga en túnel en la ladera son adaptables a cualquier tipo de Cortina.

Cuando se requieren vertedores de gran capacidad, y donde el agua adquiere altas velocidades, es recomendable que la descarga sea en canal abierto, razón por la cual resulta favorable la solución de Cortinas del tipo gravedad y de machones y placas, vertedoras.

Las Cortinas de tierra, enrocamiento y materiales graduados no son aptas para ser vertedoras, debido a que los elementos del vertedor quedarían cimentados sobre materiales sometidos a asentamientos diferenciales durante el proceso de consolidación residual que casi siempre se presenta. En estas condiciones el canal de descarga no sería estable y se presentaría la falla de la estructura.

- **B. Desvío.**

El método para desviar el escurrimiento del río durante la construcción de la Cortina depende del tipo de la misma, del tipo de obras de excedencias y de toma, del flujo probable propiamente dicho y del espacio disponible en la zona de construcción.

Cuando se trate de Cortinas de concreto, de gravedad y arco, ya sean vertedoras ó no vertedoras, y haya suficiente espacio para el equipo de construcción, con frecuencia es conveniente hacer colados de concreto por bloques y dejar pasar el flujo entre ellos, sin que tenga influencia el gasto máximo que brinque sobre la estructura.

En otras ocasiones es probable que el flujo, pueda pasar a través de un hueco que se deje en la estructura; al igual que en las Cortinas de machotes, el desvío se puede hacer entre ellos, y posteriormente a través de un hueco en la cubierta.

El desvío por medio de túneles construidos en las laderas de los cañones y que libran la zona de construcción pueden tener alguna ventaja en las Cortinas de concreto, y su uso es casi obligado en Cortinas de tierra y materiales graduados.

Para Cortinas de tierra y materiales graduados con mucha frecuencia hay necesidad de hacer el desvío en dos etapas: Una primera etapa en tajo ó canal y una segunda etapa en túneles. Los túneles de desviación se pueden usar con ventaja en la descarga de vertedores con canal lateral y en obras de toma y de control, por lo que en la planeación general se debe tener en cuenta ésa posibilidad.

El costo del desvío por lo general es mayor en las Cortinas de tierra y materiales graduados que con las Cortinas de concreto, debido a la gran amplitud de la base en las Cortinas de tierra y materiales graduados.

Pero, las diferencias en el costo de diferentes desvíos de modo ordinario no son de gran importancia en la selección del tipo de Cortina, salvo en el caso de que se tenga un río permanente y muy caudaloso.

- **C. Obra de toma.**

El costo de la obra de toma rara vez influye en la determinación del tipo de Cortina, ya sea ésta de gravedad, machones, tierra ó materiales graduados. Sin embargo, las Cortinas de arco, sobre todo las de arco delgado, no son ventajosas para tomas de gran tamaño ó para varios huecos de toma, especialmente en zonas de grandes esfuerzos en el concreto.

Si se requiere una obra de toma de gran capacidad, al mismo tiempo que una Cortina de arco, es preferible la solución a base de túnel ó túneles a través de la masa de roca en las laderas.

### **3. Efectos del clima.**

El clima, cuando es muy extremo, puede tener efectos perjudiciales en estructuras muy delgadas como arcos y machones, en donde conviene proteger las superficies expuestas a grandes cambios de temperatura para evitar que se “descascare” el concreto y se reduzca la sección útil.

### **4. Condiciones de tránsito.**

Con mucha frecuencia las presas inundan tramos de carreteras y caminos que quedan localizados dentro del vaso de almacenamiento y es indispensable su relocalización; en ésos casos la Cortina puede ser una buena solución para cruzar el río de que se trate.

La Cortina puede ser un sitio favorable para cruzar el río por un camino federal ó estatal, por lo que tal posibilidad se debe tener en cuenta en el diseño.

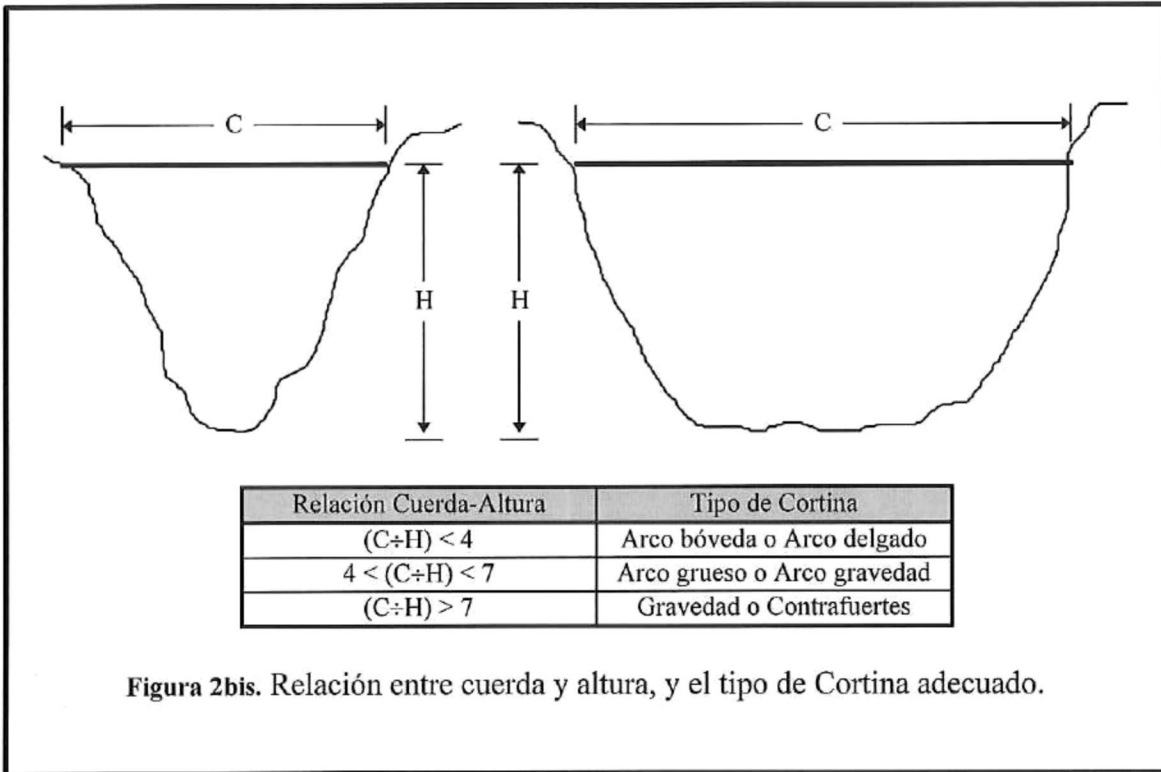


Figura 2bis. Relación entre cuerda y altura, y el tipo de Cortina adecuado.

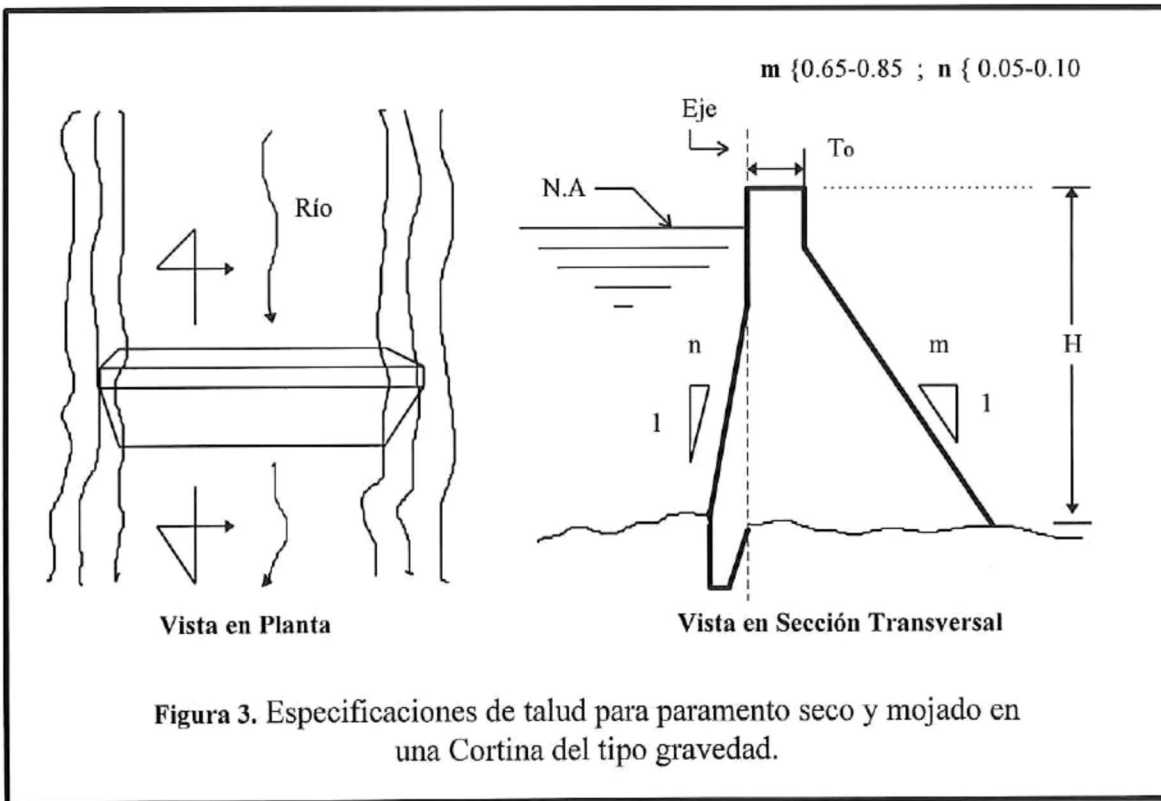


Figura 3. Especificaciones de talud para paramento seco y mojado en una Cortina del tipo gravedad.

Las Cortinas del tipo gravedad, arco grueso, tierra y materiales graduados se adaptan bien para la construcción de un camino en su corona; pero no sucede lo mismo en las de tipo de arcos delgados y machones, en donde se deben hacer consideraciones especiales al respecto, muchas veces con un costo económico elevado.

En el caso de navegación fluvial, en donde podría existir la necesidad de prever la construcción de esclusas, solamente la Cortina de tipo de arco podría presentar algunas dificultades en la localización de las mismas, pero por lo general no es un factor determinante en la selección de las mismas.

### **Falla de presas.**

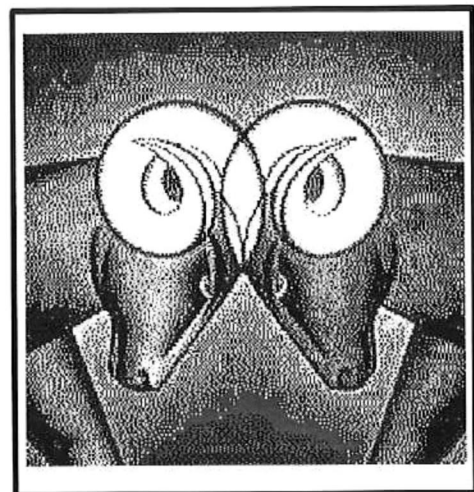
La Comisión Internacional de Grandes Presas publicó hace algunos años (1973) su “Leçons tirées des Accidents de Barrages”, en donde aparece la relación de fallas en grandes presas desde 1830 hasta 1965, fecha hasta la cual tenían un registro de 8925, considerando “presa grande” a aquella cuya Cortina tiene una altura mayor de 15m.

Hasta 1965, se habían presentado 466 accidentes y fallas, y 289 presas habían sufrido fallas parciales ó totales en la Cortina ó en las obras auxiliares.

En la tabla siguiente aparece la lista de las causas que provocaron la falla y su porcentaje considerando que 289 es igual a 100%.

Causa	Porcentaje (%)
Falla en la estabilidad de la Cortina principal	37
Falla de la cimentación	34
Obra de excedencias inadecuada	17
Falla en los conductos de desfogue	3
Sismos	3
Falla de diques en la Presa	1
Otras	5

**PARTE DOS:  
ESTUDIOS**



Los Estudios están divididos en dos clases:

- A. Estudios preliminares.
- B. Estudios definitivos.

Estos a su vez están divididos en los siguientes:

- Estudios preliminares:
  - I.1 Estudios topográficos.
  - I.2 Estudios geológicos.
  - I.3 Estudios agrológicos.
  - I.4 Estudios hidrológicos.
  - I.5 Estudios socioeconómicos.
  - I.6 Estudios de mecánica de suelos.
  - Anteproyecto y conclusiones.
- Estudios definitivos:
  - II.1 Estudios topográficos.
  - II.2 Estudios geológicos.
  - II.3 Estudios agrológicos.
  - II.4 Estudios hidrológicos.
  - II.5 Estudios socioeconómicos.
  - II.6 Estudios de mecánica de suelos.
  - II.7 Aspecto constructivo.

De lo anterior observamos que la diferencia en cuanto a Estudios preliminares y definitivos, es el anteproyecto y conclusiones en los Estudios preliminares, y el aspecto constructivo en los Estudios definitivos. Ahora, analizaremos los diferentes Estudios existentes dentro de los Estudios preliminares y definitivos.

- **I. Estudios preliminares.**

- I.1 Estudios topográficos preliminares.**

Estos Estudios comprenden:

- A. Levantamiento de cuenca.
- B. Levantamiento de vasos.

- C. Levantamiento de boquilla.
- D. Levantamiento de zonas de riego.

- **A. Levantamiento de cuenca.**

Es aceptable obtener el área de la cuenca utilizando una carta geográfica, si se cuenta con los datos de referencia tomados en el campo para su localización en tal carta.

Si no es posible definir la cuenca en la carta geográfica, se procede al levantamiento topográfico usando el siguiente método:

El levantamiento se puede realizar con una poligonal a lo largo del parteaguas midiendo los ángulos con brújula y las distancias con telémetro, fijándose los puntos más importantes del arroyo principal y sus tributarios. Las pendientes de los cauces se pueden obtener usando nivel de mano y telémetro, o bien con clisímetro.

Los datos a obtener durante el levantamiento son:

- 1. Forma de la cuenca y su área.
- 2. Coeficiente de escurrimiento de acuerdo a las características de vegetación, topografía, geología, etc.

- **B. Levantamiento de vasos.**

Si el vaso es *pequeño*, el levantamiento se realiza con una poligonal a lo largo del cauce usando brújula, cinta de acero y nivel de mano. Empleando esta poligonal se realizan secciones transversales espaciadas de acuerdo a la topografía del terreno.

Si el vaso es *mediano ó grande* el levantamiento se realiza con una poligonal con estadía, siguiendo aproximadamente la curva del embalse probable, cerrándola en la boquilla y tomando a uno y otro lado de la poligonal varios puntos de configuración.

Además de la poligonal anterior, se llevará otra por el cauce de la corriente tomándose los puntos de configuración necesarios.

Aparte de las características generales del vaso se toma la siguiente información:

- Nombre de la corriente por aprovechar.
- De qué río es afluente.
- Características del cauce principal.
- Régimen de la corriente.

- Época de lluvias y estiaje.
- Avenidas máximas. Poder destructivo, tipo y tamaños de acarreos, huellas dejadas.

- **C. Levantamiento de boquilla.**

Este levantamiento se realiza por medio de secciones transversales usando brújula, nivel de mano y cinta de acero. El número de secciones transversales depende de la topografía. Cuando las boquillas tengan líneas de nivel rectas y paralelas, bastarán 2 ó 3 secciones. Además, se anotan las características generales de la boquilla.

- **D. Levantamiento de zona de riego.**

Como se trata de un Estudio preliminar NO es necesario realizar el levantamiento de la zona de riego, y basta con investigar si existen tierras que satisfacen la necesidad del Proyecto ó estimar la superficie de riego disponible, lo que puede hacerse durante la visita de inspección.

Además, se hará un recorrido por la zona de riego para conocer en forma aproximada las longitudes del canal muerto y del principal, y tener idea del límite de la zona regable. En el recorrido se observarán los obstáculos a salvarse mediante estructuras y cuyo costo aproximado se tomará en cuenta para la determinación de su antepresupuesto.

**Nota:** Para cada uno de los levantamientos topográficos preliminares se elabora su plano a escala, conteniendo los datos necesarios que ayuden al objetivo de tales Estudios.

## **I.2 Estudios geológicos preliminares.**

Su objetivo es reunir información indispensable que ayude a la formulación de un anteproyecto y evitar gastos en la realización de estudios definitivos en los aprovechamientos que pueden quedar desechados en la inspección geológica preliminar o en la visita de inspección.

Este estudio comprende:

- Geología de la boquilla.
- Geología del vaso.

- **A. Geología de la boquilla.**

Se debe obtener la información geológica general de aquel o aquellos sitios propuestos para seleccionar uno donde después se hará el levantamiento detallado.

Los datos a recabar en la boquilla son:

- Geomorfología.
- Geología, y
- Estratigrafía generales.

Se deben realizar algunos pozos a cielo abierto, que son necesarios para interpretar de manera más directa la geología de la boquilla.

- **B. Geología del vaso.**

Se realiza un reconocimiento del vaso para determinar sus características geológicas principales, recabando información sobre la posición estructural y estratigrafía de aquellas zonas de clara infiltración, manantiales y de otros factores que pueden influir para desechar el sitio propuesto.

Si existen manantiales, se determina su control geológico y se toma una muestra de agua para su análisis químico; además de aforar y tomar su temperatura. Se trata de conocer si el agua proviene de un acuífero superficial o subterráneo, y si es susceptible de afectar al almacenamiento al invertirse su flujo con la carga del embalse.

Se hace un informe con un resumen del Estudio hecho y un croquis que muestre el levantamiento realizado. Cuando se disponga de planos de topografía, se realiza el perfil geológico con el auxilio de los pozos a cielo abierto, y en la topografía del vaso se consignará la geología superficial.

### **I.3 Estudios agrológicos de reconocimiento.**

Su objetivo es determinar si existen terrenos irrigables en la zona propuesta, que ameriten un Estudio detallado. Estas investigaciones se realizan al mismo tiempo con los otros Estudios preliminares que se estén desarrollando.

En este Estudio se investiga si existe en los suelos algún factor o factores que impidan o limiten gravemente las posibilidades de desarrollo agrícola, tales como la presencia de salitre en exceso en suelos aparentemente buenos, necesidad de drenaje, etc.

Estos Estudios permiten desechar los Proyectos sin atractivo y son concluyentes cuando se prueba la presencia de circunstancias desfavorables insuperables.

Si la conclusión es dudosa o favorable, hay que realizar Estudios detallados, semidetallados o especiales para investigar las circunstancias dudosas, en caso favorable, para delimitar cuidadosamente los suelos estudiados y realizar el Estudio económico que permita la utilización completa del trabajo en sus diversas aplicaciones.

Los temas que deben desarrollarse más ampliamente son: Necesidad de riego, climatología de la región, agricultura, coeficiente de riego y condiciones especiales del Proyecto que deberán ser tratadas en el informe respectivo porque presentan o pueden presentar problemas importantes como:

- Que el clima de la región impida o dificulte el desarrollo de la agricultura (por heladas, altitud, vientos huracanados, etc).
- Que los suelos sean muy alcalinos. Siendo necesario estudiar la clase de sales,, su distribución en el perfil, oscilaciones del manto friático, permeabilidad, y posibilidades de bonificación.
- Que los suelos no sean agrícolas o regables porque sus clases dominantes sean de 3a. o 4a. clase.
- Las plagas y enfermedades que pueden ser causa constante de pérdidas de cosechas.

Los informes de este tipo de Estudios deben ser claros y formularse de acuerdo a lo dicho antes, pues de su contenido dependerá si conviene continuar con los Estudios o si el Proyecto debe desecharse.

#### **I.4 Estudios hidrológicos preliminares.**

Su objetivo es obtener en forma aproximada los datos siguientes para el anteproyecto:

- Capacidad total probable del almacenamiento en función de la disponibilidad hidrológica.
  - Gasto de la avenida máxima probable del anteproyecto.
  - Superficie probable de riego.
- **A. Capacidad total.**

Esta se calcula con la siguiente expresión:

$$\text{capacidad total} = \text{capacidad útil} + \text{capacidad de azolves}$$

Donde la “*capacidad útil*” se puede deducir del volumen medio anual (VE) que se escurre por el lugar, o del volumen que realmente se puede aprovechar de la cantidad disponible hidrológicamente.

El volumen medio anual escurrido (VE) se obtiene de:

$$VE = (A)(C)(Pm)$$

donde:

**A** es la área de la cuenca.

**C** es el coeficiente de escurrimiento.

**Pm** es la precipitación media anual en la estación base.

Debido a que el volumen aprovechable es una parte del volumen medio anual escurrido y como ese porcentaje varía bastante de un Proyecto a otro, por simplificación y para una estimación aproximada, se toma un valor promedio de 70%, o un porcentaje de aprovechamiento de acuerdo a los Proyectos estudiados en cada región o de acuerdo con los datos de los Estudios hidrológicos de los Proyectos de la zona, para el porcentaje de aprovechamiento, eficiencia del vaso, y demanda anual bruta por hectárea.

$$Vol. Aprovechable = VA = 0.70 VE$$

Usando el criterio anterior se puede considerar que el vaso funcionará con una eficiencia media de 0.80; la capacidad útil (CU) se puede considerar como:

$$CU = VA \div EFIC = VA \div 0.80 = 1.25 VA$$

o también:

$$CU = 0.70 VE \div 0.80 = 0.875 VE$$

La capacidad de azolves, la podemos considerar en promedio como:

$$Cap. de azolves = 0.05 VE$$

- **B. Superficie de riego.**

Para definir la superficie aproximada que se puede beneficiar con el Anteproyecto, se supone que cada hectárea de tierra requiere anualmente un volumen promedio de 7000 m<sup>3</sup> de agua tratándose de diferentes cultivos y en caso de monocultivos, pueden ser necesarios un promedio de 8000 m<sup>3</sup> de agua, de aquí que al dividir el volumen aprovechable entre un valor medio de 7500 m<sup>3</sup>/hectárea se llega a obtener la superficie de riego para el Anteproyecto.

- **C. Determinación de la avenida máxima.**

Esta puede hacerse utilizando registros y métodos estadísticos como Gumbel, Nash, etc.

### **I.5 Estudios socioeconómicos preliminares.**

Su objetivo es conocer en forma general las condiciones y características socioeconómicas que privan en la localidad probablemente beneficiada con el Proyecto, los recursos existentes y su utilización, los problemas socioeconómicos actuales y los que pudieran ocurrir con la ejecución de la obra, con atención a la actividad agrícola, niveles de vida y bienestar de los posibles beneficiados. Con estos elementos se detecta la posibilidad económica del Proyecto, la cual se determina plenamente en el Estudio socioeconómico definitivo.

Este estudio socioeconómico preliminar puede justificar, limitar o diferir la ejecución de una obra de igual forma que por topografía, geología, agrología, hidrología, etc. Una obra puede no ser factible por aspectos sociales o económicos, como conflictos por tenencia de tierra, costos o beneficios inadecuados, comercialización, crédito, etc.

### **I.6 Estudio de mecánica de suelos preliminar.**

Por medio de inspección visual se localizan los bancos de roca, agregados, filtros, y respaldos. Se cuantifican aproximadamente los volúmenes disponibles y se localizan en cartas o croquis.

### **Anteproyecto y conclusiones.**

Al realizar varios Anteproyectos con base en los datos obtenidos en el campo, se puede discutir las ventajas y desventajas de cada uno de ellos, desde el punto de vista del funcionamiento, eficiencia, costo, problemas constructivos, etc. Después de hecho lo anterior se cuenta con los elementos suficientes para preferir alguna alternativa sobre las demás.

En base a todos los Estudios preliminares, en las conclusiones se debe señalar la conveniencia o inconveniencia del aprovechamiento, las características de la obra; así como las recomendaciones necesarias para la buena planeación de la obra como es la jerarquización de los estudios definitivos.

Si el diagnóstico es favorable para la realización del Proyecto., se continúa de inmediato con los Estudios definitivos. Aunque en algunas ocasiones se difiere el Proyecto por cuestiones técnicas, económicas, de carácter legal o se recomienda la suspensión temporal de los Estudios en tanto no se solucionen los problemas de cualquier clase que pudieran afectar la realización de la obra.

- **II. Estudios definitivos.**

- **II.1 Estudios topográficos definitivos.**

Estos Estudios están destinados a la planeación y desarrollo del Proyecto, y son los siguientes:

- Cuenca.
- Vaso.
- Boquilla.
- Zona de riego.

Ahora, analizaremos cada uno de estos Estudios topográficos definitivos.

- **A. Levantamientos de cuencas de captación.**

Su objetivo es determinar la superficie y forma de concentración de los escurrimientos, para utilizar estos datos en la solución de problemas hidrológicos.

Al hacer este levantamiento deben obtenerse los siguientes datos (se sugiere a una escala de 1:20,000):

1. Área y forma de la cuenca.
2. Forma y concentración de los escurrimientos (cauces principales y pendiente de los mismos).
3. Cubierta vegetal (forestal, cultivadas, pastizales, etc).
4. Geología superficial.
5. Existencia dentro de la cuenca de obras hidráulicas, centros urbanos, vías de comunicación, etc.

Los datos anteriores son útiles para determinar el coeficiente de escurrimiento. El levantamiento de una cuenca de captación se realiza del siguiente modo:

**Nota:** En caso de que no exista la información adecuada para definir la extensión de la cuenca en cartas geográficas, hay que verificarla en el campo o hacer un levantamiento topográfico.

1. Realizar una poligonal con tránsito y cinta o tránsito y estadía, que abarque casi toda la cuenca, identificando el parteaguas. Además de poligonales auxiliares apoyadas en la primera a lo largo de los cauces principales, para conocer la forma de concentración del agua, además de calcular los desniveles en las estaciones y tener la configuración aproximada del terreno.

2. Realizar una poligonal con tránsito y cinta o tránsito y estadía, a través de lugares accesibles de la cuenca y desde cuyos vértices puedan verse la mayor cantidad de puntos del parteaguas, para utilizarla como apoyo para la plancheta, para definir por intersecciones la configuración del terreno y los detalles importantes.

Este procedimiento permite obtener la aproximación necesaria para esta clase de trabajos y por ello es el que se recomienda.

La precisión requerida por la importancia de los datos obtenidos es de 1:100, pues las fórmulas que intervienen en un estudio hidrológico utilizan coeficientes muy variables lo que hace innecesario una aproximación mayor. Para las poligonales de apoyo los cierres de 1:500 son satisfactorios.

- **B. Levantamientos de vasos de almacenamiento.**

Tiene como objetivo determinar su plano topográfico, el cual sirve para:

1. Conocer su capacidad a diferentes elevaciones.
2. Conocer las áreas de embalse a diferentes elevaciones, para estimar pérdidas por evaporación y capacidad de efectos regularizadores.
3. Apoyo a los Estudios geológicos.
4. Determinar las áreas y distribuciones de las propiedades que puedan ser inundadas y poder evaluar las indemnizaciones correspondientes.

Este levantamiento se divide en dos partes:

1. Establecimiento de puntos de control y apoyo.
2. Configuración del terreno y levantamiento de detalles.

Ahora, analizando estas dos partes tenemos lo siguiente:

- 1. Establecimiento de puntos de control y apoyo.**

Para apoyo del levantamiento se realizan poligonales con tránsito y cinta, a lo largo de caminos, linderos, cauces, etc., para reducir longitudes de brechas, y se recomienda a escala de 1:5,000.

Como origen del levantamiento, se elige un punto situado sobre el eje ya establecido para apoyo de la boquilla y de ese punto parte la poligonal principal, la cual debe ser cerrada a una elevación de 10m arriba del embalse, con tránsito y cinta por conservación de azimut. Aguas abajo del eje, se prolongará en una longitud de 300m.

Las poligonales se monumentan en dos vértices consecutivos de cada kilómetro, y en el caso de poca longitud a cada 500m. El cierre angular de las poligonales principales estará dentro de la siguiente tolerancia:

$$T = 2a \sqrt{n}$$

donde:

- T** es la tolerancia en minutos.
- a** es la aproximación del aparato en minutos.
- n** es el número de vértices de la poligonal.

La tolerancia para el cierre lineal es de 1:500. Para el control vertical se deben nivelar todos los vértices con nivel fijo. Las nivelaciones deben comprobarse a cada 500m, regresando al banco de partida.

El desnivel obtenido entre los bancos de nivel debe cumplir con la tolerancia siguiente:

$$T = 6 \sqrt{n}$$

donde:

- T** es la tolerancia en milímetros.
- n** es el número de estaciones.

## 2. Configuración del terreno y levantamiento de detalles.

La configuración del terreno, levantamiento catastral y detalles del vaso se hacen con tránsito o plancheta, sirviendo de apoyo los vértices de las poligonales previamente trazadas y niveladas.

Los datos que se deben incluir tendrán que ver con el uso actual del terreno dentro del vaso, como son: tierras ganaderas o agrícolas, zonas de riego o temporal, cultivos en desarrollo, propiedades ejidales o particulares, construcciones, caminos, etc.

Como resultado se elaboran dos planos:

**Plano 1:** El cual contiene el control horizontal y vertical de la configuración con curvas de nivel a cada metro, y en el cual se muestran los cadenamientos de las poligonales, las elevaciones de sus vértices y de los puntos de apoyo para las poligonales y las gráficas de áreas-capacidades.

**Plano 2:** Este será de conjunto y en este se indicará la planimetría catastral y los detalles del vaso; sólo deben aparecer en este plano las poligonales de apoyo establecidas, linderos, construcciones, caminos, etc.

- **C. Levantamiento de boquillas.**

Sus objetivos son:

- Contar con un apoyo para las exploraciones geológicas.
- Disponer de un plano topográfico detallado para el diseño de la cortina y obras auxiliares.
- Establecer puntos de apoyo que serán usados para control de líneas y niveles durante la construcción.

El levantamiento de la boquilla consta de dos partes:

1. Establecimiento de puntos de control y apoyo.
2. Configuración del terreno y levantamiento de detalles.

Ahora, analizaremos cada una de estas partes.

### **1. Establecimiento de puntos de control y apoyo.**

Los puntos de control y apoyo se fijan por medio de poligonales corridas con tránsito y cinta, y el método de medición directa de ángulos; se sugiere una escala de 1:5,000. El procedimiento es:

1. Primero se traza la línea que corresponde al eje topográfico probable de la cortina, y después se realiza la poligonal de apoyo cerrada que abarque el área necesaria aguas arriba y aguas abajo del eje probable para alojar estructuras. Todos los vértices de estas poligonales se deben nivelar con nivel fijo y deben referenciarse.
2. Los puntos de control se monumentan y deben referenciarse para su localización rápida, pues estos servirán de apoyo para el trazo de la cortina y de las obras auxiliares. Estos puntos se referirán al nivel del mar preferentemente.

### **2. Configuración del terreno y levantamiento de detalles.**

La configuración y levantamiento de detalle se hace con plancheta o con secciones transversales al eje y niveladas con nivel fijo. Se deben detallar los cauces naturales, acantilados, sitio probable para alojar el vertedor y su canal de descarga; puertos que tengan que cerrarse o puedan servir para alojar el vertedor, etc. Para lo anterior es necesario establecer poligonales secundarias.

Este tipo de levantamientos debe tener una precisión en el cierre lineal de 1:5,000. El cierre angular debe estar dentro de la tolerancia dada por la siguiente fórmula:

$$T = a \sqrt{n}$$

donde:

- T** es la tolerancia en minutos.
- a** es la aproximación del aparato en minutos.
- n** es el número de vértices de la poligonal.

La tolerancia en las nivelaciones está dada por la siguiente fórmula:

$$T = 10 \sqrt{k}$$

donde:

- T** es la tolerancia en milímetros.
- k** es el número de kilómetros nivelados.

Como resultado del trabajo anterior se realiza un plano que contenga la planta con curvas de nivel a cada metro y el perfil de la boquilla, incluyendo los datos necesarios para proyectar las estructuras necesarias de que constará el Proyecto. Además, se dibujará el control horizontal y vertical de los levantamientos indicando cadenamamientos y elevaciones en los vértices de la poligonal, puntos principales de apoyo y monumentos, los cuales se hacen destacar.

- **D. Levantamiento de zona de riego.**

Su objetivo es formar un plano topográfico para proyectar sobre el los sistemas de distribución, drenaje y caminos que constituirán la zona de riego.

Este levantamiento se puede dividir en dos partes:

1. Control y apoyo del levantamiento.
2. Configuración del terreno y levantamiento del detalle.

Las escalas convenientes pueden ser 1:2,000 o 1:5,000. Ahora, analizaremos cada una de estas dos partes de este levantamiento.

- 1. Control y apoyo del levantamiento.**

El control y apoyo del levantamiento está dividido en:

- 1.1 Control horizontal.
- 1.2 Control vertical.

- 1.1 Control horizontal.**

Para superficies pequeñas el control horizontal consiste en una poligonal cerrada que se realice cerca del perímetro del terreno.

Para superficies mayores el control horizontal consiste en una poligonal cerrada con tránsito y cinta, usando el método de conservación del azimut. Estas poligonales se realizan de modo que las estaciones de control queden localizadas en los sitios más ventajosos para el levantamiento de detalles; de preferencia si es posible, a lo largo de caminos o linderos de propiedad.

Todas las estaciones de control deberán monumentarse. La tolerancia lineal será de 1:5,000 y el cierre angular de:

$$T = a \sqrt{n}$$

donde:

- T es la tolerancia en minutos.
- a es la aproximación del aparato en minutos.
- n es el número de vértices de la poligonal.

## 1.2 Control vertical.

Consistirá en una serie de bancos de nivel convenientemente distribuidos sobre el terreno, los cuales servirán como puntos de partida o cierre de poligonales, o para situar en elevación los puntos de apoyo que se usarán para efectuar la configuración del terreno. Los puntos de control vertical se establecerán por medio de nivelaciones directas, precisamente en las estaciones de control horizontal antes ya monumentadas.

Los bancos de nivel se referirán siempre al nivel del mar. Para las nivelaciones se usará nivel fijo y se deberán comprobar a cada 500m, regresando al banco de partida. La tolerancia para cada 500m de nivelación será de 5mm.

## 2. Configuración del terreno.

El procedimiento a seguir en este caso es el mismo que el utilizado para la configuración del terreno del vaso. El área de la zona de riego levantada debe ser mayor que el área posible por beneficiar.

Como resultado de este levantamiento se elabora un plano conteniendo los controles horizontal y vertical, cadenamientos, elevaciones principales de apoyo y de las que sirvieron de base para la configuración del terreno, la cual se dibuja con equidistancias de un metro entre curvas de nivel; además, se vaciarán en el plano los principales detalles del terreno como: ríos, arroyos, caminos, veredas, ferrocarriles, líneas de transmisión, centros de población, terrenos en cultivo, etc.

Conviene incluir también en los planos la tabla de cálculo de las coordenadas de los vértices de la poligonal principal.

## **II.2 Estudios geológicos definitivos.**

Esta clase de Estudios son de capital importancia, pues pequeñas infiltraciones pueden originar el fracaso de la obra.

Obviamente estos Estudios están orientados a obtener con el menor gasto posible, el máximo de conocimientos; pero nunca se deben escatimar gastos para su realización.

Los Estudios que se deben realizar antes de los trabajos de la exploración son los siguientes:

Se levanta un plano de la geología superficial de la zona de la Presa en Proyecto, abarcando boquilla y vaso, en el que deben aparecer las condiciones generales de la estructura geológica y secuencia estratigráfica. Como complemento a este plano si es posible, se hace la clasificación y la medición de los sistemas de fracturamiento en los afloramientos de las rocas que constituyen la boquilla, con el fin de correlacionar su geometría y su intensidad con la estabilidad de los cortes y obras de excavación que puedan necesitar los diseños de la obra.

Estos levantamientos de geología superficial sirven para interpretar en forma general, cuáles son las características principales de las estructuras geológicas y los de resistencia, estabilidad y permeabilidad de las formaciones de la zona, la excavación de pozos a cielo abierto localizados en base a este levantamiento permiten ampliar la información geológica que en caso de que aún se considere incompleta, se deberá de formular un programa de sondeos exploratorios con máquina, que defina las características geológicas necesarias para el buen desarrollo del Proyecto.

### **A. Geología de la boquilla.**

Se hace el levantamiento con detalle para relacionar la geología local con las diferentes partes estructurales de la obra: cortina, vertedor y obra de toma. Se debe poner especial atención a la zona de cimentación de la cortina, en lo que se refiere a permeabilidad y resistencia.

Para esto, se excavan pozos a cielo abierto a lo largo del eje propuesto a cada 30m, incluyendo uno como mínimo aguas arriba y aguas abajo, sobre el cauce principal.

La ubicación de los pozos se debe hacer de acuerdo con la topografía y geología, y se harán a una profundidad de 8m tratando de llegar al material aceptable para el desplante de la obra. Donde la roca sana aflora pueden omitirse las excavaciones, excepto si se localiza sobre accidentes geológicos, como: fallas, fracturas, zonas permeables, etc.

## **B. Geología del vaso.**

Es necesario levantar con detalle las estructuras geológicas como oquedades (huecos), fracturas, fallas, cuerpos permeables, etc., así como la capa permeable que cubre las rocas para relacionarlas con la cota del embalse a fin de predecir los posibles efectos permeables en relación al almacenamiento, para prever la posibilidad de la ejecución de tratamientos locales económicamente posibles, como el inyectado, tendido de arcilla, en alguna zona del vaso, que presenten características permeables desfavorables para el buen funcionamiento del vaso.

Para verificar el grado de permeabilidad de los materiales que constituyen el vaso o la boquilla, hay que realizar pruebas de permeabilidad de campo, las cuales se pueden hacer en el fondo de los pozos a cielo abierto a medida que avanza la excavación de los mismos.

La prueba de campo consiste en excavar un cubo de 30cm por lado, el cual se llena con agua varias veces para saturar el terreno, y una vez que se cumple esto, se vuelve a llenar; y por el tiempo empleado en ser absorbida el agua se juzga la permeabilidad del material.

El control de las pruebas se hace midiendo cada hora el abatimiento que presenta el espejo del agua, elaborando con estos datos una curva, niveles de agua en función del tiempo. Se considera que un terreno es poco permeable si el agua tarda entre 25 y 30 horas en infiltrarse totalmente.

Si se considera necesario hacer pruebas más exactas se pueden emplear las pruebas Lefranc o Lugeón, o cualquier otro tipo de pruebas relativas. Los ensayos Lefranc se hacen en terrenos granulares, gruesos o finos, y las Lugeón en rocas fracturadas.

Con los datos obtenidos el Ingeniero Geólogo realiza un informe que contenga su opinión en relación con las características del sitio estudiado, el grado estimado de intensidad de los problemas y las recomendaciones que cree convenientes, ilustrándolo con planos geológicos del vaso y boquilla, y las gráficas obtenidas de las pruebas de permeabilidad.

## **II.3 Estudios agrológicos definitivos.**

Estos son parte importante de los Estudios técnicos básicos, y son indispensables para la buena planeación de los Proyectos de riego.

De acuerdo a las necesidades del Proyecto se realizan en las siguientes categorías: Reconocimiento, Semidetallado, Detallado y Especial.

Estos Estudios son fundamentales dentro de los Proyectos, pues permiten determinar algunos aspectos importantes como:

1. Clasificación de suelos en series, tipos y fases.
2. Clasificación de suelos para su uso agrícola bajo riego.
3. Programas de cultivos en base a la relación suelo-agua-planta-clima.
4. Necesidad de nivelación de tierras.
5. Calidad del agua de riego.
6. Métodos de riego para los diferentes tipos de suelo.
7. Láminas de riego para cada tipo de suelo.
8. Necesidades globales de agua para cada cultivo.
9. Bases para el trazo de la red de distribución del agua.
10. Medidas para evitar la salinización de los suelos.
11. Necesidades de drenaje agrícola.
12. Capacidad de uso de los suelos.
13. Medidas para controlar la erosión.
14. Manejo que debe darse a los suelos.
15. Determinación del valor de la tierra.

#### **II.4 Estudios hidrológicos definitivos.**

Este Estudio comprende el análisis y determinación de los siguientes conceptos:

1. Régimen de la corriente.
2. Avenida máxima de Proyecto.
3. Curva tirantes-gastos de la corriente.
4. Capacidad de la obra de toma.
5. Funcionamiento analítico del vaso.
6. Tránsito de la avenida.
7. Azolves, acarreos y poder destructivo de la corriente.

Ahora bien, de la gran cantidad de datos hidrológicos de que se puede disponer, sin duda, el flujo en los ríos es el más importante en Ingeniería de Presas.

Ya que con el flujo de los ríos conocemos:

- El escurrimiento total anual y sus variaciones para el diseño de vasos regulares.
- El escurrimiento mínimo cuando se trata de derivaciones para su aprovechamiento.
- Flujos máximos para el diseño de obras de control y excedencias.

Algunas ocasiones el escurrimiento es determinado a partir de las precipitaciones; pero siempre que sea posible es conveniente usar datos obtenidos de medición directa.

El gasto de un río se puede medir de muchas formas. El método más común es usando un molinete sujeto a un cable que suspendido de un puente, canastilla o lancha, se introduce en el agua para medir su velocidad. La medición de la velocidad se repite 2-3 veces en una vertical y en 10 o 20 verticales en una sección del río (ver figura 4).

Multiplicando la velocidad media en una vertical por un ancho y una profundidad representativas, y sumando el resultado de todas las verticales se obtiene el gasto total de la sección.

Otra forma de determinar el gasto es midiéndolo cuando pasa por un vertedor.

Un tercer método consiste en usar la fórmula de Manning, siendo necesario conocer la sección transversal del río, pendiente longitudinal de un tramo cuando menos de 10 veces el ancho de la sección transversal, y estimar también el coeficiente de fricción para tal tramo.

Para obtener el valor de los tirantes en las estaciones de medición se emplea, ya sea una persona que mida estos valores o se instalan limnógrafos los cuales obtienen automáticamente los niveles del agua. Por medio de la curva tirante-gasto se transforman los niveles del agua en gastos instantáneos.

Es necesario comprobar que no existan obstáculos o confluencias aguas abajo de la estación de medición que provoquen remansos y afecten la relación tirantes-gastos.

Si los datos en una estación de medición son discontinuos, es posible complementarlos haciendo correlaciones con los de otras estaciones cercanas cuyos datos si estén completos.

La manera más fácil de hacer esto es graficando los datos existentes de ambas estaciones en coordenadas naturales o logarítmicas, y de esta correlación deducir los datos faltantes para la estación que nos interesa (ver figura 5).

Para ejemplificar lo anterior, usaremos el caso de las estaciones Xica y Atenango.

Año	Estación Xica	Estación Atenango	Año	Estación Xica	Estación Atenango
1952	?	2607 m <sup>3</sup> /seg	1956	?	2200 m <sup>3</sup> /seg
1953	?	1369 m <sup>3</sup> /seg	1957	?	1477 m <sup>3</sup> /seg
1954	?	2273 m <sup>3</sup> /seg	1958	2576 m <sup>3</sup> /seg	2969 m <sup>3</sup> /seg
1955	?	3188 m <sup>3</sup> /seg	1959	2255 m <sup>3</sup> /seg	2606 m <sup>3</sup> /seg

Año	Estación Xica	Estación Atenango	Año	Estación Xica	Estación Atenango
1960	1370 m <sup>3</sup> /seg	1556 m <sup>3</sup> /seg	1968	?	1564 m <sup>3</sup> /seg
1961	1764 m <sup>3</sup> /seg	2198 m <sup>3</sup> /seg	1969	1620 m <sup>3</sup> /seg	1850 m <sup>3</sup> /seg
1962	1317 m <sup>3</sup> /seg	1535 m <sup>3</sup> /seg	1970	1592 m <sup>3</sup> /seg	1820 m <sup>3</sup> /seg
1963	1365 m <sup>3</sup> /seg	1589 m <sup>3</sup> /seg	1971	1312 m <sup>3</sup> /seg	1510 m <sup>3</sup> /seg
1964	1547 m <sup>3</sup> /seg	1722 m <sup>3</sup> /seg	1972	1192 m <sup>3</sup> /seg	1380 m <sup>3</sup> /seg
1965	1500 m <sup>3</sup> /seg	1657 m <sup>3</sup> /seg	1973	1592 m <sup>3</sup> /seg	1840 m <sup>3</sup> /seg
1966	1157 m <sup>3</sup> /seg	1397 m <sup>3</sup> /seg	1974	1188 m <sup>3</sup> /seg	1380 m <sup>3</sup> /seg
1967	?	1893 m <sup>3</sup> /seg	1975	1273 m <sup>3</sup> /seg	1470 m <sup>3</sup> /seg

En el caso de que no existan estaciones cercanas, pero se tengan observaciones de poco tiempo en la estación de medición, es posible hacer correlaciones entre precipitación y gastos en los periodos conocidos y deducir los gastos para los periodos desconocidos.

### **Hidrogramas.**

Es la representación gráfica del flujo de un río con respecto al tiempo. Los gastos en las ordenadas son gastos medios diarios, mensuales o anuales. Las áreas bajo las curvas representan volúmenes diarios, mensuales o anuales respectivamente. Por lo tanto, es rápido y fácil determinar la cantidad de agua que escurre a través de una sección de un río entre dos fechas determinadas.

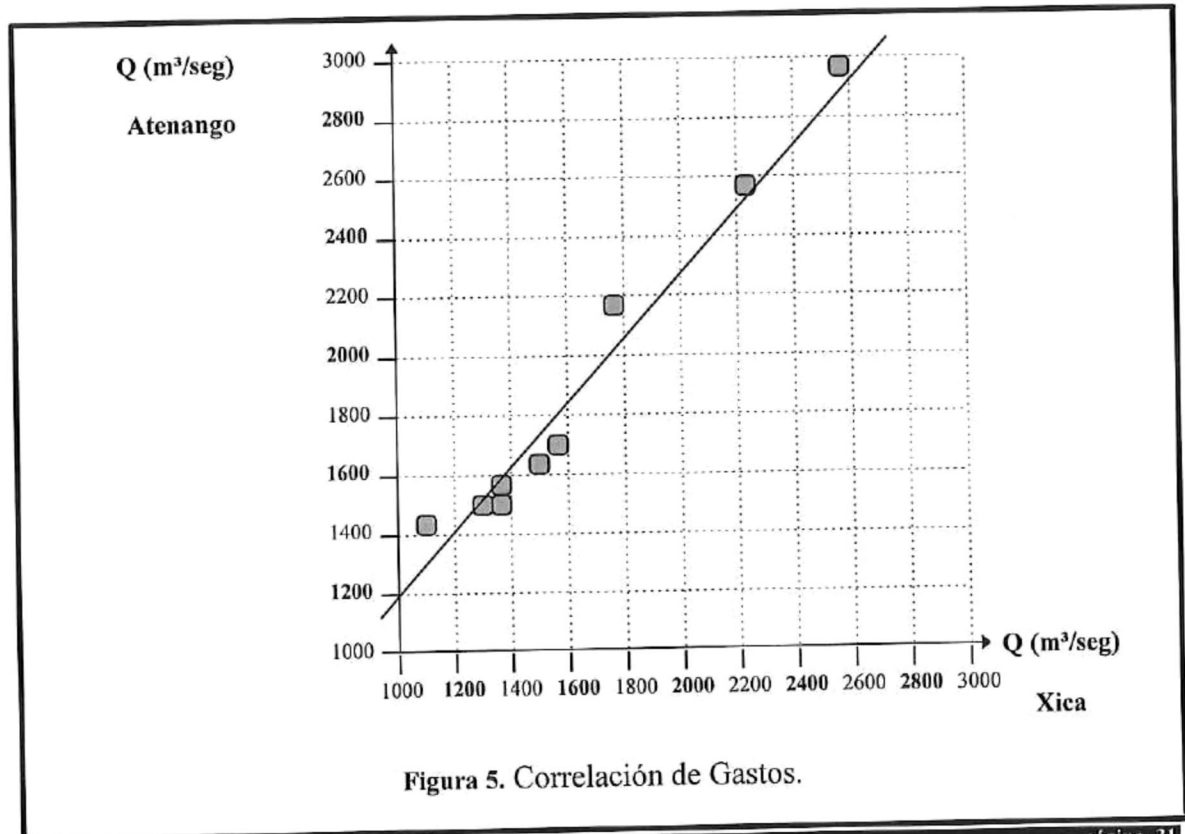
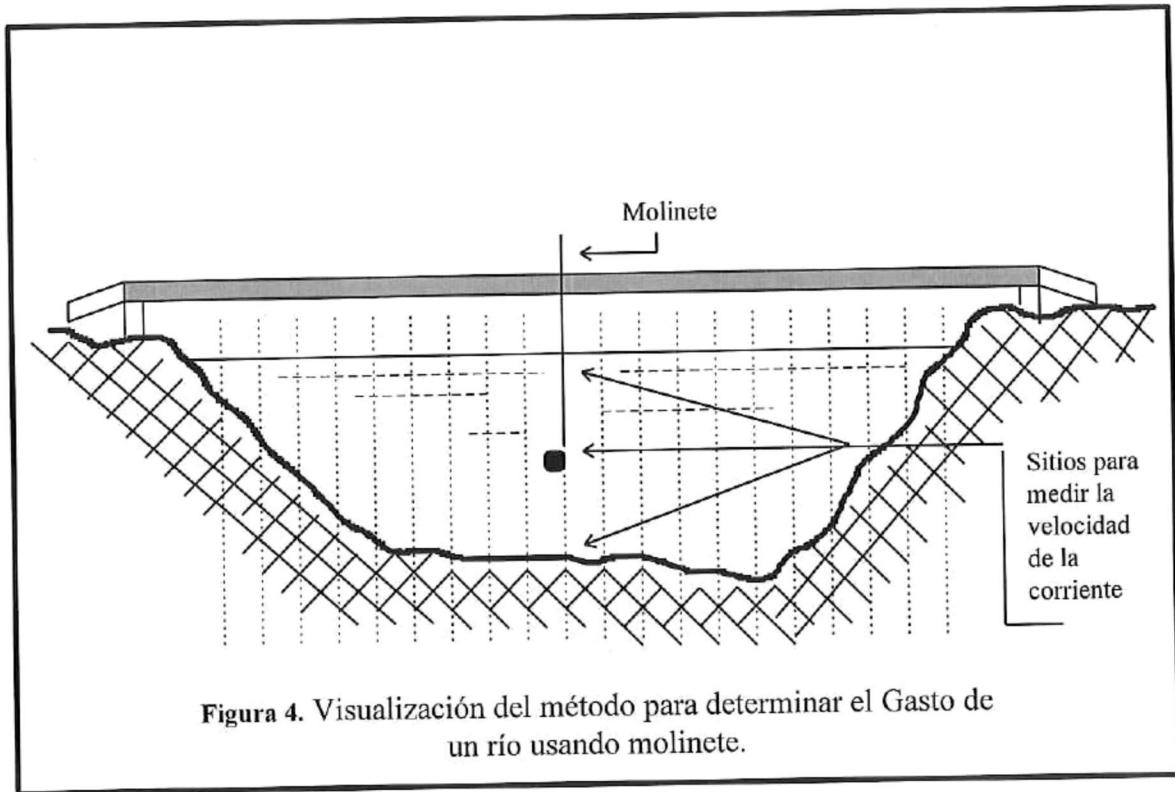
Un ejemplo de un hidrograma es el de la figura 6.

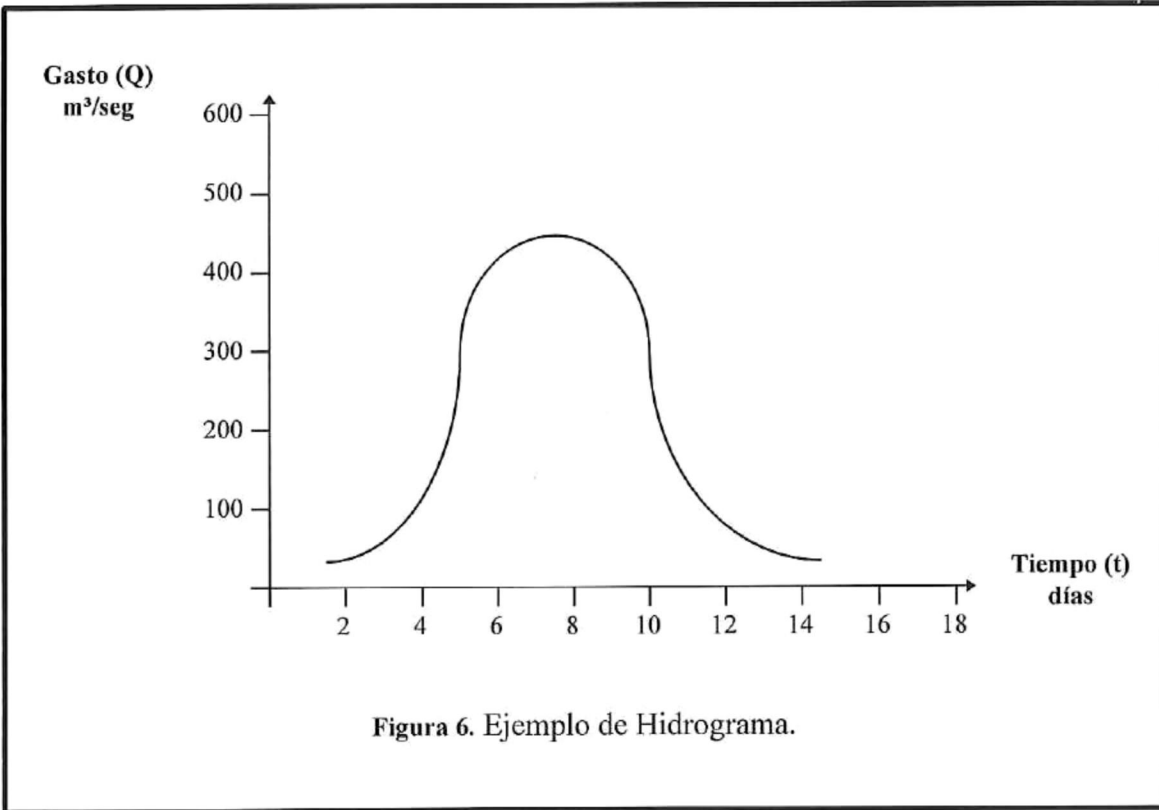
### **Curva masa.**

Es un método gráfico que permite visualizar, en un largo periodo, la tendencia en el flujo de un río. Es una forma conveniente para determinar el almacenamiento necesario de una Presa. La curva masa muestra la acumulación del escurrimiento a lo largo del tiempo (ver figura 7).

El eje x (abcisa) representa al tiempo y el eje y (ordenada) al volumen total de agua que ha pasado desde tiempo cero hasta el punto que nos interesa. La pendiente de la curva masa en un punto dado representa la variación del volumen con respecto al tiempo, o sea el gasto en el punto.

La pendiente de una línea que une dos puntos sobre la curva masa representa el gasto medio constante que se podría obtener, o sea el incremento total del volumen en el mismo periodo. Esta característica de la curva masa permite determinar fácil y rápidamente la capacidad de almacenamiento necesaria.





Volúmenes Acumulados ( $m^3 \times 10^9$ )

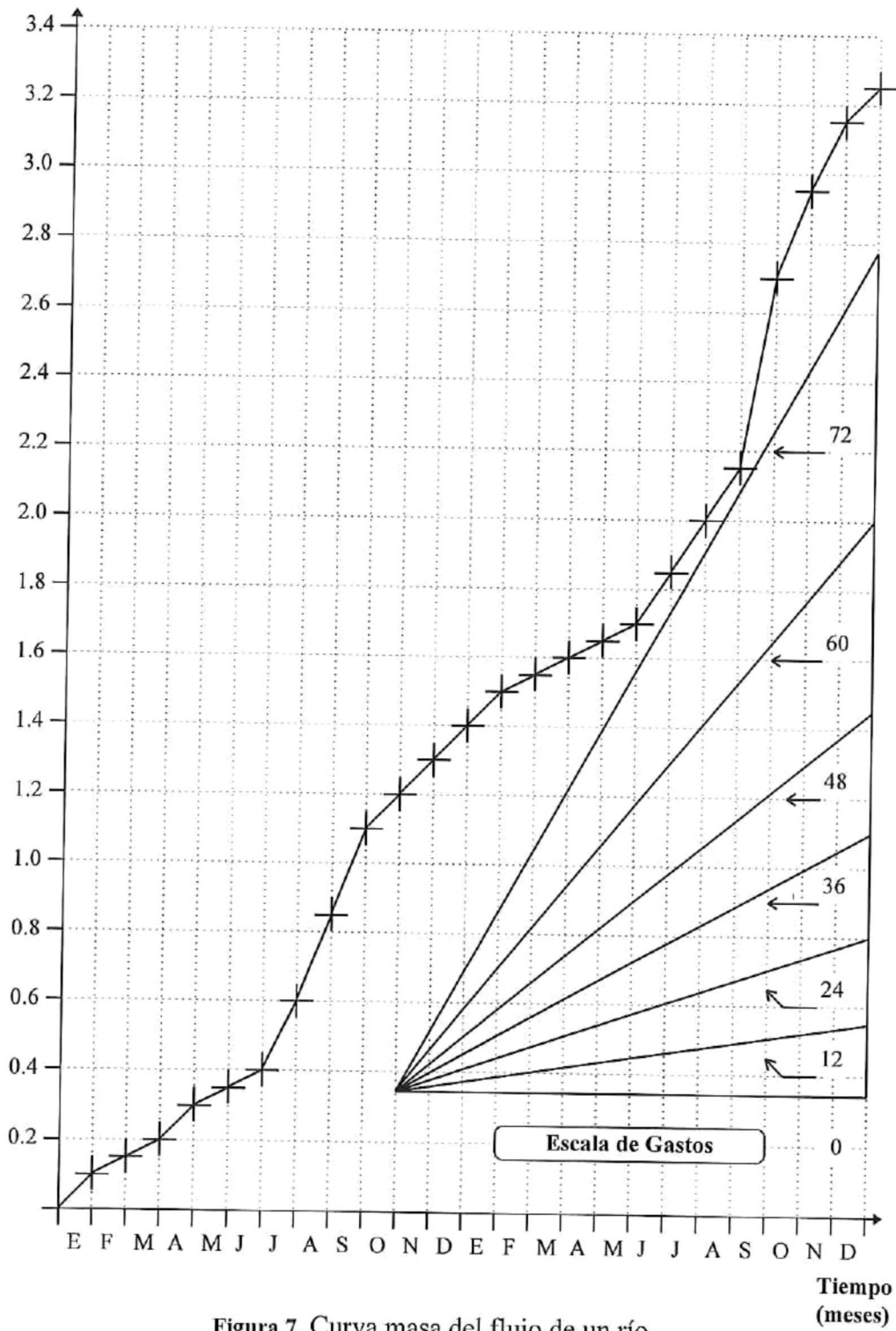


Figura 7. Curva masa del flujo de un río.

### Análisis de frecuencias.

El concepto de *curva de frecuencias* es más fácil de comprender mediante un ejemplo, y para esto tomaremos el periodo de observación de 17 años en la estación Atenango del Río ubicada sobre el río Amacuzac, y abarca desde el año 1952 a 1968 (ver figura 8).

Año	Gasto m <sup>3</sup> /seg	Posición Relativa	Magnitud m <sup>3</sup> /seg	Frecuencia %
1952	658	1	1430	2.941
1953	315	2	1379	8.824
1954	701	3	1328	14.706
1955	1328	4	911	20.588
1956	824	5	824	26.471
1957	374	6	814	32.353
1958	911	7	764	38.235
1959	764	8	701	44.118
1960	438	9	664	50.000
1961	1430	10	658	55.882
1962	664	11	608	61.765
1963	493	12	493	67.647
1964	420	13	438	73.529
1965	608	14	420	79.412
1966	372	15	374	85.294
1967	1379	16	372	91.176
1968	814	17	315	97.059

Figura 8. Tabla de gastos máximos anuales y frecuencias de la Estación Atenango del Río.

En la Tabla en la columna 1 se indica cada año dentro del periodo de observación, mientras que la columna 2 indica los gastos máximos anuales, y en la columna 4 aparecen los gastos de la columna 2 pero ordenados de mayor a menor. En la columna 5 aparece la frecuencia cuyo valor se obtiene por medio de la "*Expresión de Hazen*" que dice:

$$F = [100(m-0.5)] \div n$$

en donde:

**F** es la frecuencia en % de años.

**m** es el número de orden de cada valor anual.

**n** es el número de años observados.

De la Tabla de la figura 8 se puede observar que para cada año existe la probabilidad del 10% de que exista un gasto mayor a 1360 m<sup>3</sup>/seg, y una probabilidad del 50% de que exista un gasto mayor a 660 m<sup>3</sup>/seg.

### **Avenidas máximas.**

Las características que definen a una avenida son: Gasto máximo (pico), tiempo de duración y volumen. Estos tres elementos están representados en el hidrograma de una avenida.

Para determinar la avenida de diseño se debe obtener el *gasto máximo* de una curva de frecuencias, el *tiempo de duración* se obtiene del hidrograma de la avenida considerada como típica, y el *volumen* será el área entre la curva de variación de gastos y los ejes coordenados.

En ocasiones se considera que el tiempo de duración de la avenida de diseño es igual al tiempo de duración de la avenida que es considerada como típica, y esto es tomado como una buena práctica.

El Ingeniero Proyectista de obras hidráulicas debe contar con varios hidrogramas de avenidas para el sitio de Proyecto, para que escoja la que represente las condiciones más desfavorables, ya sea que el problema sea de gastos máximos, volumen o de ambos.

- **A. Magnitud y frecuencia de una avenida de diseño para una obra de desviación.**

Las obras de desviación en su mayoría son proyectadas para el gasto máximo de una avenida. En estas condiciones, es necesario disponer de una curva de frecuencias para poder valorar los riesgos que representan algunos gastos escogidos y el costo de las obras correspondientes.

- **B. Selección de la avenida máxima para el diseño de una obra de excedencias.**

La avenida de diseño para una obra de excedencias se define como el régimen de escurrimiento que entra a un vaso de almacenamiento en cierto tiempo y cuyo tránsito por el mismo produce condiciones de descarga que sirven para determinar la capacidad de la obra de excedencias.

Son dos aspectos a considerar para seleccionar esta avenida de diseño de la obra de excedencias.

1. El riesgo que se debe aceptar.
2. La magnitud de la avenida que esa congruente con dicho riesgo.

El problema de definir una seguridad adecuada se puede ver desde tres puntos de vista:

1. Ingenieril.

2. Económico.
3. Social.

Ahora, analizaremos cada uno de estos puntos:

- **A. Punto de vista de la Ingeniería.**

1. Se puede pedir que una estructura importante no fracase en circunstancias razonablemente previsibles, o sea, con una probabilidad de ocurrencia del 0.1% por año o lo que es lo mismo el 10% de probabilidad de falla durante los primeros 100 años de resistencia.

- **B. Punto de vista Económico.**

1. El grado de seguridad más deseable podría ser aquel en que fuera mínima la suma de *Costo de Construcción + Riesgo Capitalizado*.
2. En muchos casos se podría encontrar que el grado de seguridad que produce la máxima economía corresponde a condiciones de flujo con una frecuencia de ocurrencia mayor que 0.1% por año. En esos casos, las consideraciones técnicas y de Ingeniería prevalecen arriba de las consideraciones económicas.
3. En los casos en que la falla de la estructura ocasione daños relativamente grandes, y en donde un diseño más rígido de las condiciones de flujo sólo cauce un pequeño aumento al *costo de construcción*, se puede encontrar que es económicamente sano suponer condiciones de flujo con una menor probabilidad de ocurrencia que 0.1% por año. En esos casos, las consideraciones económicas prevalecen arriba de las técnicas (ver figura 9).

- **C. Punto de vista Social.**

1. Hay que considerar la posibilidad de pérdida de vidas humanas como resultado de la falla de una estructura. Por lo tanto, hay que determinar el costo incremental de la estructura y su correspondiente aumento en la seguridad, y comparar esos incrementos alternativos en seguridad en otras áreas de la actividad social, en que se verifiquen los mismos gastos.

Después de considerar la seguridad necesaria para una determinada estructura hidráulica, desde los tres puntos de vista anteriores se puede llegar a alguna conclusión acerca de la probabilidad de ocurrencia de la avenida de diseño.

En ciertas condiciones, cuando los daños son pequeños y no existe peligro de pérdidas de vidas, se acepta cierta probabilidad de ocurrencia de la avenida de diseño; y cuando los daños pueden ser graves y haber pérdida de vidas humanas no se debe permitir la falla de la estructura, sino que la seguridad debe ser total. En otras palabras, se propone

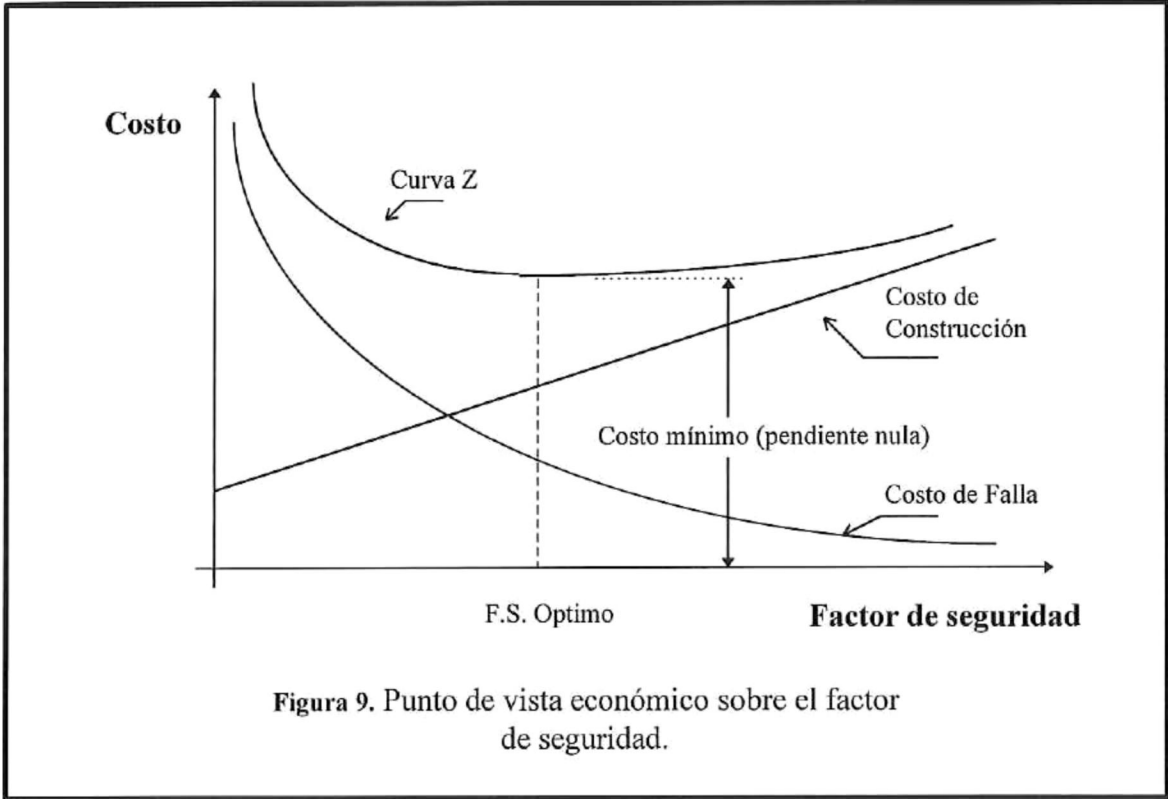


Figura 9. Punto de vista económico sobre el factor de seguridad.

que la probabilidad de ocurrencia de la avenida de diseño varíe de 0.1% por año a un valor casi nulo.

De la figura 9 tenemos que:

*Valor vertical para la curva  $Z = \text{Costo de falla} + \text{Costo de Construcción}$*

La figura 9 la podemos resumir en las siguientes palabras:

A menor factor de seguridad	Menor Costo de Construcción Mayor Costo de Falla
A mayor factor de seguridad	Mayor Costo de Construcción Menor Costo de Falla

El siguiente problema es determinar la magnitud de la avenida de diseño que corresponde a la probabilidad de ocurrencia seleccionada. Basándonos en los datos de escurrimiento se construye la curva de frecuencias, y de ella se calcula la probabilidad de ocurrencia para 0.1% por año.

Al realizar un Estudio hidrológico para la cuenca en cuestión, se puede obtener, con buena precisión, la magnitud de la avenida máxima probable. Existirá cierta incertidumbre entre la magnitud de la avenida y su probabilidad de ocurrencia, y es en este rango donde frecuentemente hay que proporcionar alguna guía para determinar la avenida apropiada de diseño.

Después de determinar el hidrograma de la avenida de diseño a la entrada del vaso, se debe transitar tal avenida a través del vaso, para obtener la descarga máxima de la obra de excedencias.

**Nota:** Con respecto a los tres puntos de vista para determinar el factor de seguridad, tenemos que de cada uno surge un factor de seguridad para posteriormente conjugar esos tres factores de seguridad y compararlos con el análisis de frecuencia y escoger la avenida máxima.

Generalmente sólo se usa el factor de seguridad desde el punto de vista Ingenieril y Económico, pero para obras del gobierno sí es necesario considerar los tres factores de seguridad.

## **II.5 Estudios socioeconómicos definitivos.**

El objetivo principal de las obras de riego es el mejorar la producción agropecuaria y contribuir a mejorar la socioeconomía de la comunidad a quienes están destinadas.

Y el objetivo particular de estos Estudios es conocer sobre todo el alcance de los objetivos arriba mencionados, y la forma de asegurar el máximo aprovechamiento de la inversión.

Además, se investiga y determinan ciertos factores que permiten definir algunas cuestiones planteadas por el Proyecto, como:

1. Tipo de obras adecuadas desde este punto de vista.
2. Manera más conveniente de recuperar la inversión.
3. Forma de solucionar los problemas económicos postconstructivos, sobre todo en lo referente a la operación y conservación de la obra, lo cual influirá de modo decisivo en el éxito del aprovechamiento.

## **II.6 Estudio de mecánica de suelos definitivo.**

El objetivo de estos Estudios es determinar las características físicas y mecánicas de los materiales que se emplearán en la construcción de la Presa, y de aquellos existentes en el sitio donde se van a cimentar las estructuras para que su diseño esté de acuerdo con la clase y tipo de esos materiales.

El Estudio de mecánica de suelos será más amplio y estricto a medida que la magnitud física de la obra lo requiera, pero por lo general siempre será necesario conocer:

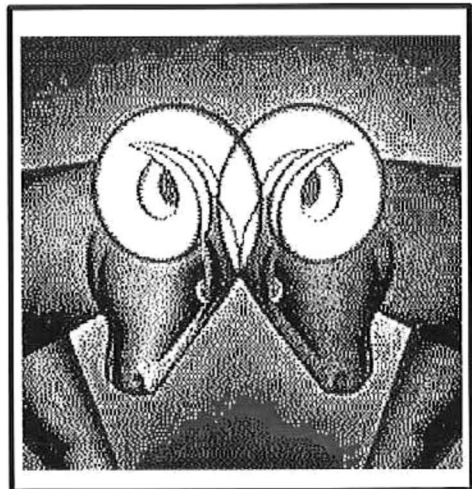
1. Descripción de los materiales existentes en el cauce, vaso y bancos de materiales.
2. Granulometría.
3. Capacidad de carga.
4. Taludes de corte.
5. Ángulo de reposo de los materiales.
6. Permeabilidad de cimentación y vaso.

## **II.7 Aspecto constructivo.**

Los datos que se conozcan sobre el aspecto constructivo van a servir al Proyectista a decidir el empleo de materiales para realizar el Proyecto, frente a la opción de usar uno u otro; pero además, este Estudio interviene principalmente en el aspecto económico de la Presa, ya que se conocen factores que influyen en los precios unitarios y en la elaboración de los programas y procedimientos de construcción. Por lo tanto, en la memoria descriptiva de una proposición debe incluirse el aspecto constructivo mediante un informe que contenga los siguientes conceptos:

1. Existencia de materiales locales y regionales para construcción.
2. Épocas del año recomendables para trabajar.
3. Mano de obra especializada.
4. Salarios.
5. Caminos de acceso; existentes y necesarios.
6. Maquinaria y equipo.
7. Transporte.
8. Otros datos particulares para cada obra.

**PARTE TRES:  
DISEÑO**



### III.1 Introducción.

Las Presas de concreto son estructuras que por su peso propio resisten las fuerzas que actúan en ellas. Las Presas sólidas de concreto son estructuras permanentes que si son construidas sobre buenas cimentaciones requieren poca conservación.

Para este Proyecto de una Presa de gravedad hay que determinar las fuerzas que afectan la estabilidad de la estructura. Las fuerzas que hay que considerar para las Presas de gravedad las podemos dividir en dos:

- A. Condiciones normales de carga, como:
  - A1. Presión del agua, la cual se divide en:
    - A1.1 Presión Externa.
    - A1.2 Subpresión (presión interna).
  - A2. Peso de la estructura.
  - A3. Reacción resultante de la cimentación.
  
- B. Condiciones adicionales de carga, como:
  - B1. Presión del azolve.
  - B2. Presión del hielo.
  - B3. Fuerzas producidas por sismos.

Existen otras fuerzas como aquellas producidas por el viento y el oleaje, las cuales sólo son significantes en el caso de Presas de grandes dimensiones de altura; y por eso para este Proyecto no se consideran en los análisis de estabilidad.

Además de las condiciones normales de carga puede ser necesario aplicar cargas adicionales (por azolve, hielo o sismos), pero como no es probable que estas cargas adicionales sucedan todas al mismo tiempo, la decisión de cuáles cargas adicionales hay que tomar en cuenta debe ser tomada por un Ingeniero con experiencia en Proyectos de Presas.

Lo siguiente a continuación es analizar en que consiste cada una de las fuerzas que conforman a las condiciones normales y adicionales de carga.

- **A. Condiciones normales de carga.**

**Presión hidráulica externa.**

La presión que ejerce el agua sobre una Cortina la podemos visualizar en la figura 10.

**Subpresión.**

La subpresión se produce en los poros, grietas y huecos de la Presa y cimentación, y es obvio que estos espacios en la Presa y cimentación van a estar llenos de agua, la cual ejerce presión en todas direcciones. La subpresión tiene un efecto importante en la estabilidad de la Presa y por ello se incluye en el análisis. Se supone que la subpresión no es afectada por las fuerzas sísmicas.

La subpresión debajo de una cortina de concreto construida sobre una *cimentación rocosa* no es fácil de determinar. Se supone que las presiones intersticiales en la roca o concreto son efectivas en toda la base de la Cortina.

Bajo el efecto de una carga sostenida, la subpresión en el paramento mojado es igual a la presión total del vaso y varía en forma de línea recta desde este punto a la presión del agua de descarga, o a cero en el paramento seco si no hay agua de descarga (como en el caso de este Proyecto). Esto es válido para el área de contacto Presa-cimentación y para el interior del cuerpo de la Cortina.

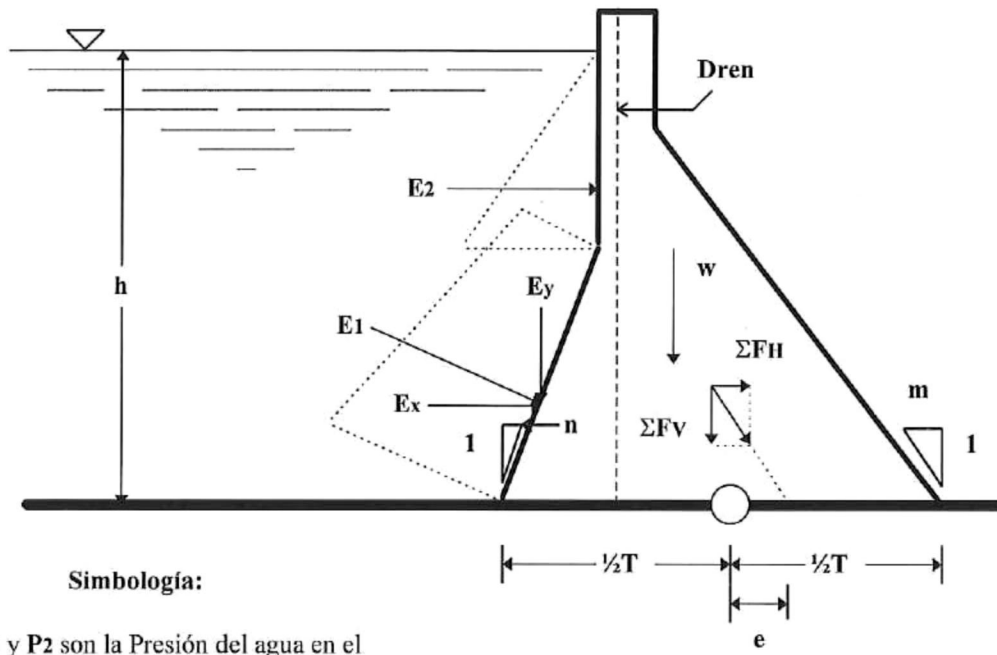
La subpresión se puede reducir de las formas siguientes:

1. Construyendo drenes a través del concreto de la cortina y con perforaciones de drenaje en la roca de cimentación. Los drenes se colocan cerca del paramento mojado de la Cortina, cuidando de no producir tubificaciones directas del vaso.

Los drenes se construyen en Presas de considerable altura y donde se ha medido la subpresión real debajo de la Cortina. Si la roca de la cimentación es toda homogénea se puede conocer la eficacia de los drenes.

El procedimiento más confiable (debido a la presencia de huecos y grietas) es suponer que la carga varía en línea recta hasta las presiones del agua de descarga (si existe) como medida de la subpresión.

2. Otra forma de reducir la subpresión es construyendo dentellones debajo del paramento mojado.
3. Construcción de canales de drenaje (principalmente de tubos para drenaje) entre la Cortina y la cimentación.



**Simbología:**

$P_1$  y  $P_2$  son la Presión del agua en el vaso.

$h$  es la Altura de la Cortina.

$E_2$  es el Empuje hidráulico sobre la cara vertical.

$E_1$  es el Empuje hidráulico sobre la cara inclinada.

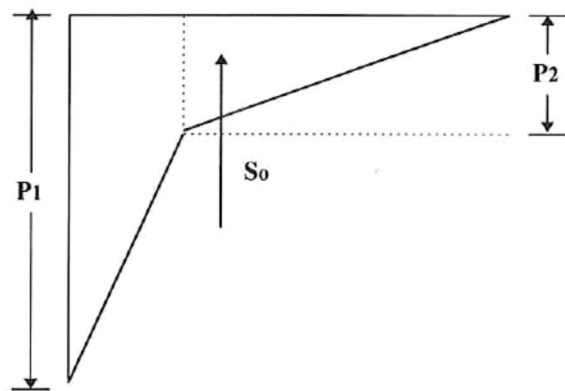
$E_x$  es el Componente horizontal de  $E_1$ .

$E_y$  es el Componente vertical de  $E_1$ .

$w_p$  es el Peso propio de la Cortina.

$\Sigma FH$  es la Resultante de fuerzas horizontales.

$\Sigma FV$  es la Resultante de fuerzas verticales.



$e$  es la Excentricidad.

$S_o$  es la Subpresión.

$m$  y  $n$  son los Taludes del paramento seco y paramento mojado respectivamente.

**Figura 10.** Fuerzas actuantes en una Presa.

#### 4. Inyección a presión de la cimentación.

La subpresión debajo de una Cortina de concreto sobre una *cimentación permeable* está relacionada con filtraciones a través de materiales permeables. La subpresión se puede controlar con zampeados bien colocados, dentellones, filtros o drenes.

En sí, existen dos clases de medidas para reducir la subpresión:

- 1. Aliviar la presión del agua que se filtre mediante drenaje.

Para lograr esto se considera que la línea de drenes se coloca a 1m aguas abajo partiendo del eje horizontal de la Cortina. Además, se considera que el 100% de la subpresión está actuando en el paramento mojado, y un 33% en la línea de drenes mientras que un 0% en el paramento seco.

- 2. Reducir las filtraciones a través de la Cortina, entre ella y la cimentación y a través de esta, mediante impermeabilización, lo que provocaría grandes pérdidas de carga en el agua que lograrse filtrarse.

Para lograr esto hay que cuidar la homogeneidad en la calidad del concreto para evitar los huecos, grietas o disgregaciones.

En el caso de Presas de mampostería hay que controlar la calidad de la piedra, mezcla de junteo y la de colocación.

Hay que cuidar la calidad de la unión Presa-cimentación limpiando perfectamente la superficie de desplante cuidando que quede rugosa y controlando la primera capa de concreto colado.

Otra forma de reducir la subpresión es usando pantallas de impermeabilización por inyectado que se lleva a una profundidad de entre 0.5H y 0.7H (siendo H la altura de la Cortina). Excepto que se haya detectado vías de agua a una profundidad mayor, se complementa la pantalla con una carpeta de inyecciones de consolidación o amacise.

#### **Peso de la estructura.**

El peso de la estructura incluye el peso del concreto y accesorios como compuertas y puentes. Sin embargo, la mayoría de las Presas pequeñas sólo utiliza el peso del concreto en el análisis.

El peso total actúa verticalmente en el centro de gravedad de la sección transversal.

### **Reacción de la cimentación.**

En condiciones de estabilidad la resultante de cargas verticales y horizontales sobre la Cortina se equilibra por una fuerza igual y opuesta que es la reacción de la cimentación. La reacción vertical de la cimentación sin subpresión tiene un diagrama en forma de trapezoide (ver figura 11). Los esfuerzos en el punto A y B se determinan utilizando las fórmulas para cargas excéntricas, las cuales son:

$$f_A = (N \div T)(1 - [6e \div T])$$

$$f_B = (N \div T)(1 + [6e \div T])$$

donde:

**N** es la resultante de fuerzas verticales.

**T** es el ancho de la base de la Cortina.

**e** es la excentricidad.

**f<sub>A</sub>** y **f<sub>B</sub>** son los esfuerzos en el punto A y B.

- **B. Condiciones adicionales de carga.**

#### **Presión del azolve.**

Cuando en una corriente que lleva limos se construye una Presa, con el tiempo entrarán al vaso y se depositarán en el agua tranquila, aguas arriba de la Cortina. Si se deja acumular contra el paramento mojado de la Cortina, el limo ejercerá cargas mayores que la presión hidrostática. Si no hay datos confiables, se hace la suposición de que la presión que ejerce el limo es una carga horizontal equivalente a un líquido que pese 85 lb/ft<sup>3</sup> y con un peso vertical de 120 lb/ft<sup>3</sup>. Algunas veces se construyen en la Presa canales de descarga para evitar que se acumule limo en el vaso. En el caso de Presas de derivación la función principal del canal de descarga es mantener la boca de la toma y canal libres de limo.

Se han diseñado Presas de gravedad sin tomar en cuenta la carga del azolve (por ejemplo, este Proyecto). En general, la carga de limo contra las Presas de almacenamiento es un factor pequeño, pero contra las Presas derivadoras es más importante.

Sin embargo, para ambos casos existen razones para no tomar en cuenta la carga por azolve, por ejemplo:

1. Inicialmente no existe la carga del limo contra la Cortina, y con el tiempo puede ser un factor importante; el limo se ha consolidado en cierto grado y, por lo tanto, actúa menos como un líquido.
2. Además, el limo depositado en el vaso es algo impermeable y ayuda a disminuir la subpresión debajo de la Presa.

### **Presión del hielo.**

La presión del hielo se produce por la dilatación térmica de la lámina de hielo y por el arrastre del viento. No es fácil determinar el valor de la carga ejercida por el hielo sobre una Presa de concreto en un Proyecto determinado.

Esto se debe a que el esfuerzo ejercido por el hielo al dilatarse depende de:

1. Espesor de la lámina de hielo.
2. Rapidez de la elevación de la temperatura del hielo.
3. Fluctuaciones del nivel del agua.
4. Tipo de playas del vaso.
5. Talud del paramento mojado de la Cortina.
6. Arrastre del viento.

Debido a todas estas variables, se hace difícil la tarea de calcular la magnitud de la presión del hielo que actúa contra la Cortina.

### **Fuerzas producidas por sismos.**

Los sismos transmiten aceleraciones a la Presa, y aumentan la presión del agua y el limo sobre ella, así como los esfuerzos dentro de la misma Presa.

Es necesario dejar un margen para las cargas producidas por sismo en Proyectos de Presas de concreto de tipo gravedad que se van a construir en zonas sísmicas.

Además del aumento de carga en agua y azolves, el efecto de los sismos sobre la carga muerta sobre la Cortina se debe tomar en cuenta.

Se deben aplicar las cargas verticales y horizontales producidas por sismo en la dirección en que la Cortina quede más inestable. En el caso de vaso lleno sería un choque sobre la cimentación en dirección de aguas arriba y un choque de la cimentación hacia abajo.

El primero aumenta la carga hidráulica y produce un momento de vuelco debido a la inercia del concreto. El segundo, produce una disminución del peso del concreto y del agua arriba del paramento inclinado (si existiese en el paramento mojado), reduciéndose la estabilidad de la Cortina.

Para determinar las fuerzas producidas por un sismo hay que determinar su aceleración (la cual se expresa en relación con la aceleración gravitacional), y para ello hay que tomar en cuenta:

1. Geología del emplazamiento.
2. Cercanía a fallas importantes.
3. Antecedentes de sismos en la región.
4. Registros sísmicos disponibles.

En las zonas en que no se presenten sismos fuertes, generalmente se usa una aceleración horizontal de 0.10, la de la gravedad, y una vertical de 0.05.

### **III.2 Requisitos de estabilidad.**

Las Presas de concreto del tipo gravedad se diseñan para resistir con un factor de seguridad dado tres causas posibles de destrucción:

1. Volteo.
2. Deslizamiento.
3. Esfuerzos excesivos.

- **1. Volteo.**

Las Presas del tipo gravedad tienden a volcarse bajo la acción de fuerzas externas alrededor de su pie (ver figura 12). Pero antes de que la Presa llegue a volcarse, tienen que haber fallado sus materiales por tensión en el talón ó por aplastamiento en el pie.

- **2. Deslizamiento.**

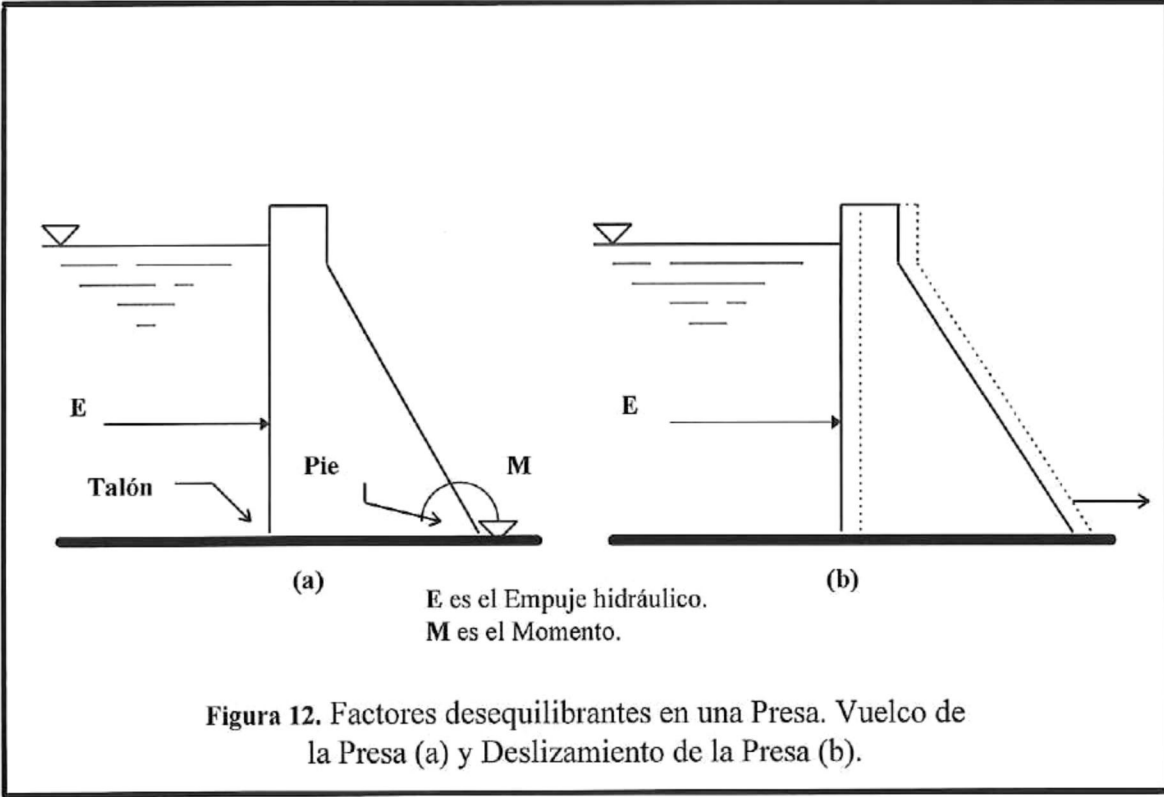
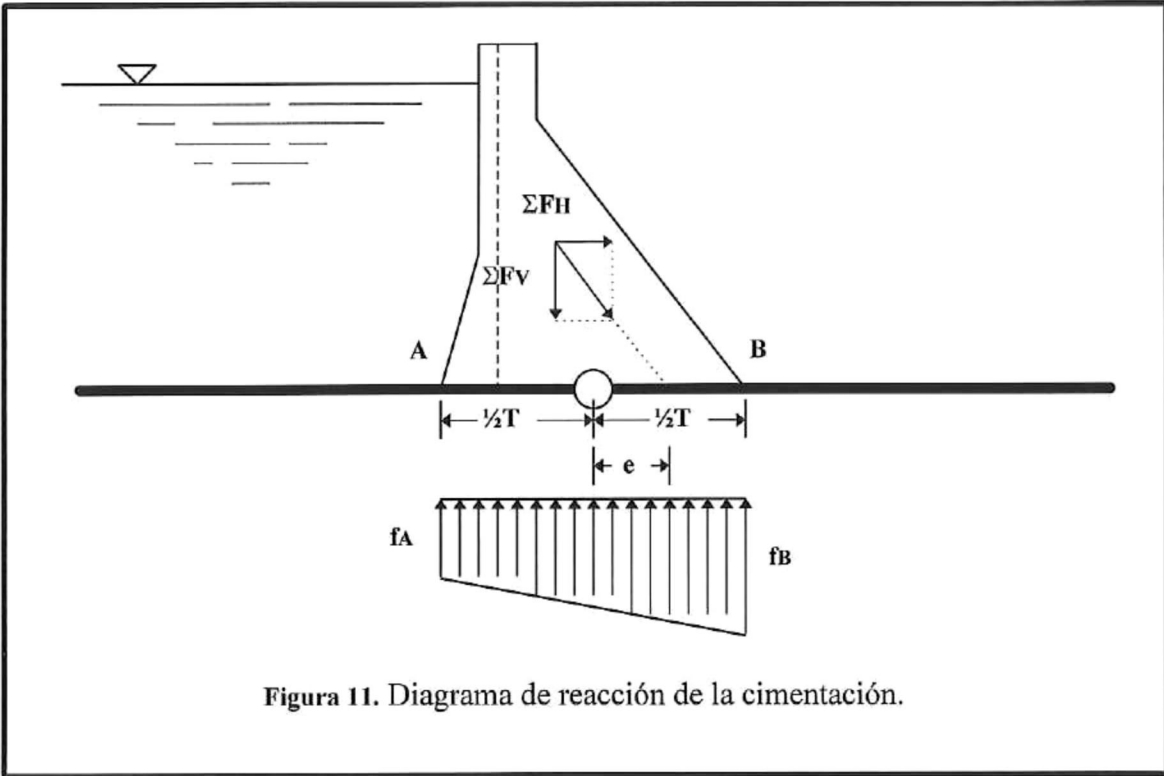
La resultante de las fuerzas horizontales tiende a desplazar la Cortina en dirección horizontal. Este desplazamiento es contrarrestado por la resistencia debido a la fricción y la resistencia al corte del concreto o de la cimentación. Obviamente, antes de que la Presa se deslice, han de haber fallado sus materiales, o la liga con la cimentación, o la cimentación por esfuerzo cortante.

El factor de fricción de corte, es un sistema normalmente usado en las Presas altas. Las características cohesivas del concreto o de la roca que afectan bastante al factor de fricción de corte se determinan mediante pruebas de laboratorio.

Para Cortinas pequeñas donde puede resultar antieconómico realizar pruebas o contratar a un experto, lo que se hace es determinar un factor de deslizamiento.

Este factor de deslizamiento permisible es el coeficiente de fricción estática entre dos superficies de deslizamiento, reducido por un factor de seguridad conveniente.

Una forma de disminuir el deslizamiento es mediante la construcción de dentellones.



Si se le dan las dimensiones adecuadas al dentellón y está razonadamente reforzado, éste evita el deslizamiento de la Cortina por su resistencia interna al esfuerzo cortante del mismo dentellón y del volumen adicional de suelo que debe moverse antes de que la Cortina se pueda deslizar.

El dentellón se diseña como una viga volada cargada con una fuerza horizontal igual a la diferencia en exceso de la resistencia al deslizamiento.

- **3. Esfuerzos excesivos.**

La falla de la estabilidad de la Presa siempre va a estar asociada 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, ya que los esfuerzos en el concreto de las Presas producidos por fuerzas externas, son normalmente muy bajos si el diseño ha sido hecho con cuidado.

### **III.3 Diseño de la Cortina de concreto.**

Esta parte última del presente trabajo está dividida en varias subpartes a su vez, las cuales son:

1. Combinaciones de cargas.
2. Condiciones de seguridad.
3. Esfuerzos permisibles.
4. Diseño de la Cortina.

- **1. Combinaciones de cargas.**

Para el análisis de cargas deben tomarse en cuenta las siguientes combinaciones:

- A. Condiciones normales:
  1. Presa llena al NAMO.
  2. Empuje hidrostático.
  3. Peso propio y de accesorios.
  4. Subpresión.
  5. Azolves.
  6. Cambios de temperatura (Cortina monolítica).
  7. Hielo.
- B. Condiciones extraordinarias.
  1. Presa llena al NAME o al NAMO+sismo.
  2. Empuje hidrostático.
  3. Peso propio y de accesorios.

4. Subpresión.
  5. Azolves.
  6. Cambios de temperatura (Presa monolítica).
- C. Presa vacía.
    1. Con sismo.
    2. Sin sismo.
  - D. Otras condiciones a juicio del Proyectista.

- **2. Condiciones de seguridad.**

Tenemos que los coeficientes de seguridad para volteo, deslizamiento, además del coeficiente de fricción, utilizados en el diseño son:

1. Coeficiente de seguridad a volteo:  
F.S. Volteo  $\geq 1.5$
2. Coeficiente de seguridad contra deslizamiento:  
F.S. Deslizamiento  $\geq 1.0$
3. Coeficiente de fricción:  
concreto/concreto/roca ( $\mu$ ) = 0.75

- **3. Esfuerzos permisibles.**

Para esto se analizan los siguientes conceptos: *Esfuerzo máximo a compresión*, *esfuerzo máximo a tensión*, y *esfuerzo cortante máximo*.

- A) Esfuerzo máximo a compresión igual a:  $0.5(0.45f'c)$
- B) Esfuerzo máximo a tensión igual a:  $-0.5(0.05f'c)$
- C) Esfuerzo máximo a cortante igual a:  $0.29 \sqrt{f'c}$

La dimensión transversal de la corona (ancho de la corona) puede determinarse por medio de dos opciones:

- 1) Si la altura de la Cortina es menor o igual a 15m, entonces:  
 $Ancho\ de\ la\ corona\ (c) = 0.15H$
- 2) Si la altura de la cortina es mayor a 15m, entonces:  
 $Ancho\ de\ la\ corona\ (c) = 0.5 \sqrt{H}$

Lo anterior es válido sin tomar en cuenta el uso de la corona como: *paso peatonal, camino vehicular urbano, puente para colocar tuberías, etc.*, e incluso combinación de usos, lo cual provocaría que el ancho de la corona de la Cortina pudiera ser aumentado para satisfacer tal necesidad de uso.

- **4. Diseño de la Cortina.**

Para el diseño de esta Cortina necesitamos partir de los siguientes datos principales:

- A. Altura de la Cortina (H): **34.00m**
- B. Ancho de la corona (c):  $0.5\sqrt{H} = 0.5\sqrt{34.00} = 2.915m \approx 3.00m$
- C. Resistencia a la compresión del concreto ( $f'c$ ): **150kg/cm<sup>2</sup>**
- D. Esfuerzos:
  - a Compresión:  $(0.5)(0.45f'c) = (0.5)(0.45)(150) = 33.75kg/cm^2$
  - a Tensión:  $-(0.5)(0.05f'c) = -(0.5)(0.05)(150) = -3.75kg/cm^2$
  - a Cortante:  $0.29\sqrt{f'c} = 0.29\sqrt{150} = 3.552kg/cm^2$   
 $3.552 < 0.03f'c$   
 $3.552 < 0.03(150kg/cm^2)$   
 $3.552 < 4.50kg/cm^2 \therefore Ok$
- E. Coeficientes de seguridad:
  - a Volteo: *F.S. Volteo*  $\geq 1.50$
  - a Deslizamiento: *F.S. Deslizamiento*  $\geq 1.00$
- F. Coeficiente de fricción:
  - concreto/concreto/roca ( $\mu$ ) = **0.75**
- G. Peso del concreto (W): **2.2ton/m<sup>3</sup>**
- H. Peso del agua ( $\gamma$ ): **1.0ton/m<sup>3</sup>**

**Nota:** Los drenes se consideran ubicados a 1.00m aguas abajo partiendo del paramento mojado a la altura de la corona. En cuanto a combinación de cargas, esta se hizo en base al llamado Juicio del Projectista.

Ordenando los datos anteriores en forma de Tabla tenemos lo siguiente:

**Tabla de datos generales de la Cortina.**

Tipo de Cortina	tipo gravedad
Material empleado	concreto simple
Altura de la Cortina (H)	34.00m
Ancho de la corona (c)	3.00m
Resistencia a la compresión del concreto ( $f'c$ )	150kg/cm <sup>2</sup>
Peso volumétrico del concreto (W)	2.2ton/m <sup>3</sup>
Peso volumétrico del agua ( $\gamma$ o w)	1.0ton/m <sup>3</sup>
Esfuerzo máximo a la compresión	33.75kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo máximo a tensión	-3.75kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo cortante máximo	3.552kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente de fricción-cortante (0.03f'c)	4.50kg/cm <sup>2</sup>
Factor de seguridad al volteo	$\geq 1.50$
Factor de seguridad al deslizamiento	$\geq 1.00$
Coefficiente de fricción ( $\mu$ ) concreto/concreto/roca	0.75

• **Procedimiento de diseño de la Cortina.**

Una vez obtenidos los datos principales para el diseño, se determina de acuerdo a la altura de Proyecto de la Cortina, la altura de cada una de las secciones transversales horizontales en que se ha decidido dividir la Cortina de la Presa, para después poder analizar cada una de estas secciones transversales y verificar su estabilidad ante las cargas normales (peso propio, presión hidrostática y subpresión) y cargas adicionales por sismo.

En cuanto a la altura de cada una de las secciones transversales de la Cortina, podemos decir que, entre menor sea la altura de cada sección a analizar, al final del diseño obtendremos una Cortina más esbelta; y entre mayor sea la altura de cada sección a analizar, al final del diseño obtendremos una Cortina más robusta.

La ventaja de hacer el diseño de la Cortina realizando un análisis con secciones transversales pequeñas es una mayor economía en el costo del concreto que se va a utilizar al construir la Cortina; pero existe la desventaja al necesitarse un mayor tiempo para analizar toda la Cortina a menos que se cuente con un programa de diseño por computadora para este tipo de Cortinas en especial.

Y la ventaja de realizar el diseño de la Cortina realizando un análisis con pocas secciones transversales cada una de gran tamaño, es un menor tiempo necesario para analizar toda la Cortina, pero con la desventaja de un mayor costo económico al utilizar más concreto en la construcción de la misma.

Otros factores que influyen en la esbeltez o robusticidad de las Cortina son la resistencia a la compresión del concreto, taludes propuestos, factores de seguridad establecidos, y esfuerzos máximos permitidos.

Para el diseño de esta Cortina optamos por el camino medio, y decidimos analizar esta Cortina cada 3.00 metros, resultando un total de 12 secciones (11 secciones de 3.00m, y 1 sección de 1m. Ver figura 13).

Como se puede observar en la figura 13, tenemos trece planos horizontales delimitando a las secciones transversales en su parte superior e inferior; esto se hace para una rápida identificación de la sección que se está analizando, y determinar el avance en el diseño de la Cortina.

Para el diseño de la Cortina, vamos a considerar que tiene un ancho frontal unitario (o sea 1.00 metro).

El análisis de cada una de las secciones transversales que constituyen a la Cortina, emplea el procedimiento siguiente:

#### **Procedimiento de diseño.**

1. Se propone un talud para el paramento seco y un talud para el paramento mojado.
2. Se calcula la subpresión en la base de la Cortina.
3. Hay que determinar el punto donde actúa la resultante de la subpresión con respecto al pie de la Cortina (punto B).
4. Calcular el empuje hidrostático sobre la cara vertical en el paramento mojado de la Cortina.
5. Calcular el empuje hidrostático sobre la cara inclinada en el paramento mojado, que incluye:
  - a) Calcular la longitud de la cara inclinada (distancia o-p).
  - b) Calcular la superficie unitaria de la cara inclinada (A).
  - c) Calcular la distancia vertical (altura) desde la corona hasta el centro de la cara inclinada (h).
  - d) Calcular el empuje hidrostático sobre la cara inclinada en el paramento mojado.
  - e) Calcular la componente horizontal y vertical del empuje hidrostático perpendicular a la cara inclinada.
6. Determinar el centro de presiones del empuje hidrostático actuante contra la cara vertical del paramento mojado.

7. Determinar el centro de presiones del empuje hidrostático actuante contra la cara inclinada del paramento mojado.
  - a) Calcular la distancia X e Y del centro de presiones anterior respecto a Q.
8. Se calculan los momentos positivos respecto al punto B, causados por el peso propio de la Cortina y la componente vertical del empuje hidrostático contra la cara inclinada del paramento mojado.
9. Se calculan los momentos negativos respecto al punto B, causados por empuje hidrostático contra la cara vertical, el componente horizontal del empuje hidrostático contra la cara inclinada, y por la subpresión.
10. Calcular la resultante de las fuerzas verticales actuantes en favor y en contra de la Cortina.
11. Calcular la resultante de momentos respecto al punto B.
12. Calcular el factor de seguridad a volteo. Si este factor es mayor o igual a 1.5 sigue adelante el análisis, y en caso contrario se regresa al punto 1 para proponer un nuevo talud para el paramento seco o paramento mojado.

**Nota:** Es conveniente que el factor de seguridad a volteo sea mayor a 1.6, para que después al realizar el análisis por sismo éste factor no se vea reducido a menos de 1.5, lo que obligaría a realizar una nueva iteración para la sección analizada.

13. Se calcula la distancia de la resultante de las fuerzas actuantes respecto al punto B.
14. Hay que verificar si la resultante de las fuerzas actuantes cae dentro del tercio medio de la base de la Cortina.
15. Se calcula la excentricidad del punto de aplicación de la resultante de las fuerzas actuantes respecto al punto medio de la base de la Cortina.
16. Hay que calcular los esfuerzos en los extremos de la base de la Cortina (puntos A y B).
17. Verificar que estos esfuerzos están dentro de los límites previamente establecidos.
18. Se calcula el esfuerzo cortante.

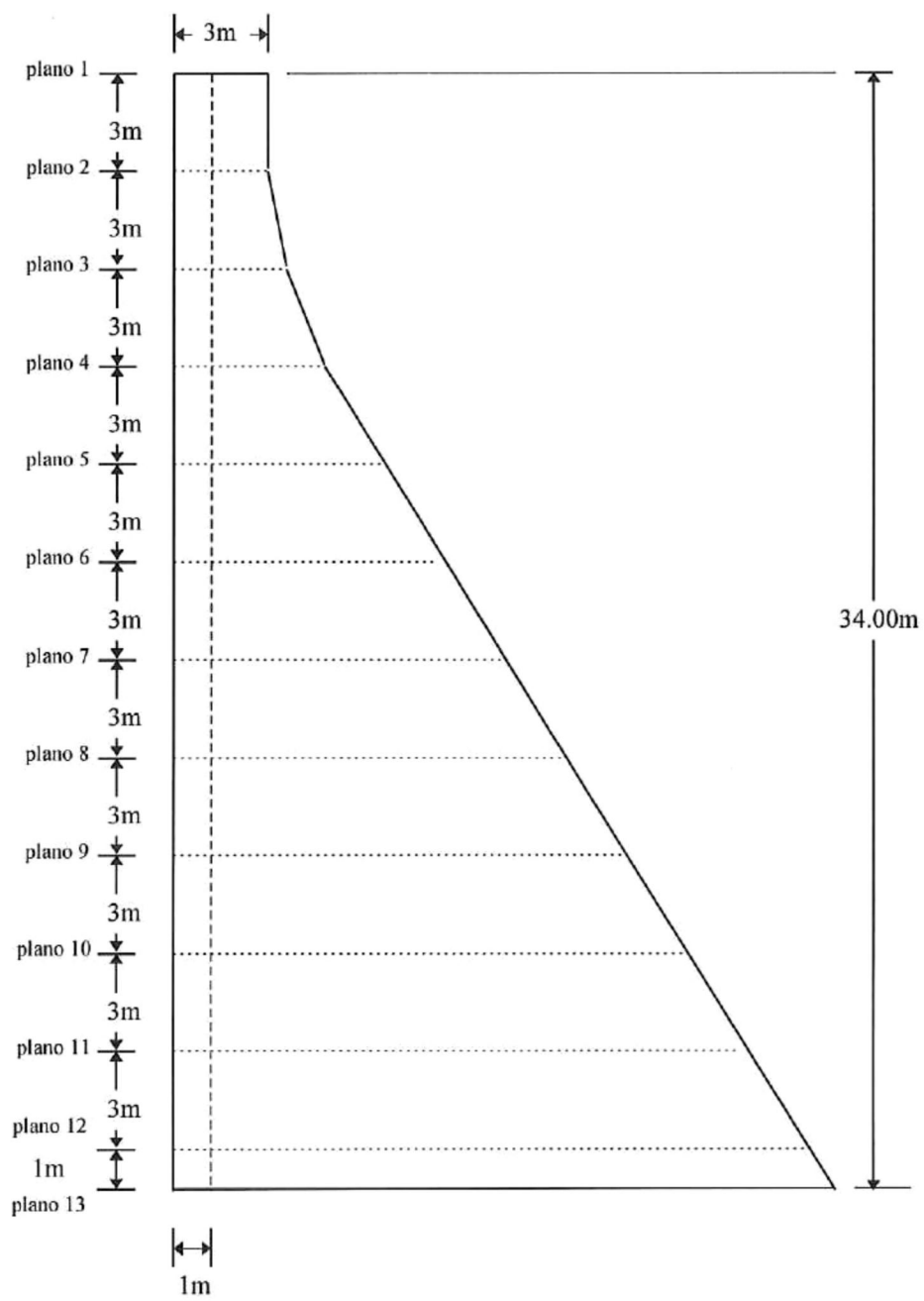


Figura 13. Secciones de la Cortina a analizar.

19. Se verifica que el esfuerzo cortante es menor o igual que al resistente.
20. Se calcula el deslizamiento.
21. Hay que verificar que el deslizamiento cumpla con el factor de seguridad para deslizamiento.

**Nota:** Aunque no se cumpla con el factor de seguridad por deslizamiento, se continúa con el análisis, pues esto se soluciona mediante técnica constructiva. Si falla en cuanto a esfuerzos, esto se puede arreglar incrementando el  $f'c$  del concreto, siempre y cuando se pueda suministrar este nuevo concreto. Para incrementar la resistencia al deslizamiento lo que se realiza es colocar varillas de acero en el dentellón y/o la base de la Cortina, o bien, construir dientes de sierra en la base de la Cortina.

22. Se calculan los efectos sísmicos, definiendo primero el valor del coeficiente sísmico ( $\alpha$ ) y el periodo sísmico ( $t$ ).

$$\alpha = a+g$$

donde:

**a** es la aceleración sísmica.

**g** es la aceleración de la gravedad.

23. Se calcula el peso propio de la sección transversal analizada.
24. Se calcula la fuerza del sismo debido a la inercia de la Presa ( $E$ ), la cual es igual al peso propio de la sección transversal ( $P$ ) multiplicada por el coeficiente sísmico ( $\alpha$ ).
25. Se determina la distancia vertical de la fuerza  $E = P\alpha$  correspondiente a esta sección transversal analizada respecto a su plano inferior.
26. Se calcula el momento sísmico causado por las fuerzas  $E$  pertenecientes a esta sección y las secciones anteriormente analizadas, con respecto al plano inferior de la sección transversal que está siendo analizada.
27. Se calcula el coeficiente de Westergaard, para lo cual se utiliza la fórmula propuesta por él:

$$C_T = 817 \div \sqrt{(1-0.0775[H \div 100t]^2)}$$

donde:

**C<sub>T</sub>** es el coeficiente de Westergaard.

**t** es el periodo sísmico.

**H** es la altura de la Cortina.

**Nota:** El diagrama de presiones hidrostáticas adicionales producidas por un sismo es bastante complejo. Westergaard concluye que tal diagrama de presiones se puede considerar en forma simplificada como una parábola con su vértice en la superficie del agua; de ahí Westergaard basado en esta hipótesis estableció esta y otras fórmulas.

28. Se calcula la presión hidrostática adicional para esta profundidad  $h$ , ( $E_T$ ).

$$K_T = (2/3)(C_T \cdot \alpha \cdot \sqrt{H})$$
$$E_T = K_T \cdot h^{(2/3)}$$

donde:

$C_T$  es el coeficiente de Westergaard.

$\alpha$  es el coeficiente sísmico.

$H$  es la altura de la Cortina.

29. Se calcula el momento hidrostático para esta profundidad  $h$ , ( $M_t$ ).

$$M_t = (2/5)K_T \cdot h^{(5/2)} = 0.4h \cdot E_T$$

30. Se calcula el factor de seguridad a volteo, incluyendo el momento sísmico y momento hidrostático ( $M_t$ ). Si este factor de seguridad es mayor o igual a 1.5 se sigue adelante con el análisis; en caso contrario se regresa al punto 1, volviendo a analizar esta sección, pero proponiendo un talud mayor para esta sección ya sea en el paramento seco o mojado.

31. Una vez determinada que la Cortina es estable, se calculan los datos correspondientes a la sección recién analizada, y que son necesarios para la Tabla de momentos estáticos e hidrostáticos (producidos por sismo), y la Tabla de combinación de efectos.

32. Una vez completadas las Tablas, se vuelve al punto 1 para analizar la siguiente sección transversal horizontal, cumpliendo con todos y cada uno de los pasos que comprende el procedimiento de diseño de la Cortina.

Este procedimiento se realiza para todas las secciones transversales en que está dividida la Cortina. En resumen, el procedimiento de diseño consta de las siguientes partes:

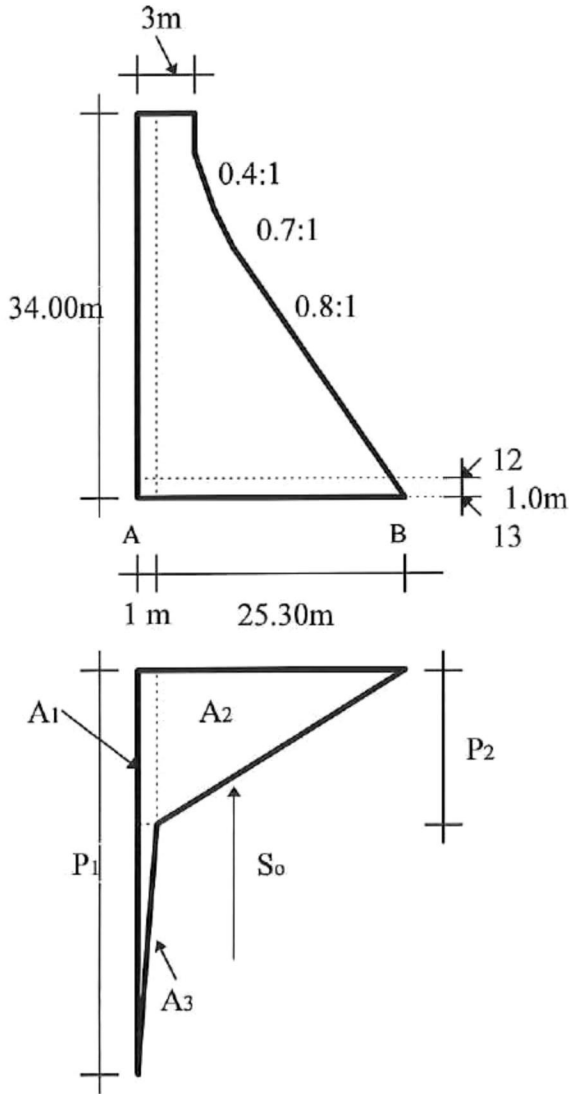
1. Subpresión.
2. Empuje hidrostático.
3. Estabilidad de la Cortina por cargas estáticas.
4. Cálculo de esfuerzos.
5. Efectos sísmicos.
6. Efectos hidrostáticos.

7. Tabla de momentos estáticos e hidrostáticos producidos por sismo.
8. Tabla de combinación de efectos.

En vista de que el procedimiento de diseño de la Cortina No Vertedora del tipo gravedad construida con concreto simple es repetitivo, sólo analizaremos detalladamente una sección de la Cortina, mientras que el análisis de esta misma sección y de todas las restantes se encuentra resumida en una Planilla de Cálculo, donde los datos están ordenados siguiendo el procedimiento de diseño.

Además se incluye la Tabla de Momentos estáticos e hidrostáticos producidos por Sismo, y también la Tabla de Combinación de Efectos.

## Análisis de la sección transversal #13.



Plano superior: **12**

Plano inferior: **13**

Talud en paramento seco (m): **0.80**

Talud en paramento mojado (n): **0.00**

Iteración #: **1**

$$P_1 = wh = (1.0\text{ton/m}^3)(34\text{m}) = \mathbf{34.00\text{ton/m}^3}$$

$$P_2 = (1/3)wh = (1/3)(1.0\text{ton/m}^3)(34\text{m}) \\ = \mathbf{11.333\text{ton/m}^3}$$

• **Subpresión.**

Cálculo de la distancia a que actúa la resultante de la subpresión ( $S_0$ ) respecto al punto B.

$$A_1 = (1\text{m})(11.333) = \mathbf{11.333\text{m}^2}$$

$$A_2 = (1/2)(25.30)(11.333) = \mathbf{143.362\text{m}^2}$$

$$A_3 = (1/2)(34-11.333)(1\text{m}) = \mathbf{11.333\text{m}^2}$$

$$x_1 = 25.30 + (1/2)(1\text{m}) = \mathbf{25.80\text{m}}$$

$$x_2 = (2/3)(25.30\text{m}) = \mathbf{16.867\text{m}}$$

$$x_3 = 25.30 + (2/3)(1\text{m}) = \mathbf{25.967\text{m}}$$

$$A_1x_1 = (11.333)(25.80) = \mathbf{292.391\text{m}^3}$$

$$A_2x_2 = (143.362)(16.867) = \mathbf{2418.087\text{m}^3}$$

$$A_3x_3 = (11.333)(25.967) = \mathbf{294.284\text{m}^3}$$

$$\Sigma A_i x_i = \mathbf{3004.762\text{m}^3} \quad x = \Sigma A_i x_i \div \Sigma A_i$$

$$\Sigma A_i = \mathbf{166.029\text{m}^2} \quad = 3004.762 \div 166.029$$

$$\therefore x = \mathbf{18.098\text{m}}$$

• **Empuje hidrostático.**

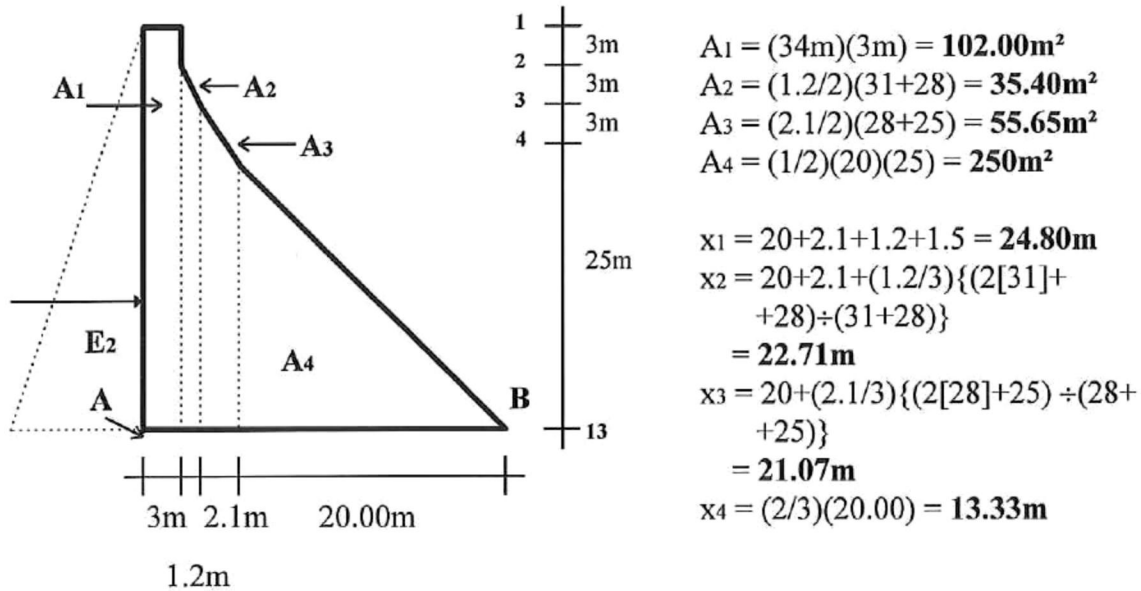
a) Sobre la cara vertical.

$$E_2 = (1/2)wh^2 = (1/2)(1.0\text{ton/m}^3)(34.00\text{m})^2 = \mathbf{578.00\text{ton}}$$

b) Cálculo del centro de presiones de  $E_2$ .

$$y_2 = (1/3)h = (1/3)(34\text{m}) = \mathbf{11.333\text{m}}$$

- **Cálculo de la estabilidad de la Cortina por cargas estáticas.**



- Tabla de mom. positivos respecto a B.  $\odot$

Fuerza	Brazo	Momento
$(102.0)(2.2) = 224.40ton$	$24.80m$	$5565.120ton\cdot m$
$(35.4)(2.2) = 77.88ton$	$22.71m$	$1768.655ton\cdot m$
$(55.65)(2.2) = 122.43ton$	$21.07m$	$2579.600ton\cdot m$
$(250.0)(2.2) = 550.00ton$	$13.33m$	$7333.150ton\cdot m$
$\Sigma F_v(+) = 974.710ton$		$\Sigma M(+) = 17246.525ton\cdot m$

- Tabla de mom. negativos respecto a B.  $\ominus$

Fuerza	Brazo	Momento
$S_o = 166.029ton$	$18.098m$	$3004.793ton\cdot m$
$E_2 = 578.00ton$	$11.333m$	$6550.667ton\cdot m$
		$\Sigma M(-) = 9555.460ton\cdot m$

- Resultante de fuerzas verticales.

$$\Sigma F_{VT} = \Sigma F_v(+) - S_o = 974.710 - 166.029 = 808.681ton$$

- Resultante de momentos respecto a B.

$$\Sigma M_B = \Sigma M(+) - \Sigma M(-) = 17246.525 - 9555.460 = 7691.065ton\cdot m$$

- Factor de seguridad al volteo.  

$$\text{F.S. volteo} = \Sigma M(+)\div\Sigma M(-) = 17246.525\div9555.460 = \mathbf{1.805} > \mathbf{1.5} \therefore \text{Ok}$$
- Distancia de la resultante de las fuerzas actuantes con respecto a B.  

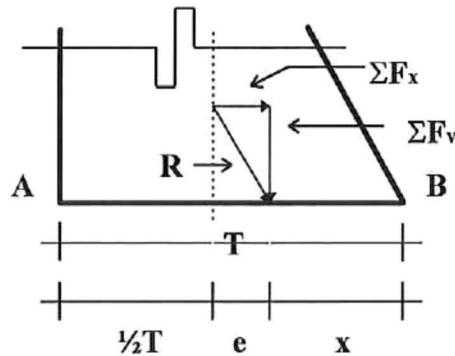
$$x = \Sigma M_B\div\Sigma F_{vT} = 7691.065\div808.681 = \mathbf{9.511m}$$
- Tercio medio del Plano #13.  

$$d_1 = (1/3)T = (1/3)(26.3) = \mathbf{8.767m}$$

- Cálculo de esfuerzos.**

- Excentricidad de la resultante.  

$$e = (1/2)T - x = (1/2)(26.30) - 9.511 = \mathbf{3.639m}$$



- Esfuerzos en los puntos A y B.  

$$f_a = (N\div T)[1 - (6e\div T)] = (808.681\div 26.30)[1 - \{(6)(3.639)\div 26.30\}]$$

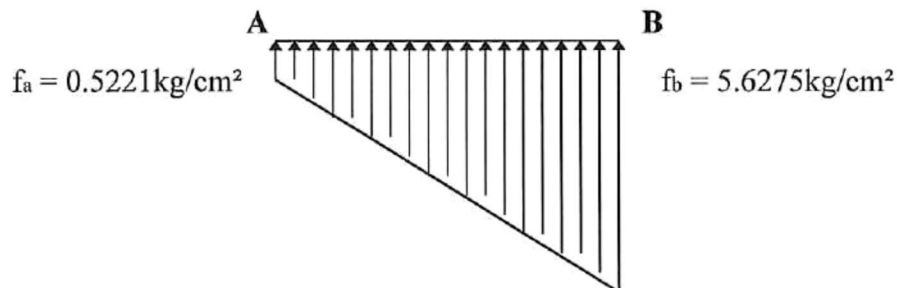
$$f_a = \mathbf{5.221\text{ton/m}^2} = \mathbf{0.5221\text{kg/cm}^2} < 33.75\text{kg/cm}^2 \therefore \text{Ok}$$

donde  $N = \Sigma F_{vT}$

$$f_b = (N\div T)[1 + (6e\div T)] = (808.681\div 26.30)[1 + \{(6)(3.639)\div 26.30\}]$$

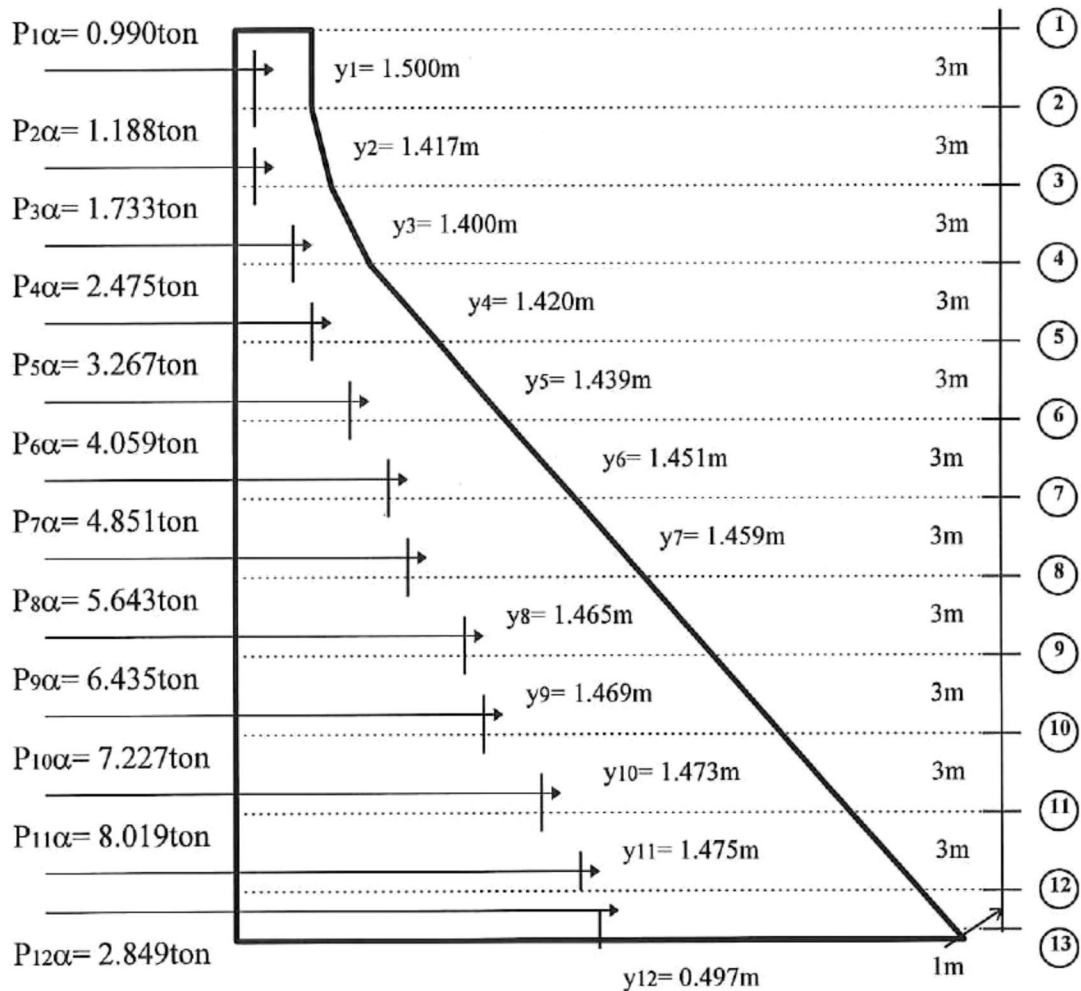
$$f_b = \mathbf{56.275\text{ton/m}^2} = \mathbf{5.6275\text{kg/cm}^2} < 33.75\text{kg/cm}^2 \therefore \text{Ok}$$

- Diagrama de esfuerzos.



- Esfuerzos cortantes.  
 $v = \Sigma F_x \div A = (E_2 + E_{1x}) \div A = 578 + [(26.30)(1.0)] = 21.977 \text{ ton/m}^2$   
 $\therefore v = 2.1977 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo resistente.  
 $v = 0.29 \sqrt{f^c} = 0.29 \sqrt{150} = 3.552 \text{ kg/cm}^2$   
 $v = 0.03 f^c = 0.03(150) = 4.500 \text{ kg/cm}^2$   
 $2.1977 \text{ kg/cm}^2 < 3.552 \text{ kg/cm}^2$   
 $y 2.1977 \text{ kg/cm}^2 < 4.500 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{Ok}$
- Deslizamiento.  
 $D = \mu \cdot [\Sigma F_v \div \Sigma F_x] \geq 1$   
 $D = 0.75 \cdot [808.681 \div 578.000] = 1.049 > 1 \therefore \text{Ok}$
- Volteo.  
 $C = \Sigma M(+) \div \Sigma M(-) = 17246.525 \div 9555.460 = 1.805 > 1.5 \therefore \text{Ok}$

- **Efectos sísmicos.**



Tramo	P	P
12-13	$(2.2)(\frac{1}{2})(26.30+25.5) = 56.98\text{ton}$	2.849ton

donde:  $\alpha = 0.05$

$$t = 1.0\text{seg}$$

$$y_{12} = (1/3) \{ [26.30 + (2)(25.50)] + [26.30 + 25.50] \}$$

$$\therefore y_{12} = 0.497\text{m}$$

- Cálculo del momento sísmico en el plano #13.

$$M_{13} = P_1\alpha(y_1+31) + P_2\alpha(y_2+28) + P_3\alpha(y_3+25) + P_4\alpha(y_4+22) + P_5\alpha(y_5+19) + \\ + P_6\alpha(y_6+16) + P_7\alpha(y_7+13) + P_8\alpha(y_8+10) + P_9\alpha(y_9+7) + P_{10}\alpha(y_{10}+4) + \\ + P_{11}\alpha(y_{11}+1) + P_{12}\alpha(y_{12})$$

$$M_{13} = (0.990)(1.5+31) + (1.188)(1.417+28) + (1.733)(1.4+25) + (2.475)(1.420+ \\ +22) + (3.267)(1.439+19) + (4.059)(1.451+16) + (4.851)(1.459+13) + \\ + (5.643)(1.465+10) + (6.435)(1.469+7) + (7.227)(1.473+4) + \\ + (8.019)(1.475+1) + (2.849)(0.497)$$

$$\therefore M_{13} = 558.598\text{ton}\cdot\text{m}$$

- Efectos hidrostáticos.

- Coeficiente de Westergaard.

$$C_T = 817 \div \sqrt{(1 - 0.0775 \cdot [H \div 100T]^2)} = 817 \div \sqrt{(1 - 0.0775 \cdot [34 \div (100)(1)]^2)}$$

$$\therefore C_T = 824.386\text{kg/m}^3$$

$$K_T = (2/3) \cdot C_T \cdot \alpha \cdot \sqrt{H} = (2/3)(824.386)(0.05)(\sqrt{34})$$

$$\therefore K_T = 160.232\text{kg} = 0.160\text{ton}$$

- Momento hidrostático.

$$M_t = 0.4 \cdot K_T \cdot h^{5/2} = (0.4)(0.160)(34^{5/2})$$

$$\therefore M_t = 431.397\text{ton}\cdot\text{m}$$

- Momento total.

$$M_{\text{total}} = M_t + M_{\text{sismico}} = 431.397 + 558.598$$

$$M_{\text{total}} = 989.995\text{ton}\cdot\text{m}$$

- Factor de seguridad a volteo por sismo.

$$\text{F.S. Volteo sísmico} = \Sigma M(+) \div (\Sigma M(-) + M_{\text{total}})$$

$$\text{F.S. Volteo sísmico} = 17246.525 \div (9555.460 + 989.995)$$

$$\text{F.S. Volteo sísmico} = 1.635 > 1.5 \therefore \text{Ok}$$

**Por lo tanto esta Cortina es estable...**

Sección	Iteración	Talud seco 1:n	Talud mojado 1:n	Altura (h) en m	P1 (ton/m <sup>2</sup> )	P2 (ton/m <sup>2</sup> )	Distancia dren-A en m	Distancia dren-B en m	Area 1 en m <sup>2</sup>	Area 2 en m <sup>2</sup>	Area 3 en m <sup>2</sup>	x1 respecto a B en m	x2 respecto a B en m
2	1	0.00	0.00	3.00	3.00	1.00	1.00	2.00	1.000	1.000	1.000	2.500	1.333
3	1	0.00	0.00	6.00	6.00	2.00	1.00	2.00	2.000	2.000	2.000	2.500	1.333
3	2	0.10	0.00	6.00	6.00	2.00	1.00	2.30	2.000	2.300	2.000	2.800	1.533
3	3	0.20	0.00	6.00	6.00	2.00	1.00	2.60	2.000	2.600	2.000	3.100	1.733
3	4	0.30	0.00	6.00	6.00	2.00	1.00	2.90	2.000	2.900	2.000	3.400	1.933
3	5	0.40	0.00	6.00	6.00	2.00	1.00	3.20	2.000	3.200	2.000	3.700	2.133
4	1	0.40	0.00	9.00	9.00	3.00	1.00	4.40	3.000	6.600	3.000	4.900	2.933
4	2	0.50	0.00	9.00	9.00	3.00	1.00	4.70	3.000	7.050	3.000	5.200	3.133
4	3	0.60	0.00	9.00	9.00	3.00	1.00	5.00	3.000	7.500	3.000	5.500	3.333
4	4	0.70	0.00	9.00	9.00	3.00	1.00	5.30	3.000	7.950	3.000	5.800	3.533
5	1	0.70	0.00	12.00	12.00	4.00	1.00	7.40	4.000	14.800	4.000	7.900	4.933
5	2	0.80	0.00	12.00	12.00	4.00	1.00	7.70	4.000	15.400	4.000	8.200	5.133
6	1	0.80	0.00	15.00	15.00	5.00	1.00	10.10	5.000	25.250	5.000	10.600	6.733
7	1	0.80	0.00	18.00	18.00	6.00	1.00	12.50	6.000	37.500	6.000	13.000	8.333
8	1	0.80	0.00	21.00	21.00	7.00	1.00	14.90	7.000	52.150	7.000	15.400	9.933
9	1	0.80	0.00	24.00	24.00	8.00	1.00	17.30	8.000	69.200	8.000	17.800	11.533
10	1	0.80	0.00	27.00	27.00	9.00	1.00	19.70	9.000	88.650	9.000	20.200	13.133
11	1	0.80	0.00	30.00	30.00	10.00	1.00	22.10	10.000	110.500	10.000	22.600	14.733
12	1	0.80	0.00	33.00	33.00	11.00	1.00	24.50	11.000	134.750	11.000	25.000	16.333
13	1	0.80	0.00	34.00	34.00	11.33	1.00	25.30	11.333	143.362	11.333	25.800	16.867

Planilla de Cálculo. Hoja 1 de 7.

Sección	Iteración	x1 respecto a B. en m	A1x1 en m <sup>3</sup>	A2x2 en m <sup>3</sup>	A3x3 en m <sup>3</sup>	ΣA1xi en m <sup>3</sup>	ΣAi en m <sup>2</sup>	x en m	Distancia o-p en m	Área A en m <sup>2</sup> [(o-p)(1)]	Altura h al centro de cara inclinada en m	Ei en ton	φ en (°)
2	1	2.667	2.500	1.333	2.667	6.500	3.000	2.167					
3	1	2.667	5.000	2.666	5.334	13.000	6.000	2.167					
3	2	2.967	5.600	3.526	5.934	15.060	6.300	2.390					
3	3	3.267	6.200	4.506	6.534	17.240	6.600	2.612					
3	4	3.567	6.800	5.606	7.134	19.540	6.900	2.819					
3	5	3.867	7.400	6.826	7.734	21.960	7.200	3.050					
4	1	5.067	14.700	19.358	15.201	49.259	12.600	3.909					
4	2	5.367	15.600	22.088	16.101	53.789	13.050	4.122					
4	3	5.667	16.500	24.998	17.001	58.499	13.500	4.333					
4	4	5.967	17.400	28.087	17.901	63.388	13.950	4.544					
5	1	8.067	31.600	73.008	32.268	136.876	22.800	6.003					
5	2	8.367	32.800	79.048	33.468	145.316	23.400	6.210					
6	1	10.767	53.000	170.008	53.835	276.843	35.250	7.854					
7	1	13.167	78.000	312.488	79.002	469.490	49.500	9.485					
8	1	15.567	107.800	518.006	108.969	734.775	66.150	11.108					
9	1	17.967	142.400	798.084	143.736	1084.220	85.200	12.726					
10	1	20.367	181.800	1164.24	183.303	1529.343	106.650	14.340					
11	1	22.767	226.000	1627.99	227.670	2081.667	130.500	15.951					
12	1	25.167	275.000	2200.87	276.837	2752.709	156.750	17.561					
13	1	25.967	292.391	2418.08	294.284	3004.762	166.029	18.098					

Sección	Iteración	Ex en ton	Ey en ton	Altura vertical Ivert. en m	Fz en ton	y2 en m	a en m	yl en m	Y en m	X en m	A1 en m²	A2 en m²	A3 en m²
2	1			3.00	4.500	1.000					9.000		
3	1			6.00	18.000	2.000					18.000		
3	2			6.00	18.000	2.000					18.000	0.450	
3	3			6.00	18.000	2.000					18.000	0.900	
3	4			6.00	18.000	2.000					18.000	1.350	
3	5			6.00	18.000	2.000					18.000	1.800	
4	1			9.00	40.500	3.000					27.000	5.400	1.800
4	2			9.00	40.500	3.000					27.000	5.400	2.250
4	3			9.00	40.500	3.000					27.000	5.400	2.700
4	4			9.00	40.500	3.000					27.000	5.400	3.150
5	1			12.00	72.000	4.000					36.000	9.000	9.450
5	2			12.00	72.000	4.000					36.000	9.000	9.450
6	1			15.00	112.50	5.000					45.000	12.600	15.750
7	1			18.00	162.00	6.000					54.000	16.200	22.050
8	1			21.00	220.50	7.000					63.000	19.800	28.350
9	1			24.00	288.00	8.000					72.000	23.400	34.650
10	1			27.00	364.50	9.000					81.000	27.000	40.950
11	1			30.00	450.00	10.00					90.000	30.600	47.250
12	1			33.00	544.50	11.00					99.000	34.200	53.550
13	1			34.00	578.00	11.33					102.00	35.400	55.650

Planilla de Cálculo. Hoja 3 de 7.

Sección	Iteración	A4 en m <sup>2</sup>	x1 resp. a B. en m	x2 resp. a B. en m	x3 resp. a B. en m	x4 resp. a B. en m	Brazo o de E <sub>y</sub> en m	ΣF <sub>v</sub> (+) en ton	ΣM(+) en ton*m	S <sub>o</sub> en ton	Brazo de S <sub>o</sub> en m	E <sub>x</sub> *y en ton*m	Brazo de E <sub>2</sub> en m	E <sub>2</sub> -Brazo de E <sub>2</sub> en ton*m
2	1		1.500					19.800	29.700	3.000	2.167		1.000	4.500
3	1		1.500					39.600	59.400	6.000	2.167		2.000	36.000
3	2		1.800	0.200				40.590	71.478	6.300	2.390		2.000	36.000
3	3		2.100	0.400				41.580	83.952	6.600	2.612		2.000	36.000
3	4		2.400	0.600				42.570	96.822	6.900	2.819		2.000	36.000
3	5		2.700	0.800				43.560	110.088	7.200	3.050		2.000	36.000
4	1		3.900	1.867	0.800			75.240	257.008	12.600	3.909		3.000	121.500
4	2		4.200	2.167	1.000			76.230	280.174	13.050	4.122		3.000	121.500
4	3		4.500	2.467	1.200			77.220	303.736	13.500	4.333		3.000	121.500
4	4		4.800	2.767	1.400			78.210	327.694	13.950	4.544		3.000	121.500
5	1	3.150	6.900	4.840	3.267	1.400		126.720	719.935	22.800	6.003		4.000	288.000
5	2	3.600	7.200	5.140	3.567	1.600		127.710	758.842	23.400	6.210		4.000	288.000
6	1	14.400	9.600	7.529	5.920	3.200		193.050	1465.608	35.250	7.854		5.000	562.500
7	1	32.400	12.000	9.922	8.300	4.800		274.230	2523.997	49.500	9.485		6.000	972.000
8	1	57.600	14.400	12.318	10.689	6.400		371.250	4010.093	66.150	11.108		7.000	1543.500
9	1	90.000	16.800	14.715	13.082	8.000		484.110	5999.889	85.200	12.726		8.000	2304.000
10	1	129.60	19.200	17.113	15.477	9.600		612.810	8569.427	106.650	14.340		9.000	3280.500
11	1	176.40	21.600	19.512	17.873	11.200		757.350	11794.742	130.500	15.951		10.000	4500.000
12	1	230.40	24.000	21.911	20.271	12.800		917.730	15751.974	156.750	17.561		11.000	5989.500
13	1	250.00	24.800	22.710	21.070	13.333		974.710	17246.525	166.029	18.098		11.333	6550.667

Planilla de Cálculo. Hoja 4 de 7.

Sección	Iteración	$\Sigma M_{\text{f}}$ en ton·m	$\Sigma F_{\text{vtotal}}$ en ton	$\Sigma M$ resp. a B en ton·m	Factor de Seguridad F.S.	Distancia (x) de la fza. act. resp. a B en m	Ancho de base (l) en m	1er. terreno (1/3) en m	2do. terreno (2/3) en m	Excentricidad (e) en m
2	1	11.101	16.800	18.699	2.700 Ok	1.113	3.000	1.000	2.000	0.387
3	1	49.002	33.600	10.398	1.212 No					
3	2	51.057	34.290	20.421	1.400 No					
3	3	53.239	34.980	30.713	1.577 No					
3	4	55.451	35.670	41.371	1.746 Ok	1.160	3.900	1.300	2.600	0.790
3	5	57.960	36.360	52.128	1.899 Ok	1.434	4.200	1.400	2.800	0.666
4	1	170.753	62.640	86.255	1.505 No					
4	2	175.292	63.180	104.882	1.598 No					
4	3	179.996	63.720	123.740	1.687 Ok	1.942	6.000	2.000	4.000	1.058
4	4	184.889	64.260	142.805	1.772 Ok	2.222	6.300	2.100	4.200	0.928
5	1	424.868	103.920	295.067	1.694 Ok	2.839	8.400	2.800	5.600	1.361
5	2	431.314	104.310	325.528	1.751 Ok	3.121	8.700	2.900	5.800	1.229
6	1	839.354	157.800	626.254	1.746 Ok	3.969	11.100	3.700	7.400	1.581
7	1	1441.508	224.730	1082.489	1.751 Ok	4.817	13.500	4.500	9.000	1.933
8	1	2278.294	305.100	1731.799	1.760 Ok	5.676	15.900	5.300	10.600	2.274
9	1	3338.255	398.910	2611.634	1.711 Ok	6.547	18.300	6.100	12.200	2.603
10	1	4809.861	506.160	3759.566	1.782 Ok	7.428	20.700	6.900	13.800	2.922
11	1	6581.606	626.850	5213.136	1.792 Ok	8.316	23.100	7.700	15.400	3.234
12	1	8742.187	760.980	7009.787	1.802 Ok	9.212	25.500	8.500	17.000	3.538
13	1	9555.460	808.681	7691.065	1.805 Ok	9.511	26.300	8.767	17.533	3.639

Planilla de Cálculo. Hoja 5 de 7.

Seccion	Iteración	$f_a$ en ton/m <sup>2</sup>	$f_a$ <Esfzo. permitido a tensión o comp. en kg/cm <sup>2</sup>	$f_b$ en ton/m <sup>2</sup>	$f_b$ <Esfzo. permitido a tensión o comp. en kg/cm <sup>2</sup>	$\Sigma F_x$ en ton	Cortant e (V) en ton/m <sup>2</sup>	$v$ $0.29\sqrt{f_c}$ en kg/cm <sup>2</sup>	$v$ $0.03f_c$ en kg/cm <sup>2</sup>	Deslizamiento (D)
2	1	1.266	0.1266<33.75 Ok	9.934	0.9934<33.75 Ok	4.500	1.500	3.552>0.150 Ok	4.5>0.1500 Ok	2.800>1 Ok
3	1									
3	2									
3	3									
3	4	-1.970	-0.197>-3.75 Ok	20.262	2.0262<33.75 Ok	18.000	4.615	3.552>0.461 Ok	4.5>0.4615 Ok	1.486>1 Ok
3	5	0.420	0.042<33.75 Ok	16.894	1.6894<33.75 Ok	18.000	4.286	3.552>0.428 Ok	4.5>0.4286 Ok	1.515>1 Ok
4	1									
4	2									
4	3	-0.616	-0.0616>-3.75 Ok	21.856	2.1856<33.75 Ok	40.500	6.750	3.552>0.675 Ok	4.5>0.6750 Ok	1.180>1 Ok
4	4	1.185	0.1185<33.75 Ok	19.215	1.9215<33.75 Ok	40.500	6.429	3.552>0.642 Ok	4.5>0.6429 Ok	1.190>1 Ok
5	1	0.345	0.0345<33.75 Ok	24.398	2.4398<33.75 Ok	72.000	8.571	3.552>0.857 Ok	4.5>0.8571 Ok	1.085>1 Ok
5	2	1.827	0.1827<33.75 Ok	22.152	2.2152<33.75 Ok	72.000	8.276	3.552>0.827 Ok	4.5>0.8276 Ok	1.087>1 Ok
6	1	2.067	0.2067<33.75 Ok	26.365	2.6365<33.75 Ok	112.500	10.135	3.552>1.013 Ok	4.5>1.0135 Ok	1.052>1 Ok
7	1	2.345	0.2345<33.75 Ok	30.948	3.0948<33.75 Ok	162.000	12.000	3.552>1.200 Ok	4.5>1.2000 Ok	1.040>1 Ok
8	1	2.723	0.2723<33.75 Ok	35.655	3.5655<33.75 Ok	220.500	13.868	3.552>1.386 Ok	4.5>1.3868 Ok	1.038>1 Ok
9	1	3.195	0.3195<33.75 Ok	40.402	4.0402<33.75 Ok	288.000	15.738	3.552>1.573 Ok	4.5>1.5738 Ok	1.039>1 Ok
10	1	3.742	0.3742<33.75 Ok	45.162	4.5162<33.75 Ok	364.500	17.609	3.552>1.760 Ok	4.5>1.7609 Ok	1.041>1 Ok
11	1	4.342	0.4342<33.75 Ok	49.931	4.9931<33.75 Ok	450.000	19.481	3.552>1.948 Ok	4.5>1.9481 Ok	1.045>1 Ok
12	1	4.999	0.4999<33.75 Ok	54.685	5.4685<33.75 Ok	544.500	21.353	3.552>2.135 Ok	4.5>2.1353 Ok	1.048>1 Ok
13	1	5.221	0.5221<33.75 Ok	56.275	5.6275<33.75 Ok	578.000	21.977	3.552>2.197 Ok	4.5>2.1977 Ok	1.049>1 Ok

Planilla de Cálculo. Hoja 6 de 7.

Sección	Iteración	Coefficiente de volteo (C)	Peso del tramo (P) en ton	Pc del tramo en ton	Centroide vertical (y) del tramo resp. a B, en m	Mom. sísmico incluyendo planos anteriores, en ton*m	Coefficiente de Westergaard (CI) en kg/m³	K1 en kg	Mt en ton*m	Mtotal en ton*m	ΣM(+)-Mtotal en ton*m	Coefficiente de volteo incluyendo sísmo.
2	1	2.700>1.5	19.800	0.990	1.500	1.485	824.386	160.232	0.998	2.483	13.484	2.203>1.5
3	1											
3	2											
3	3											
3	4	1.746>1.5	22.770	1.139	1.435	6.089	824.386	160.232	5.644	11.733	67.184	1.441<1.5
3	5	1.899>1.5	23.760	1.188	1.417	6.138	824.386	160.232	5.644	11.782	69.742	1.579>1.5
4	1											
4	2											
4	3	1.687>1.5	33.660	1.683	1.412	15.049	824.386	160.232	15.552	30.601	210.597	1.442<1.5
4	4	1.772>1.5	34.650	1.733	1.400	15.099	824.386	160.232	15.552	30.651	215.540	1.520>1.5
5	1	1.694>1.5	48.510	2.426	1.429	30.298	824.386	160.232	31.925	62.223	487.091	1.478<1.5
5	2	1.751>1.5	49.000	2.475	1.420	30.346	824.386	160.232	31.925	62.271	495.585	1.531>1.5
6	1	1.746>1.5	65.340	3.267	1.439	54.205	824.386	160.232	55.771	109.976	949.330	1.544>1.5
7	1	1.751>1.5	81.180	4.059	1.451	89.054	824.386	160.232	87.975	177.029	1618.537	1.559>1.5
8	1	1.760>1.5	97.020	4.851	1.459	137.268	824.386	160.232	129.339	266.607	2544.901	1.576>1.5
9	1	1.771>1.5	112.860	5.643	1.465	201.224	824.386	160.232	180.596	381.820	3770.075	1.591>1.5
10	1	1.782>1.5	128.700	6.435	1.469	283.295	824.386	160.232	242.432	525.727	5335.588	1.606>1.5
11	1	1.792>1.5	144.540	7.227	1.473	385.863	824.386	160.232	315.488	701.351	7282.957	1.619>1.5
12	1	1.802>1.5	160.380	8.019	1.475	511.295	824.386	160.232	400.373	911.668	9653.855	1.632>1.5
13	1	1.805>1.5	56.980	2.849	0.497	558.598	824.386	160.232	431.397	989.995	10545.45	1.635>1.5

Planilla de Cálculo. Hoja de 7 de 7.

- Tabla de momentos estáticos e hidrostáticos (sismicos).

A	B	C	D	E	F
Sección	h en m	$h^{(3/2)}$ en m	$E_T$ en ton*m	$E_{T acumulada}$ en ton*m	$P_{\alpha}$ en ton
2	3.000	5.196	0.831	0.831	0.990
3	6.000	14.697	2.352	3.183	1.188
4	9.000	27.000	4.320	7.503	1.773
5	12.000	41.569	6.651	14.154	2.475
6	15.000	58.095	9.295	23.449	3.267
7	18.000	76.368	12.219	35.668	4.059
8	21.000	96.234	15.397	51.065	4.851
9	24.000	117.576	18.812	69.877	5.643
10	27.000	140.296	22.447	92.324	6.435
11	30.000	164.317	26.291	118.615	7.227
12	33.000	189.571	30.331	148.946	8.019
13	34.000	198.252	31.720	180.666	2.849

A	G	H	I	J	K	L
Sección	$P_{\alpha acm.}$ en ton	$E_T + P_{\alpha acm.}$ multiplicado en ton	$0.4h$ en m	$M_T$ en ton*m	$M_d$ en ton*m	$M_{total}$ en ton*m
2	0.990	1.821	1.200	0.998	1.485	2.483
3	2.178	4.530	2.400	5.644	6.138	11.782
4	3.911	8.231	3.600	15.552	15.099	30.651
5	6.386	13.037	4.800	31.925	30.346	62.271
6	9.653	18.948	6.000	55.771	54.205	109.976
7	13.712	25.931	7.200	87.975	89.054	177.029
8	18.563	33.960	8.400	129.339	137.268	266.607
9	24.206	43.018	9.600	180.596	201.224	381.820
10	30.641	53.088	10.800	242.432	283.295	525.727
11	37.868	64.159	12.000	315.488	385.863	701.351
12	45.887	76.218	13.200	400.373	511.295	911.668
13	48.736	80.456	13.600	431.397	558.598	989.995

- **Tabla de combinación de efectos.**

A	B	C	D	E	F	G
Sección	$\Sigma F_v = R_v$ en ton	$E = \Sigma F_v$ en ton	$E + P_{\text{acc}}$ multiplo en ton	$\Sigma = C + D$ en ton	Area de la sección en m <sup>2</sup>	Cortante unitario en kg/cm <sup>2</sup>
2	16.800	4.500	1.821	6.321	3.000	0.211
3	36.360	18.000	4.530	22.530	4.200	0.536
4	64.260	40.500	8.231	48.731	6.300	0.774
5	104.310	72.000	13.037	85.037	8.700	0.977
6	157.800	112.500	18.948	131.448	11.100	1.184
7	224.730	162.000	25.931	187.931	13.500	1.392
8	305.100	220.500	33.960	254.460	15.900	1.600
9	398.910	288.000	43.018	331.018	18.300	1.809
10	506.160	364.500	53.088	417.588	20.700	2.017
11	626.850	450.000	64.159	514.159	23.100	2.226
12	760.980	544.500	76.218	620.718	25.500	2.434
13	808.681	578.000	80.456	658.456	26.300	2.504

A	H	I	J	K	L	M
Sección	Momento estático en ton*m	Momento sismico en ton*m	$\Sigma = H + I$ en ton*m	$X_b$ en m	Excentricidad (e) en m	Esfuerzo $f_u$ en kg/cm <sup>2</sup>
2	18.699	-2.483	16.216	0.965	0.535	-0.0392
3	52.128	-11.782	40.346	1.110	0.990	-0.3587
4	142.805	-30.651	112.154	1.745	1.405	-0.3449
5	325.528	-62.271	263.257	2.524	1.826	-0.3109
6	626.254	-109.976	516.278	3.272	2.278	-0.3289
7	1082.489	-177.029	905.460	4.029	2.721	-0.3485
8	1731.799	-266.607	1465.192	4.802	3.148	-0.3606
9	2611.634	-381.820	2229.814	5.590	3.560	-0.3645
10	3759.566	-525.727	3233.839	6.389	3.961	-0.3622
11	5213.136	-701.351	4511.785	7.198	4.352	-0.3538
12	7009.787	-911.668	6098.119	8.014	4.736	-0.3413
13	7691.065	-989.995	6701.070	8.286	4.864	-0.3372

A	N	O	P
Sección	Esfuerzo $f_b$ en kg/cm <sup>2</sup>	Factor de seguridad ante Deslizamiento (Ds)	Factor de seguridad ante Volteo (Cs)
2	1.1592	1.993	2.203
3	2.0901	1.210	1.579
4	2.3849	0.989	1.520
5	2.7088	0.920	1.531
6	3.1721	0.900	1.544
7	3.6778	0.897	1.559
8	4.1983	0.899	1.576
9	4.7242	0.904	1.591
10	5.2526	0.909	1.606
11	5.7811	0.914	1.619
12	6.3097	0.919	1.632
13	6.4868	0.921	1.635

- **Formulario.**

Para entender cómo se obtuvieron los valores de las distintas variables que intervienen en la Planilla de Cálculo y Tablas de momentos estáticos e hidrostáticos por sismo y combinación de efectos, enlistaremos las fórmulas que fueron utilizadas, indicando a que etapa del diseño de la Cortina pertenecen.

- Datos particulares de la sección.
  - Talud en el paramento seco (m).
  - Talud en el paramento mojado (n).
  - Altura (h).
- Subpresión.
  - $P_1 = w \cdot h$
  - $P_2 = (1/3) \cdot w \cdot h$
  - Distancia dren-B = Ancho de la base - Distancia dren-A
  - $x = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i}$
  - $S_o = \sum A_i$
- Empuje hidrostático.
  - Sobre la cara inclinada.
    - $A = (o-p)(1.0m)$
    - $E_1 = \gamma \cdot h_c \cdot A$
    - $E_x = E_1 \cdot \cos \phi$
    - $E_y = E_1 \cdot \sin \phi$
    - $a = (o-p)$
    - $y_1 = h_c + (a^2 \cdot \cos^2 \phi) \div 12 h_c$

$$g) \phi = \arctan( [o-q] \div [p-q] )$$

$$h) h_c = h_{\text{vertical}} + \frac{1}{2}(p-q)$$

$$i) o-p = \sqrt{ [p-q]^2 + [o-q]^2 }$$

B) Sobre la cara vertical.

$$a) E_2 = \frac{1}{2} \cdot w \cdot h^2_{\text{vertical}}$$

C) Cálculo del centro de presiones de  $E_1$  y  $E_2$ .

$$a) y_2 = (1/3) \cdot h_{\text{vertical}}$$

$$b) y = h_{\text{parcial}} - y_1$$

$$c) x = (y_1 - h_{\text{vertical}}) ( [o-q] \div [p-q] )$$

• Cálculo de la estabilidad de la Cortina por cargas estáticas.

$$a) \Sigma F_v(+) = w_p + E_y$$

$$b) \Sigma F_{v\text{total}} = \Sigma F_v(+) - S_o$$

$$c) \Sigma M_{\text{respecto a B}} = \Sigma M(+) - \Sigma M(-)$$

$$d) \text{F.S. Volteo} = \Sigma M(+) / \Sigma M(-)$$

$$e) \text{Xfza. act. resp. a B} = \Sigma M_{\text{respecto a B}} \div \Sigma F_{v\text{total}}$$

$$f) \text{1er. tercio medio} = T/3$$

$$g) \text{2do. tercio medio} = (2/3) \cdot T$$

• Cálculo de esfuerzos.

$$a) e = (T/2) - \text{Xfza. act. resp. a B}$$

$$b) f_a = (N \div T) (1 - [6e \div T])$$

$$c) N = \Sigma F_{v\text{total}}$$

$$d) f_b = (N \div T) (1 + [6e \div T])$$

$$e) v = \Sigma F_x \div A = (E_2 + E_x) \div A$$

$$f) v = 0.29 \sqrt{f^2 c}$$

$$g) v = 0.03 f^2 c$$

$$h) D = \mu \cdot [\Sigma F_{v\text{total}} / \Sigma F_x]$$

$$i) \Sigma F_x = E_2 + E_x$$

$$j) C = \Sigma M(+) / \Sigma M(-)$$

• Efectos sísmicos.

$$a) P = (\text{Área de la sección})(1.0m)(W)$$

$$b) M_{\text{sismico}} = \Sigma P_i \cdot \alpha \cdot (y_i + h_i)$$

Desde  $i=1$  hasta  $n$ . Donde  $n$  es el número de secciones analizadas incluyendo la actualmente siendo estudiada. Y  $h_i$  es la diferencia de altura entre las bases de las secciones  $i$  y  $n$ .

• Efectos hidrostáticos.

$$a) C_T = 817 \div \sqrt{(1 - 0.0775[H \div 100T]^2)}$$

$$b) K_T = (2/3) \cdot C_T \cdot \alpha \cdot \sqrt{H}$$

- c)  $M_t = 0.4K_T \cdot h^{(5/2)}$
- d)  $M_{total} = M_t + M_{sismico}$
- e) F.S. Volteo incluyendo sismo =  $\Sigma M(+)$  / ( $\Sigma M(-) + M_{total}$ )
- f)  $\alpha = a_s/g$

- Tabla de momentos estáticos e hidrostáticos (por sismo).
  - a)  $E_T = K_T \cdot h^{(3/2)}$
  - b)  $M_t = 0.4h \cdot E_T$
  - c)  $M_d = M_{sismico}$
  - d)  $M_{total} = M_t + M_d$
- Tabla de combinación de efectos.
  - a)  $\Sigma F_v = R_v = w_p - S_o$
  - b)  $E = \Sigma F_x$
  - c) Superficie de la sección = T(1.0m)
  - d) Cortante unitario = (col.C + col.D) ÷ Superficie de la sección
  - e)  $x_B = col.J + col.B$
  - f)  $e = (T/2) - x_B$
  - g)  $f_a = (N + T)(1 - [6e ÷ T])$
  - h)  $f_b = (N + T)(1 + [6e ÷ T])$
  - i)  $D_s = \mu \cdot [\Sigma F_{vtotal} / \Sigma F_x]$
  - j)  $C_s = \Sigma M(+)$  / ( $\Sigma M(-) + M_{total}$ )

A continuación enlistaremos el significado de cada una de las variables que aparecieron en el formulario:

- P<sub>1</sub>** es la Subpresión en el talón de la Cortina (punto A).
- P<sub>2</sub>** es la Subpresión debajo de la línea de drenes de la Cortina.
- A<sub>i</sub>** es el Área parcial **i** del diagrama de subpresión.
- x<sub>i</sub>** es el Centroides horizontal de **A<sub>i</sub>** con respecto al pie de la Cortina (punto B).
- x** es el Centro de aplicación de la resultante de la subpresión con respecto al pie de la Cortina (punto B).
- S<sub>o</sub>** es la Subpresión.

- A** es el Área unitaria frontal de la cara inclinada del paramento mojado.
- E<sub>1</sub>** es el Empuje hidráulico sobre la cara inclinada del paramento mojado.
- E<sub>x</sub>** es el Componente horizontal de **E<sub>1</sub>**.
- E<sub>y</sub>** es el Componente vertical de **E<sub>1</sub>**.
- a** es la Distancia **o-p**.
- y<sub>1</sub>** es el Centro vertical de presiones de **E<sub>1</sub>**.
- h<sub>c</sub>** es la Profundidad al centro de la cara inclinada.
- γ** es el Peso volumétrico del agua.
- φ** es el Ángulo en grados de **o-p** con respecto a la vertical.

**o-p** es la Distancia entre los extremos inferior y superior de la cara inclinada del paramento mojado.  
**q** es el Punto imaginario producido por la intersección del plano vertical que pasa por **p** y el plano horizontal que pasa por **o**.  
**o-q** es el Componente horizontal de **o-p**.  
**p-q** es el Componente vertical de **o-p**.  
**h<sub>parcial</sub>** es la Altura desde la corona hasta el plano inferior de la sección transversal que esta siendo analizada.  
**y** es el Centro vertical de aplicación de **E<sub>1</sub>** con respecto a **q**.  
**x** es el Centro horizontal de aplicación de **E<sub>1</sub>** con respecto a **q**.

**E<sub>2</sub>** es el Empuje hidráulico sobre la cara vertical del paramento mojado.  
**w** es el Peso volumétrico del agua.  
**h<sub>vertical</sub>** es la Altura del paramento mojado que presenta un talud igual a cero.  
**y<sub>2</sub>** es el Centro vertical de presiones de **E<sub>2</sub>**.  
**ΣF<sub>v(+)</sub>** es la Sumatoria de fuerzas verticales positivas.  
**ΣF<sub>vtotal</sub>** es la Resultante de las fuerzas verticales.  
**ΣM<sub>respecto a B</sub>** es la Resultante de momentos producidos con respecto al pie de la Cortina (punto B).  
**ΣM(+)** es la Sumatoria de momentos positivos producidos con respecto al pie de la Cortina (punto B).  
**ΣM(-)** es la Sumatoria de momentos negativos producidos con respecto al pie de la Cortina (punto B).  
**x<sub>fza. act. resp. a B</sub>** es la Distancia de la resultante de las fuerzas actuantes con respecto al pie de la Cortina (punto B).  
**T** es el Ancho de la base (plano inferior) de la sección transversal de la Cortina.  
**w<sub>p</sub>** es el Peso propio de la Cortina.

**e** es la Excentricidad de la resultante de fuerzas respecto al punto medio de la base de la sección transversal.  
**f<sub>a</sub>** es el Esfuerzo en el talón de la Cortina.  
**N** es la Resultante de fuerzas verticales.  
**f<sub>b</sub>** es el Esfuerzo en el pie de la Cortina.  
**v** es el Esfuerzo cortante.  
**E<sub>x</sub>** es el Componente horizontal de **E<sub>1</sub>**.  
**v** es el Esfuerzo cortante resistente.  
**D** es el Deslizamiento.  
**μ** es el Coeficiente de fricción.  
**ΣF<sub>x</sub>** es la Sumatoria de fuerzas horizontales.  
**C** es el Volteo (giro de la Cortina alrededor de su pie).

**P** es el Peso de la sección transversal de la Cortina.  
**M<sub>sísmico</sub>** es el Momento sísmico.

$P_i$  es el Peso de la sección  $i$  de la Cortina.  
 $y_i$  es el Centro vertical  $i$  de aplicación de  $P_i$  con respecto al plano inferior de la sección  $n$ .

$h_i$  es la Diferencia de altura entre las bases de las secciones  $i$  y  $n$ .

$n$  es el Número de secciones analizadas incluyendo la actualmente estudiada.

$i$  es el Contador de la sumatoria.

$W$  es el Peso volumétrico del concreto.

$P_i \alpha$  es la Fuerza sísmica sobre la sección transversal  $i$ .

$C_r$  es el Coeficiente de Westergaard.

$M_t$  es el Momento hidrostático a una altura  $h$ .

$M_{total}$  es el Momento total.

$F.S.$  es el Factor de seguridad.

$E_T$  es la Presión hidrostática adicional a una altura  $h$ .

$M_d$  es el Momento sísmico.

$\alpha$  es el Coeficiente sísmico.

$a_s$  es la Aceleración de la gravedad.

$g$  es la Aceleración de la gravedad.

$t$  es el Periodo sísmico.

$H$  es la Altura máxima de la Cortina.

$E$  es la Sumatoria de fuerzas horizontales.

$D_s$  es el Factor de seguridad contra el deslizamiento afectado por sismo.

$C_s$  es el Factor de seguridad contra el volteo afectado por sismo.

# Bibliografía.

- 1. Torres Herrera, Francisco. Ing. Civil.  
Obras Hidráulicas.  
Segunda edición.  
Editorial Limusa.  
México, D.F. 1987  
294pp.
- 2. Hernández Blanket, Joel. Ing. Civil .  
Apuntes de Obras Hidráulicas.  
Universidad Autónoma de Baja California.  
Semestre periodo 1994-2.  
160pp.
- 3. Diseño de Presas pequeñas.  
United States Department of the Interior Bureau of Reclamation  
Traductor: Ing. Civil José Luis Lepe.  
Compañía Editorial continental S.A. de C.V.  
México, D.F. 1985  
639pp.
- 4. Ramón Vidal, Juan.  
“Documento: S.O.S Agua, Nuestra fuente de vida está en peligro”.  
Muy Interesante.  
Año 8 Número 12.  
(México, D.F., diciembre 1991).  
pp. 5 a la 16.
- 5. Castañeda González, Roberto.  
“El Agua Potable”.  
Muy Interesante. Especial de Ecología  
Número 3.  
(México, D.F., agosto 1993).  
pp. 36 a la 40.
- 6. Autores varios.  
“El Libro de las Citas”.  
Muy Interesante. Suplemento de la revista.  
Año 9 Número 9.  
(México, D.F., septiembre 1992).