



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO DE UNA CORTINA
TIPO GRAVEDAD

T E S I S

Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL

Presenta

Miguel Angel Rodriguez Avilés

México, D. F.

1985





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

INTRODUCCION	1
I.- ASPECTOS GEOLOGICOS	2
1.1 Objeto de las investigaciones	2
1.2 Métodos de exploración subterránea	5
1.3 Muestreo	13
1.4 Registro de las exploraciones	16
1.5 Pruebas de campo	18
II.- ALTURA DE LA CORTINA	36
II.1 Aspectos generales	36
II.2 Clasificación de las presas	37
II.3 Factores que influyen en la determinación del tipo de --- cortina	38
II.4 Definición de cortina	43
II.5 Altura de la cortina	43
III.- GEOMETRIA DE LA CORTINA	53
III.1 Introducción	53
III.2 Fuerzas actuantes en una cortina tipo gravedad	53
III.3 Determinación de las fuerzas actuantes	54
III.4 Combinaciones de carga	61
III.5 Factores de seguridad	62
III.6 Condiciones de estabilidad de una cortina tipo gravedad .	65
III.7 Consideraciones para la determinación de la sección real- de una cortina tipo gravedad	77

IV.-	CONCRETOS MASIVOS EN CORTINAS	79
IV.1	Generalidades	79
IV.2	Propiedades	80
IV.3	Materiales que integran el concreto	81
IV.4	Tipos de mezcladoras	83
IV.5	Transporte de la mezcladora a la forma	83
IV.6	Tratamiento de las juntas de colado	84
IV.7	Colocación del concreto	85
IV.8	Formas	86
IV.9	Pre-enfriado	87
IV.10	Post-enfriado	87
V.-	CONTROL DE CALIDAD	89
V.1	Conceptos básicos	89
V.2	Propiedades del concreto	94
V.3	Proporcionamiento de mezclas de concreto	95
VI.-	CONCLUSIONES	97

Introducción.

El presente trabajo esta fundamentado de acuerdo con el desarrollo que se le dá a este tema en la materia de Presas de Almacenamiento y Derivación que se imparte en esta Facultad.

El objetivo que trata de cubrir este trabajo escrito, es el de describir en forma general los aspectos más importantes que intervienen para llegar al diseño definitivo de una cortina tipo gravedad, como son:

Aspectos Geológicos.- La importancia que tiene el llevar a cabo una buena exploración de la cimentación para poder llegar a determinar el sitio más factible para cimentar una cortina tipo gravedad.

Altura de la Cortina.- Los factores hidráulicos e hidrológicos que intervienen para poder llegar a determinar la altura máxima de la cortina, tales como análisis de sedimentos, funcionamiento de vaso, tránsito de avenidas y determinación del bordo libre.

Geometría de la Cortina.- En este punto el objetivo es el de llegar a determinar la sección real de la cortina en base al análisis de estabilidad de una sección ideal, hasta poder llegar a determinar la sección óptima y que sea además estable.

Aspectos Constructivos.- El objetivo es tratar de hacer ver la importancia que tiene el estar familiarizado con los equipos y técnicas de elaboración, manejo y colocación de los concretos masivos en cortinas. Esto con el fin de obtener una obra económica en su ejecución, así como un buen control de calidad.

I. ASPECTOS GEOLOGICOS

I.1. Objeto de las investigaciones

En todo proyecto de una presa es esencial la adquisición de datos sobre las condiciones de la cimentación y de los materiales de construcción. Estas investigaciones se realizan en el gabinete, en el campo y en el laboratorio. Para tener una mayor eficiencia, la recolección de datos debe -- proyectarse debidamente.

Los investigadores deben saber clasificar los suelos y las rocas, deben tener conocimientos sobre las características técnicas y geológicas del relieve; así como estar familiarizados con los métodos para hacer registros de sondeos, de pruebas de campo y de laboratorio que son requeridos en el proyecto de Presas.

Son indispensables también los estudios de cimentación para determinar si se puede construir una estructura segura en el sitio elegido, ya que un gran número de fallas en presas se han debido a cimentaciones defectuosas. Siendo cierto que muchas de las fallas pudieron haberse previsto con estudios e investigaciones satisfactorias, que hubieran conducido a la selección de sitios seguros o a la adopción de medidas en el proyecto y en la construcción, necesarias para contrarrestar las fallas o defectos en la cimentación.

El primer paso en el estudio de un vaso es un reconocimiento con el objeto de seleccionar, basándose principalmente en la topografía y la geología local el sitio más favorable para la Presa. Este reconocimiento es tarea del ingeniero y del geólogo. El trabajo de campo debe estar precedido por un estudio de todos los datos disponibles con relación a la corriente y el área que se considera. Un reconocimiento cuidadoso puede permitir la selección del sitio más favorable para la Presa, en caso de haber varios puede simplificar y economizar los trabajos de exploración.

Las condiciones de la cimentación en algunas ocasiones se revelan o se -- infieren por inspección visual de los detalles de la erosión, afloramiento de la roca, por excavaciones o estudios realizados con anterioridad -- en el sitio, bancos de extracción de materiales y canteras. Algunos datos sobre aguas subterráneas se pueden obtener de pozos locales. Los resultados de los estudios de campo deben registrarse en planos topográficos, y en caso de ser necesario en fotografías aéreas.

En esta etapa de investigación, el plano puede tener dibujados los linderos de los depósitos de suelos y afloramientos de roca, localización de -- la zona de fallas u otras irregularidades geológicas visibles y el buzamiento y el rumbo de los detalles geológicos, como fisuras, mantos y zonas fracturadas.

El plano debe acompañarse de un informe describiendo los diferentes detalles geológicos, incluyendo la clasificación de las rocas y los suelos, -- tipos de materiales cementantes que contengan la roca y el suelo, y el -- origen y el proceso de sedimentación de los diferentes tipos de suelos. -- El informe del reconocimiento debe discutir las relaciones recíprocas entre las condiciones geológicas y la permeabilidad presente y futura del -- vaso y de la cimentación de la presa, y a la estabilidad futura de la presa. Los problemas geológicos muy evidentes, que requieren una resolución -- por medio de estudios posteriores, se deben discutir más ampliamente y hacerse un programa provisional en el que se describa y recomiende la extensión y carácter de exploraciones más detalladas para etapas posteriores. En la etapa de estudio de la viabilidad, es necesario efectuar la exploración subterránea de la cimentación para determinar definitivamente:

1ª La profundidad de la roca en el sitio de la cortina.

2ª El carácter de la roca y de los suelos bajo la cortina y estructuras -- conexas.

Generalmente es necesario perforar una línea de barrenos de sondeo en el sitio de la cortina, a lo largo del eje propuesto. Como cualquier eje que

se elija en el campo es por tanteo y esta sujeto a modificaciones por razones de proyecto, es conveniente hacer sondeos aguas arriba y abajo del eje. El número de sondeos que se requiere para la exploración de las presas está determinado por la complejidad de las condiciones geológicas, -- pero la separación máxima no debe exceder de 150m., y la profundidad de los sondeos debe ser cuando menos igual a la altura de la cortina.

También es necesario estudiar las condiciones subterráneas en las posibles ubicaciones de las obras complementarias de la presa, para aclarar cualquier problema geológico que no se haya resuelto.

Aunque existen muchos métodos para perforar los suelos, solamente se recomendarán los que permiten muestrear y probar la cimentación de la cortina.

Los pozos de prueba, las zanjas, los túneles y los sondeos con taladros de gran diámetro que permiten el examen visual de la cimentación, son métodos excelentes para determinar el carácter del despalme, y que se recomiendan siempre que sea posible utilizarlos. Los métodos de exploración recomendados para las cimentaciones de las presas son: la barrenadora giratoria y el muestreador que se hinca. Son convenientes las pruebas para determinar la densidad en el lugar y la humedad de los suelos arriba del agua. Para las perforaciones en roca se requiere el uso de perforadoras giratorias y de brocas de diamante para obtener corazones. Los valores aproximados de la permeabilidad de los estratos de roca y del despalme del suelo, se pueden determinar mediante pruebas en los sondeos realizados. En todos los sondeos es importante medir y registrar las profundidades del nivel del agua libre y las fechas en las que se efectúan las medidas. El informe que se hace al terminar la etapa de la viabilidad debe incluir un plano a escala grande, que lleve la geología de la superficie la situación de todos los sondeos y las secciones geológicas levantadas en los cortes naturales o artificiales. Las secciones transversales deben dibujarse mostrando los detalles geológicos conocidos y los probables. Deben incluirse los registros.

1.2. Metodos de exploración subterránea

1.2.1 Introducción.

Los pozos de prueba abiertos, las zanjas y túneles proporcionan la más -- completa información del terreno estudiado y también permiten el examen -- de la superficie de la roca de cimentación. Cuando la profundidad del te -- rreno que constituye el espalme y las condiciones del agua subterránea -- permiten su uso económico, se recomiendan estos métodos para la explora -- ción de las cimentaciones en lugar de atenerse unicamente, en los sondeos

1.2.2 Pozos de prueba.

Los pozos de prueba son medios efectivos para explorar y muestrear las ci -- mentaciones de tierra y materiales de construcción. Su uso facilita la -- inspección, muestreo y las pruebas para determinar la densidad. La profun -- didad de los pozos de prueba la determina las exigencias de la investiga -- ción pero, generalmente, queda limitada a unos cuantos metros abajo del -- nivel freático. La sección mínima recomendada para un pozo de prueba exca -- vado a mano es de 0.90m. x 1.50m. Las excavaciones con dragas, retroex -- cavadoras, etc., son generalmente más económicas que las hechas a mano -- para exploraciones de materiales de, relativamente, poca profundidad, pe -- ro no resultan prácticas cuando se desea alcanzar una profundidad mayor -- de 5.0m. Cuando el suelo es duro, las rompedoras neumáticas operadas por -- compresores pequeños montados en remolques, facilitarán el avance en los -- pozos excavadores a mano. Es común el uso de explosivos para romper el -- boleo grande.

En los pozos de prueba excavados a mano los materiales se extraen del agu -- jero con cucharones operados con un malacate. Durante la excavación, el -- fondo del agujero debe mantenerse bastante nivelado y con la sección com -- pleta, de manera que el material extraído represente la porción correspon -- diente del depósito en cantidad y calidad.

Todos los pozos excavados a mano deberán ademsarse. En los materiales suel

tos se aconseja dejar un espacio mínimo entre las paredes del pozo y el ademe, además de rellenar el espacio libre con paja o viruta para mantener el fondo del ademe cerca del fondo del pozo. Los pozos de prueba -- profundos deberán ventilarse para evitar la acumulación de aire estancado.

Cuando se encuentra agua en el pozo, será necesario un sistema de bombeo para poder avanzar más, no obstante que el desagile de los pozos es generalmente, costoso y a menudo no se justifica.

1.2.3 Zanjas.

Las zanjas de prueba se excavan para exponer en forma continua el terreno a lo largo de una línea dada o sección. En general, sirven para el mismo efecto que los pozos de prueba, pero tienen la ventaja adicional de permitir observar la continuidad de las características de un estrato especial. Se adaptan mejor a las exploraciones de poca profundidad -- en terrenos de pendiente moderada.

El perfil descubierto con estas zanjas puede presentar toda la profundidad de estratos puede limitar la exploración a la zona superior intemperizada de las cimentaciones. Las zanjas permiten la inspección visual -- de los estratos de suelos lo que facilita hacer los registros de los -- perfiles y la selección de las muestras. También permiten obtener grandes muestras inalteradas o muestras alteradas individuales grandes o -- muestras compuestas. Las zanjas en terrenos en declive tienen la ventaja de drenarse por sí mismas.

1.2.4 Túneles.

Es un tipo de exploración semejante al anterior, pero que penetra en -- las laderas de la boquilla excavando un túnel pequeño de 1.5m. de ancho por 2m. de alto

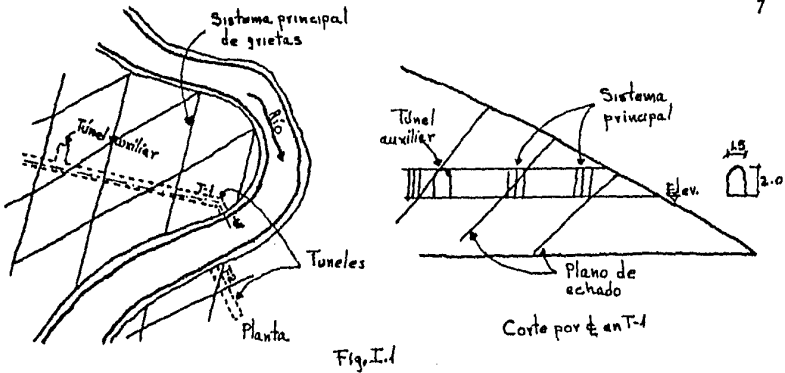


Fig. I.1

El objeto es:

- Determinar el tipo de formación, fracturamiento, existencia de fallas etc.
- Obtener muestras de las rocas para ensayarlas en laboratorio, y.
- Realizar pruebas de campo a fin de conocer la permeabilidad y la compresibilidad de la roca.

El número de túneles, su localización y profundidad dependen de la geología. Son exploraciones costosas; requieren equipos simples de barrenación y el uso de explosivos; la extracción de los materiales se hace en general a mano; en caso de ser necesario ademar los costados y el techo, el ademe debe seguir la excavación lo más cerca posible. Deben lavarse las paredes y el techo para inspeccionar debidamente la roca.

En estos túneles, el geólogo hace el levantamiento de grietas, determinando rumbos y echados y observa los rellenos de dichas grietas.

La excavación de túneles de exploración puede ser un proceso lento y costoso; en consecuencia, este tipo de investigación debe utilizarse solamente cuando no se pueda utilizar otro procedimiento para obtener la información buscada.

1.2.5 Sondeos

1.2.5.1 Introducción.

La ejecución de un sondeo solamente se puede lograr empleando herramientas convenientes cuya acción produce la perforación de las rocas.

A cada una de estas herramientas corresponde un procedimiento de perforación.

ción. Contrariamente a lo que se podría pensar, no existe un método universal y siempre es preciso elegir uno adaptado al resultado que se busca. Por lo general un sondeo de reconocimiento no se realiza siempre con un procedimiento que consiga obligatoriamente grandes rendimientos disminuyendo con esto la calidad del reconocimiento, sino con un método que permita una buena testificación de las formaciones geológicas y un estudio hidrológico del subsuelo.

La elección del procedimiento depende no sólo del fin que se persigue sino también de la naturaleza de los terrenos que se puedan atravesar, el trabajo del perforador consiste en saber elegir el procedimiento que mejor se adapte.

Según su naturaleza mecánica, las rocas de la corteza terrestre se dividen en dos clases:

- Rocas Blandas.
- Rocas Tenaces.

En el caso de las rocas blandas no existe realmente ningún problema de perforación, ya que la roca está reducida de antemano al tamaño de granos pero sí un problema de extracción y de mantenimiento de las paredes del sondeo. Sin embargo algunas veces no se puede conseguir la extracción más que después de haber perforado o partido los bloques o guijarros demasiado grandes para pasar por el sondeo.

Por el contrario, las rocas tenaces difíciles de perforar dan lugar a un sondeo en el que generalmente las paredes se sujetan muy bien.

Se perforan aprovechando su fragilidad, su resistencia al cizallamiento o su resistencia al desgaste. En el primer caso se opera por percusión y en los otros dos por rotación.

1.2.5.2 Sondeos con barrenas.

Los sondeos con barrenas con frecuencia constituyen el método más sencillo de investigación de suelos y de muestreo. Puede utilizarse con cualquier fin en que las muestras alteradas son satisfactorias y son de gran-

ayuda para adelantar los barrenos a las profundidades en las que se necesitan muestreos de materiales inalterados hechos por medio de tubos de paredes delgadas. La profundidad de las investigaciones con barrenas es, sin embargo, limitada por el nivel freático y por la cantidad y tamaño de gravas, cantos rodados o boleos en relación con el tamaño del equipo usado. - Se pueden usar posteadoras de mano en terrenos ligeramente cohesivos obteniendo perforaciones de unas decenas de metros de profundidad y de 30 ó 40 Cms. de diámetro.

Las barrenas con propulsión mecánica son de tres tipos:

- Barrenas helicoidales de 3 a 16 Pulg. de diámetro.
- Barrenas de disco hasta de 42 Pulg. de diámetro.
- Barrenas de cucharón hasta de 48 Pulg. de diámetro.

Las barrenas y los taladros han dado paso a toda una gama de campanas o cucharas con válvulas o bolas y a las bombas de arena generalmente suspendidas de un cable cuyo relleno se hace gracias a varias subidas y bajadas de pequeña amplitud, transformando la cuchara en un verdadero pistón. Para que estas herramientas funcionen bien es necesario que el terreno esté sumergido en agua, sea natural ó artificialmente. Al maniobrar la herramienta el terreno queda en suspensión en el agua, lo que facilita el llenado de la cuchara.

Las bombas de arena son convenientes para las arenas finas, mientras que las cucharas con válvulas permiten extraer suelos más gruesos. Para facilitar este trabajo las cucharas están provistas de un anillo cortante.

Si los terrenos naturalmente secos son demasiado permeables para poder mantener en la perforación un nivel de agua artificial el llenado de la cuchara es, sino imposible, al menos muy defectuoso. Se mejora mucho el rendimiento de la perforación empleando el Hammergrab Benoto.

I.2.5.3 Perforadoras giratorias.

Uno de los equipos más importantes para las exploraciones subterráneas para las presas, es la perforadora de diamante. Está compuesta de una perfora

radora giratoria con un cilindro para extraer corazones, una broca de díamante y un sistema de alimentación hidráulica. Los tamaños de los cilindros se designan de acuerdo al diámetro de corazones obtenidos y se designan del siguiente modo:

NX -----	2 $\frac{1}{8}$ pulg. de diámetro
BX -----	1 $\frac{5}{8}$ pulg. de diámetro
AX -----	1 $\frac{1}{8}$ pulg. de diámetro
EX -----	$\frac{7}{8}$ pulg. de diámetro

La perforadora de diamante puede operarse con una variedad de brocas, según la dureza del material que se va a perforar. El equipo giratorio de perforación se fabrica un gran variedad de formas, que varían de los muy versátiles a los muy especializados, desde los muy ligeros y transportables a las plantas estacionarias pesadas; y el tamaño del barrenado desde menos de 1 pulg. ó 3 pies o más. Son capaces de perforar a profundidad -- muchos mayores que las que requieren en presas pequeñas.

Los accesorios principales de los equipos de perforación son: Un malacate para maniobras y un montacargas para colocar ademe y, para elevar y bajar las barrenas; una bomba para inyectar agua a la broca y para limpiar el barrenado; un contador de agua, los pesos de lastre necesarios, brocas, barrenas y cilindros para corazones. Se dispondrá cuando menos, de dos martillos, uno de 140 libras para las pruebas de penetración estándar y otro de 250 a 400 libras de peso para hincar y sacar el tubo de ademe.

La precisión y seguridad de los registros que se obtienen de la perforación con broca de diamante depende, principalmente del tamaño del corazón con relación a la clase de material perforado, el porcentaje del corazón-obtenido y el comportamiento durante la perforación. Los corazones proporcionan datos sobre la composición y carácter de las diferentes formaciones, poniendo en evidencia la separación e impermeabilidad de las juntas,

mantos, fisuras y otros detalles estructurales.

El cilindro para extracción de corazones, está previsto de una broca y se introduce en el barreno por medio de una barrena hueca. La circulación -- del agua para el lavado debe comenzarse antes de que el cilindro para los corazones llegue al fondo del barreno, para evitar que los fragmentos de roca o el lodo entren al cilindro al empezar a cortar el corazón. La velocidad óptima de rotación para perforar varía con el tipo de broca usada, el diámetro del cilindro y la clase de roca de la que se van a extraer -- los corazones. Cuando la velocidad de rotación es excesiva la broca se -- despostilla y se gasta rápidamente, rompiendo el corazón. Con velocidad -- baja se gasta y se rompe menos la broca y se obtienen mejores corazones, -- pero el trabajo es más lento. La variación de las velocidades de rotación usadas en las rocas medianas o blandas son de 300 a 1,500 - rpm para las brocas de diamante y de 100 a 500 rpm para las de metal.

La velocidad del avance de la broca para corazones depende de la presión aplicada hacia abajo sobre la misma, así como de su velocidad de rotación. Esta presión debe ajustarse cuidadosamente por el operador; las presiones excesivas hacen que la broca se trabaje y puede cortar la base del corazón. La presión de la broca se controla con un sistema de alimentación hidráulico o de tornillo en la perforadora. El peso de la columna de la barrena rara vez produce una presión que exceda a la óptima para extraer corazones de las rocas medianas y duras, y con frecuencia es necesario aplicar una presión adicional.

Como el agujero que se hace en la roca es limpio, y las grietas y fisuras no se tapan por el efecto de la perforadora, existe la oportunidad para -- hacer pruebas de filtración que indiquen la permeabilidad de los estratos y para determinar las filtraciones probables por las juntas abiertas y fi -- suras de la roca. Las pérdidas grandes de agua o entrada en los barrenos -- durante la perforación se registran como indicaciones respectivas de la -- presencia de grandes aberturas en la formación o existencia de una co -- rriente subterránea. Los barrenos terminados deben taparse y conservarse --

Para hacer observaciones del nivel freático o como barrenos para inyecciones en caso necesario.

1.2.5.4. Pruebas de penetración estándar.

Este es un procedimiento para hacer sondeos en los suelos con un muestreador para obtener muestras representativas moderadamente alteradas para la resistencia del suelo a la penetración del muestreador. El equipo usado debe perforar un barreno razonablemente limpio, de cuando menos 2½ pulg. de diámetro antes de la introducción del muestreador. Para tener la seguridad de que el material que se va a extraer está relativamente inalterado, no se permitirá el uso de la barrena. De un filo con descarga de agua en el extremo inferior, ni deben permitirse chorros aplicados con tubos abiertos para limpiar los sondeos. La figura (1.2)

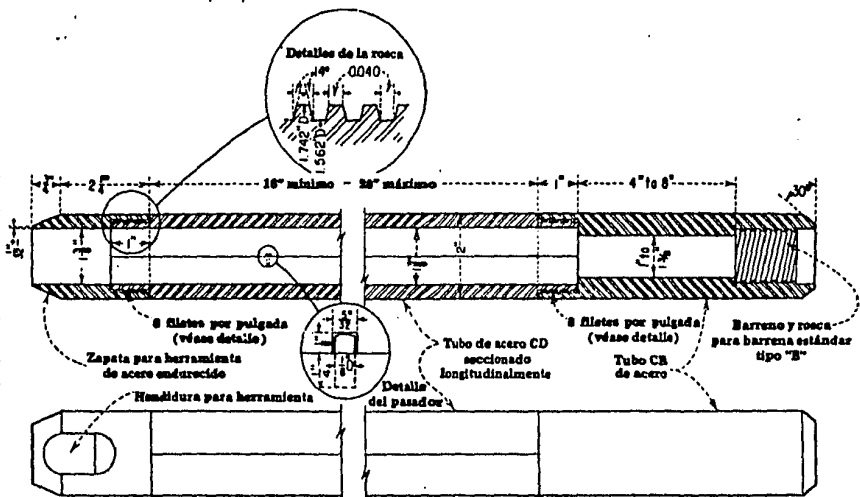


fig. 1.2

muestra las dimensiones del muestreador. La zapata para hincarlo es de -- acero endurecido, que debe reemplazarse o repararse cuando se amella o se deforma. El equipo para hincado consiste en una maza de 140 lb. de peso, - con caída libre de 30 pulg.. Se permite un martillo más pesado para hin- car el Ademe.

1.2.5.5 Métodos Geofísicos.

Estos métodos son recomendables cuando en las exploraciones es necesario obtener un mayor rendimiento y cuando es sumamente difícil obtener información de las formaciones cubiertas por las capas superiores del suelo. En la actualidad se han realizado testificaciones eléctricas, magnéticas, radiactivas o térmicas. De los estudios más usuales en el diseño de pre- sas se tienen los siguientes:

- Sondeos Sísmicos - Consiste en medir la velocidad de propagación de - una onda provocada con explosivos, a través de las formaciones de las laderas o en el fondo del río.
- Sondeos Eléctricos - Este método se fundamenta en medir la resistencia- eléctrica de los diferentes tipos de suelos que -- forman el sitio en estudio. Se han usado para de - terminar la profundidad aproximada de la altera -- ción de la roca y también para determinar la exten -- sión de los depósitos subterráneos de grava.

1.3. MUESTREO

Los objetos y usos de las muestras son numerosos. Son necesarias para --- identificar y clasificar los suelos y las rocas correctamente. Son indis- pensables para las determinaciones de densidad y humedad y para las prue- bas de laboratorio, agregados para el concreto y enrocamiento. En gran -- parte, las muestras determinan los resultados de exploraciones para las - cimentaciones y materiales de construcción para las presas. Evidentemente se harán conclusiones erróneas si las muestras no son verdaderamente re -

representativas de las exploraciones.

Las muestras se clasifican en dos grandes grupos:

Las alteradas - Son aquellas en las que no se hace ningún esfuerzo para conservarles su estructura original. Estas muestras deben extraerse para su inspección y examen general, para la clasificación de suelos, determinación de la humedad o para determinar sus características de compactación.

Las inalteradas - Son aquellas que varían de las moderadamente alteradas obtenidas de los muestreadores seccionales a las casi-completamente alteradas cortadas a mano.

La importancia de que las muestras sean representativas no se puede exagerar. Para lo que se requiere considerable cuidado debido a la variación natural de los depósitos de suelos. Las muestras representativas son relativamente fáciles de obtener en las zanjas, pozos de prueba y en los bancos de los cortes, porque los diferentes estratos originales se pueden inspeccionar visualmente. Los barrenos, sin embargo, no permiten la inspección visual del perfil y es más difícil obtener muestras representativas utilizando barrenos.

Las muestras pueden ser individuales o compuestas. Las muestras individuales son muestras aisladas que representan un estrato o tipo de suelo. Un grupo de muestras individuales que representan todos los estratos de un solo pozo de prueba, pueden combinarse en la misma relación que la de los espesores de los estratos de los que se han tomado para formar la muestra compuesta. Generalmente, es preferible obtener muestras individuales de cada estrato de suelo de un depósito, en vez de componer la muestra en el campo, porque la profundidad de excavación más conveniente se puede determinar probando varias muestras compuestas en el laboratorio.

Los tamaños necesarios de las muestras dependen de la naturaleza de las pruebas de laboratorio que se puedan necesitar. Las muestras alteradas de 75 lb. o más, deben colocarse en sacos o en otros envases adecuados que --

eviten la pérdida de las fracciones final del suelo y de su humedad. Las muestras de suelos arcillosos o limosos en las que se tengan que determinar los límites de Atterberg y hacer pruebas de compactación de proctor, deben protegerse para que no se sequen y deben enviarse en sacos impermeables u otros envases para conservar la humedad tanto como sea posible. Las muestras de arenas y gravas deben enviarse en bolsas de tejido apretado y deben secarse al aire antes de colocarlas en la bolsa.

Los muestreadores para roca llamados cilindros para corazones, permiten extraer corazones de $7/8$ pulg. a $2 1/8$ pulg. de diámetro y hasta de 20 pies de largo. Existen dos tipos principales de cilindros para corazones, los de tubo sencillo y los de tubo doble.

El de un sólo tubo es de proyecto más sencillo, y consta de una cabeza para el cilindro, el cilindro y la broca, que tiene una ranura anular que permite el paso del líquido para la perforación por la barrena hueca. Este modelo expone al corazón al líquido para perforar en toda su longitud, lo que produce una fuerte erosión de los materiales sueltos o débilmente cementados. Por lo tanto el tubo sencillo se usa principalmente para muestrear roca dura sólida, que requiere broca de diamante.

El muestreador de corazones de cilindro doble consta de un cilindro exterior giratorio y un cilindro interior estacionario, que protege el corazón del líquido para perforar y reduce las fuerzas de torsión transmitidas al corazón. Se usa para muestrear la roca blanda o fracturada y puede usarse para obtener corazones en los suelos duros, frágiles o parcialmente cementados, corazones de rocas blandas o no muy cementadas.

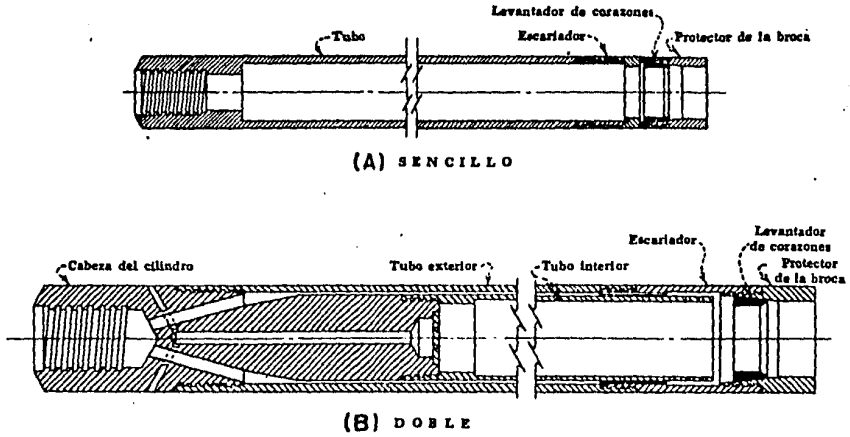


Fig. 1.3

1.4 Registro de las exploraciones.

Un registro es la relación escrita de los datos que se refieren a los materiales y condiciones encontradas en cada Sondeo. Proporcionan los datos -- fundamentales en los que se basarán todas las conclusiones subsecuentes, -- como la de que son necesarias más exploraciones o pruebas, la bondad del lugar para el sitio, el costo de construcción, el método de construcción, -- y la apreciación del probable funcionamiento de la estructura. Un registro puede representar una información oportuna e importante que se utilice durante un periodo de varios años. Cada registro por lo tanto, debe ser real preciso, claro y completo.

Para lograr lo anterior se utilizan formas que indican los datos necesarios. Los encabezados de las formas tienen espacios para poner los datos --

del proyecto, detalle, número de agujero, localización, elevación, fechas en que se comienza y termina, y el nombre de la persona responsable.

Datos breves como la profundidad a la roca fija y al nivel freático son útiles. Todos estos datos son importantes; las omisiones deben justificarse. El cuerpo de la forma para el registro está dividido en una serie de columnas con las diferentes clases de datos necesarios de acuerdo con el tipo de sondeo.

En todos los registros se darán datos sobre la presencia o ausencia de agua y comentarios sobre la seguridad de los datos. Se debe registrar la fecha en la que hacen las medidas. Los niveles del agua deben registrarse periódicamente desde que se encuentre por primera vez el agua y al irse profundizando el agujero. Es importante anotar la existencia del nivel de aguas colgadas y de aguas con presión artésiana. Se deberá anotar la extensión de los acuíferos y se deben consignar las áreas en las que se pierde el agua al proseguir la perforación.

La persona que hace los registros de los agujeros debe poder identificar los suelos de acuerdo con el Sistema de Clasificación Unificada de Suelos. La descripción de un suelo en un registro debe contener su nombre típico seguido de los datos descriptivos pertinentes. Después de que se ha descrito el suelo, se debe colocar en el grupo de clasificación correspondiente usando los símbolos compuestos de letras. Estos símbolos de grupos representan una variedad de suelos que tienen ciertas características comunes; por lo tanto, por sí mismo no son suficientes para describir un suelo determinado.

En lo que se refiere a la descripción de los corazones de roca el objetivo es obtener un registro conciso de las características importantes, geológicas y físicas, de los materiales de los corazones.

La descripción del corazón de la roca debe contener el nombre típico de la roca seguido de datos sobre sus detalles litológicos y estructurales - condición física, incluyendo alteración y cualesquiera detalles especiales geológicos, mineralógicos o físicos convenientes para la interpreta -

ción de las condiciones subterráneas. Deberá darse atención a:

- 1º La posición y categoría de las uniones, grietas o fracturas y si están abiertas o llenas, así como a los síntomas de corte, trituración o falla.
- 2º A los planos de estratificación, laminación o sedimentación y a la facilidad de división a lo largo de esos planos.
- 3º Al color, forma y tamaño de los granos, la mineralogía de los granos - y material cementante así como a la extensión con la que el material - cementante ocupa los espacios intergranulares.
- 4º El grado de alteración o intemperismo y dureza de la roca.

Las pruebas detalladas microscópicas o de laboratorio para definir el tipo de roca o mineralogía, son generalmente necesarias en casos especiales.

1.5. Pruebas de Campo.

1.5.1. Pruebas de Permeabilidad.

Para determinar la permeabilidad del terreno sobre el cual va a cimentarse la cortina. Se usan dos tipos de ensayos, según la naturaleza del terreno y el método de perforación adoptado:

- a).- Los ensayos Lefranc.- Se usan en terrenos de aluvión en los que las perforaciones siempre se entuban ya que no se debe usar lodo.
- b).- Los ensayos Lugeon.- Se usan únicamente en las rocas duras.

El principio de estos dos ensayos es idéntico. Consiste en inyectar agua - en el terreno a través de una porción conocida de la perforación llamada - tramo o bolsa. Pero la experiencia demuestra que cuando sea posible, es -- preferible extraer el agua del sondeo por bombeo.

El análisis matemático en ambos casos es el mismo. Haciendo la suposición - de que el terreno es homogéneo, el cual sin ser cierto los resultados obte - nidos son suficientes para las necesidades prácticas.

a).- Ensayos Le Franc.

La prueba se realizará en una perforación expresamente hecha para el efecto, que en su extremo inferior constará de una cámara filtrante.

La prueba podrá hacerse a flujo constante, sea por bombeo o por inyección de un gasto constante; o en flujo variable por ascenso o descenso del nivel del agua dentro de la perforación. Se recomienda que la carga de prueba limite para ambos casos sea de 5 a 10m. como máximo.

Para el primer caso:

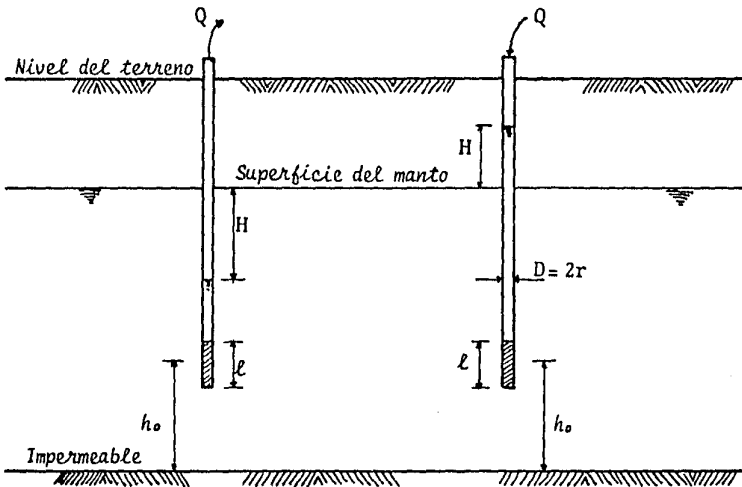


Fig. 1.4

Si se denomina por H , la diferencia de carga total correspondiente al gasto Q , la permeabilidad estará dada por:

$$K = C \frac{Q}{H} \dots (1)$$

donde:

C.- es un coeficiente que depende de las dimensiones y forma de la cámara filtrante, que para este caso se considerará como un elipsoide de revolución con el eje corto igual con "D" y una distancia focal "ℓ".

K.- en m/seg.

C.- en $\frac{1}{m} = m - 1$

Q.- en m³/seg.

H.- en m.

En Estas condiciones:
$$C = \frac{L \left[\frac{\ell}{D} + \sqrt{\left(\frac{\ell}{D}\right)^2 + 1} \right]}{4\pi r \left(\frac{\ell}{D}\right)}$$

δ

$$C = 0.366 \frac{\log \left[\frac{\ell + \sqrt{\ell^2 + D^2}}{D} \right]}{\ell}$$

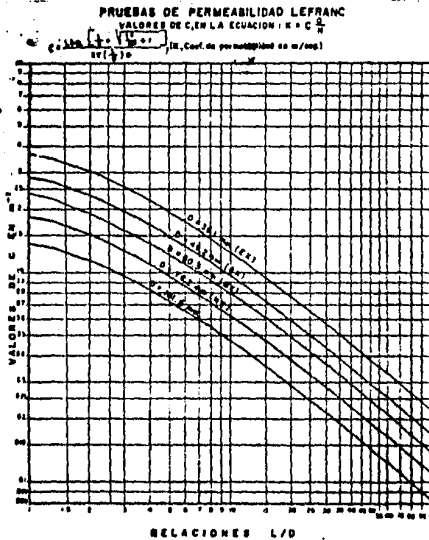


Fig. 1.5

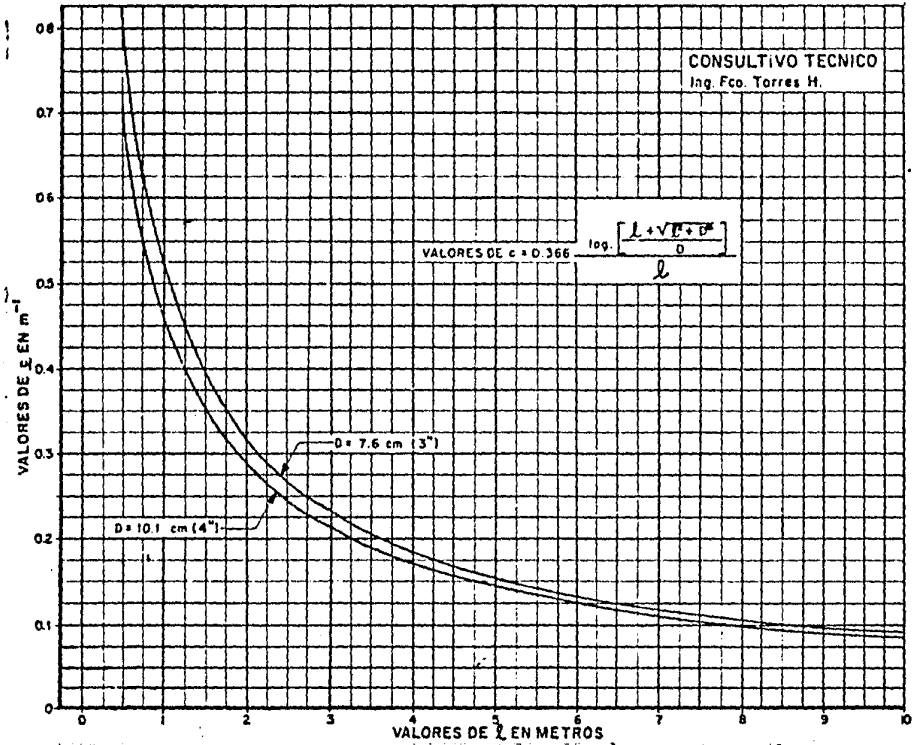


Fig. 1.6

Las figuras (1.5 y 1.6) se presentan gráficas para encontrar el valor C en -- función del diámetro de la perforación y la longitud de la cámara filtrante. Con objeto de comprobar que las condiciones son normales, se harán ensayos -- con gastos mayores y menores que el de prueba y los valores Q , H se llevarán a una gráfica a escala natural, en donde, si el ensayo es correcto, y el flujo laminar deberán quedar alineados a lo largo de una recta pasando por el origen. (ver fig. 1.7).

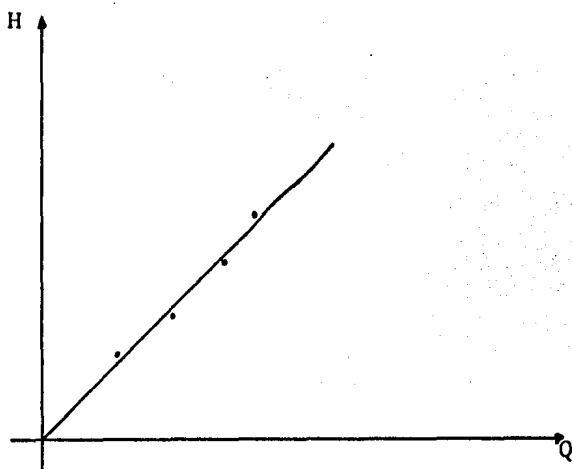


Fig. 1.7

Cuando el tramo de prueba se encuentre en la cercanía al fondo impermeable o a la superficie del manto freático, al coeficiente C debe hacerse una corrección mediante el aumento de valor

$$C' = \frac{1}{8\pi h_0} \dots (3)$$

Cuando el terreno sea poco permeable, podrá usarse el segundo caso, de flujo variable, cuyos elementos se mencionan en la figura (1.8) donde:

D = Diámetro de la tubería en metros.

l = Longitud de la cámara filtrante en metros.

h_0 = Distancia del punto medio de la cámara filtrante al manto impermeable.

H_1 = Carga en el instante T_1 .

H_2 = Carga en el instante T_2 .

A = Área efectiva de la sección transversal de la tubería de prueba-

en m^2 .

T_1 y T_2 Tiempos correspondientes a H_1 y H_2 .

caso 2a

Nivel del terreno

Elevación en la boca del ademe
o tubo de prueba.

caso 2b.

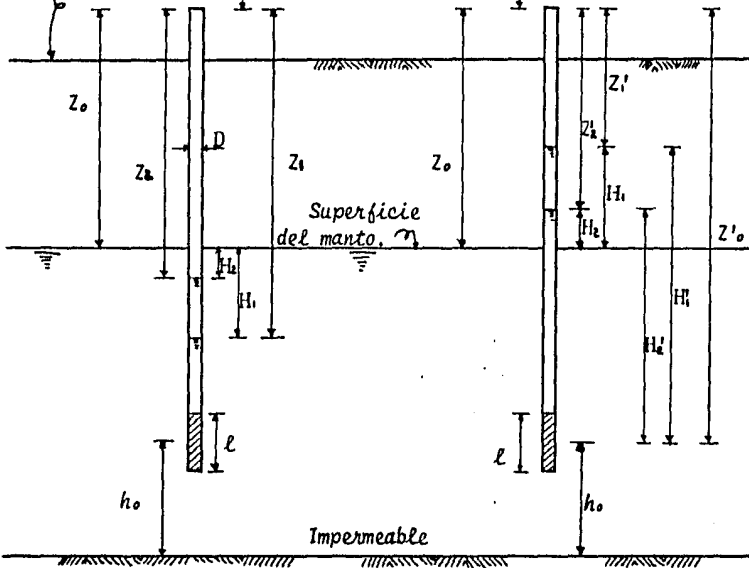


Fig. 1.8

Para este caso:

$$K = 2.3 CA \frac{\log \frac{H_1}{H_2}}{T_1 - T_2} \dots (4)$$

C.- Tiene el mismo significado que en el caso anterior.

Los diferentes puntos correspondientes a las medidas H_n, T_n , deben alinearse sobre una gráfica logarítmica H-T.

Para el cálculo de K por medio de la fórmula (4) es preciso conocer la posición del nivel estático N.E. del manto, a fin de determinar los valores de

H con respecto a la profundidad Z_0 del nivel del agua en el manto, contada generalmente a partir de la elevación de la boca del tubo.

Por consiguiente:

$$H_n = Z_n - Z_0 \text{ en subida (caso 2a)}$$

$$H_n = Z_0 - Z'_n \text{ en bajada (caso 2b)}$$

Z = Profundidades a partir de la boca del tubo.

Condiciones generales que deben satisfacerse para que la prueba se considere aceptable:

La relación l/D debe ser igual o mayor a 5.

- El valor l es conveniente limitarlo a 10.0m como máximo; pero procurando que los valores usuales estén comprendidos entre 1.0 y 5.0 metros.
- Debe considerarse como no satisfactoria la prueba hecha a través del fondo del tubo solamente, debido a la posibilidad de que el material suelto remonte la tubería, falseando los resultados, y a que el valor de K sería en sentido vertical principalmente.
- La cámara filtrante puede construirse por medio de un tramo de tubo ranurado, hincado a partir del fondo de la perforación, el área de ranuración debe ser superior al 15% del área filtrante.
- La cámara filtrante podrá también formarse con grava gruesa no graduada, rellenando el tramo inferior de tubería de ademe, la que será izada posteriormente una longitud determinada. El relleno de grava deberá quedar a una cota superior a la del fondo del ademe y estar constituido por granos comprendidos entre 1.5 y 2.5 cm.
- En fin la cámara filtrante puede quedar constituida por un tramo de la perforación, sin ademe, en caso de que no exista posibilidad de derrumbes y descompresiones del terreno que puedan falsear los valores correspondientes al terreno virgen.
- Siempre que sea posible debe preferirse la prueba a base de bombeo a flujo variable, ascendente, con objeto de evitar la posibilidad de formar obstrucciones al inyectar agua a presión, si esta última es muy grande.

- Es conveniente que los valores de Z_1 , Z_2 , Z_1' y Z_2' , se obtengan por medio de una sonda eléctrica introducida a través de un tubo de menor diámetro - que el del ademe, colocado expresamente para el caso ver figura [1.9].

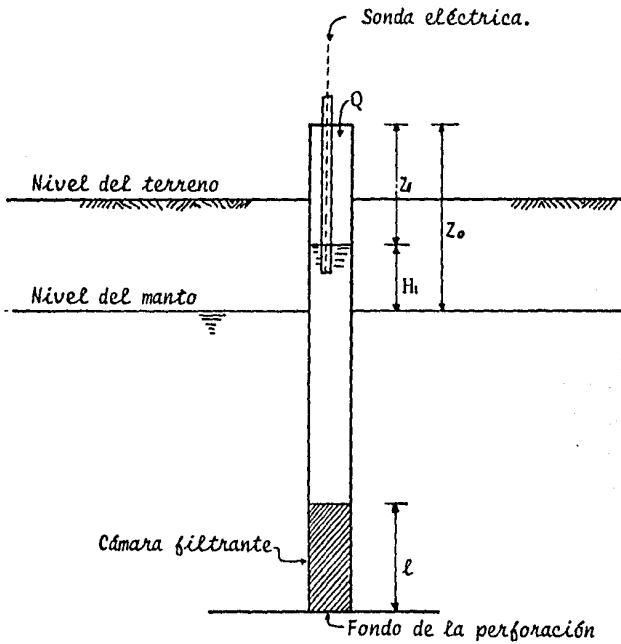


Fig. 1.9

b).- Ensayos Lugeon.

Los ensayos Lugeon son análogos a los Lefranc. Lo mismo que éstos, se ejecutan conforme avanza la perforación. Se hacen en rocas de baja permeabilidad - en pequeño volumen, pero más o menos fisuradas; es necesario ejercer presiones relativamente grandes para inyectar el agua en las fisuras.

La figura (1.10) esquematiza un ensayo de este tipo. Supongamos la perforación invadida hasta una cierta profundidad. A partir de ella se perforan unos 5m.

A continuación se fija un obturador en la parte superior de este tramo --virgen y se inyecta agua a presión con una bomba. Un manómetro colocado en la boca del pozo, un contador de agua y una válvula de descarga, permiten medir los gastos inyectados a una presión dada.

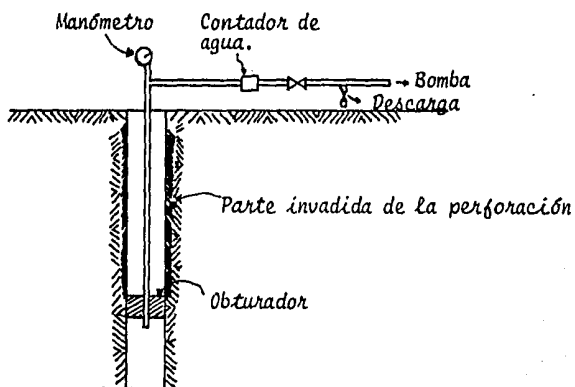


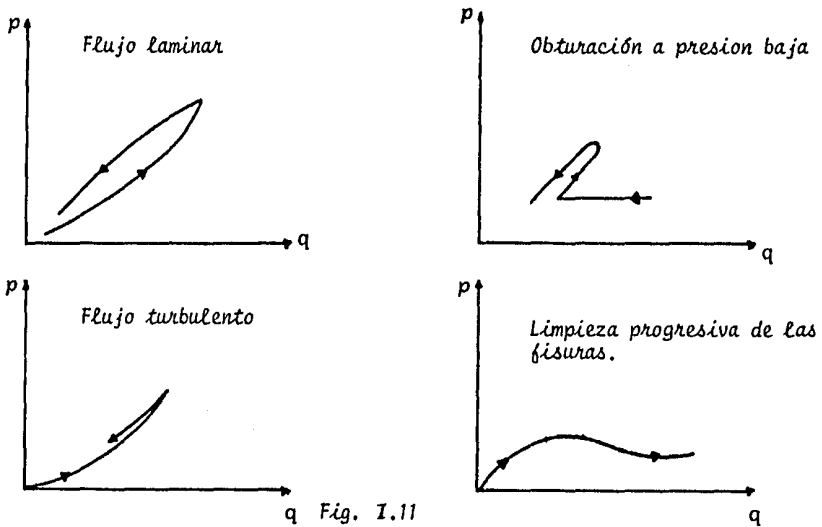
Fig. 1.10

En general se mide durante cinco o diez minutos el gasto inyectado a una presión constante. Después se trabaja con una presión mayor. La variación de presiones a emplear depende del estado de fisuración, pero al menos se emplea tres o cuatro valores que se volverán a utilizar cuando se haya alcanzado la presión máxima. Esta raramente es mayor de 10 Kg/cm², ya que existe un límite a causa de la presencia del obturador y de la potencia de las bombas. Por otra parte se corre el riesgo de producir una fracturación

artificial y trastarnos del terreno obteniendo resultados falsos.

La comparación de los resultados obtenidos con presiones crecientes y decrecientes es muy instructiva en lo que se refiere al comportamiento del terreno.

A menudo se comprueba que, cuando las presiones disminuyen, los gastos son más elevados que cuando aumentan a consecuencia del lavado de las fisuras. - En la figura (I.11) se presentan diferentes diagramas de ensayos Lugeon.



Una unidad Lugeon es la que se obtiene al evaluar la absorción con una presión de 10 Kg/cm^2 , en litros por minuto y por metro, con una duración del ensayo de 10 minutos. Si se expresa en unidades más consistentes, es decir calculando el coeficiente de permeabilidad equivalente, se comprueba que un Lugeon vale de la $2 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ (esta variación se debe a que el coeficiente C varía de acuerdo con la forma de la cavidad).

Esta equivalencia sólo tiene valor para un determinado grado de fisuración - que justifique un cálculo de este tipo, si los gastos inyectados son peque -

ños. En efecto, Lugeon considera únicamente las presiones indicadas por el manómetro que se coloca en la superficie. Como las perforaciones y la tubería de conducción del agua son de pequeño diámetro, si los gastos inyectados son grandes y el tramo ensayado es un pozo profundo, las pérdidas de carga en la tubería son del mismo orden de magnitud que las presiones leídas en el manómetro.

Para poder evaluar correctamente el coeficiente de permeabilidad de las formaciones hay que determinar la presión de inyección que existe en el centro de la cavidad. Por consiguiente, hay que tener en cuenta la profundidad del nivel estático del manto acuífero y calcular la pérdida de carga debida a la línea de conducción.

Si no se toma esta precaución, las gráficas del ensayo, expresadas en lugeones brutos, representan casi exclusivamente la ley de variación de las pérdidas de carga en la tubería de conducción. No pueden suministrar ninguna indicación sobre el estado de fisuración de las rocas.

I.5.2. Pruebas de Resistencia.

La resistencia al cortante dentro de la cimentación y entre la presa y su cimentación, depende de la cohesión y de la fricción interna de la cimentación y a la liga entre el concreto y la roca en la zona de contacto con la presa.

Estas propiedades se determinan por medio de pruebas en el laboratorio e in situ.

Los resultados de laboratorio obtenidos mediante pruebas triaxiales y de cortante directo, así como las pruebas al cortante efectuadas e in situ generalmente se proporciona en la forma de la ecuación de Coulomb:

$$R = CA + N \tan \phi$$

Donde:

R.- resistencia al cortante.

CA.- cohesión del material multiplicada por el área.

N.- fza. normal efectiva.

Tan ϕ .- coeficiente de fricción interna

La ecuación anterior define una relación lineal entre la resistencia al cortante obtenido a partir de ella debe limitarse para emplearlo dentro de la variación de las cargas normales que se utilizan para las pruebas.

A continuación se describe una de las pruebas de campo que se utilizan para determinar la resistencia al cortante de la roca.

La prueba consiste en labrar en el piso, dentro de una galería, bloques de roca de 70 x 70 cm. de sección transversal y 35 cm. de peralte. Estos bloques se sujetan a un estado biaxial de esfuerzos mediante la aplicación de una carga vertical y una carga ligeramente inclinada con respecto a la horizontal ver figura (1.12).

Para diferentes valores del esfuerzo vertical, se determina el esfuerzo cortante horizontal que produce la falla y se miden mediante el empleo de extensímetros, tanto los desplazamientos horizontales como verticales del bloque ver figura (1.13).

El número de pruebas que deben efectuarse es determinado por el proyectista de acuerdo con el tipo de material y de los posibles planos de deslizamiento esto es con el fin de obtener la resistencia al cortante relacionada con la normal.

Cuando la cimentación no es homogénea a lo largo del plano de deslizamiento potencial, la resistencia al cortante total es la sumatoria de las resistencias al cortante de todos los materiales a lo largo de dicho plano.

1.5.3 Pruebas de deformación.

Las investigaciones de la cimentación deben proveer la información relativa a o producir los módulos de deformación y los módulos elásticos. Dicha información incluye el módulo elástico de los especímenes de núcleos de perforación, el módulo elástico y el módulo de deformación de los ensayos in situ, el módulo de deformación de los materiales en zonas de falla o de cortante.

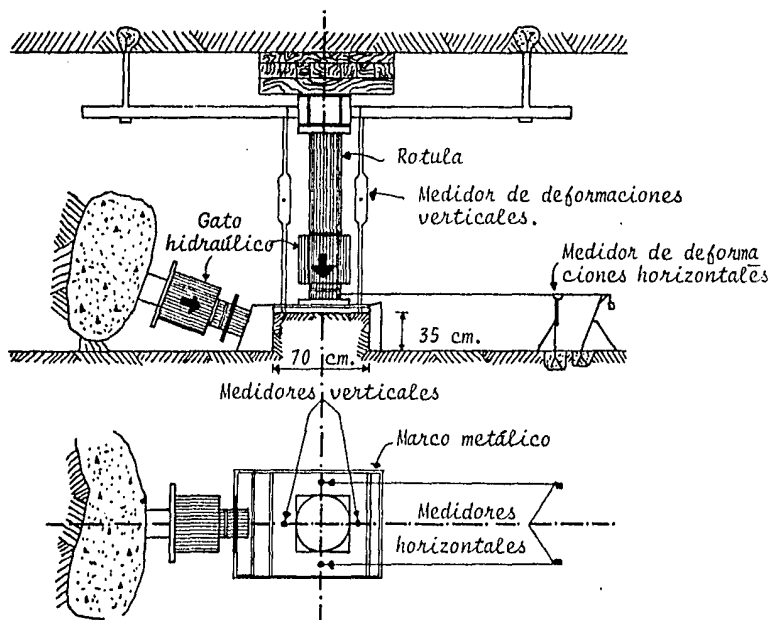


Fig. 1.12 Ensayo de cortante en roca.

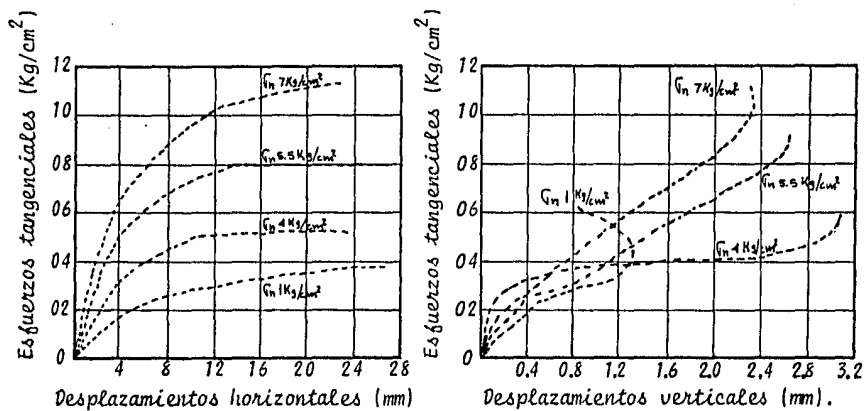


Fig. 1.13 Gráfica de esfuerzos tangenciales contra desplazamientos horizontales y verticales en ensayos de cortantes en roca.

Para la obtención de los datos anteriores existen dos tipos de pruebas:

a).- Las estáticas.

b).- Las dinámicas.

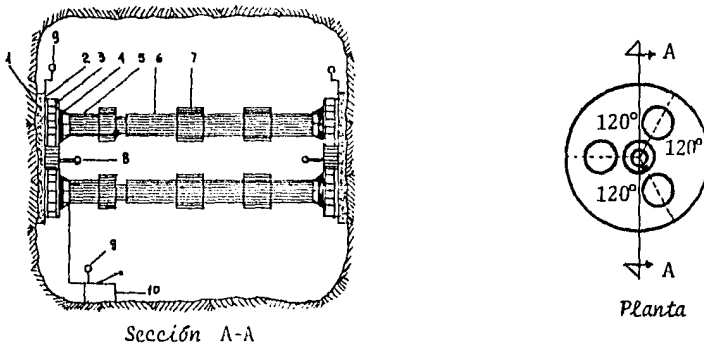
a).- Pruebas estáticas.- Estas pruebas, se realizan ya sea en las paredes de las galerías mediante aplicación de cargas con gastos hidrúlicos y placas de distribución o en cámaras de sección circular revestidas de concreto y sujetas a presión hidrostática. En este caso particular únicamente se mencionará la primera prueba.

La prueba estática empleando gatos hidrúlicos y placas de distribución, tiene unas variantes relacionadas con la placa de distribución, con los sistemas de medición, control de presiones y desplazamientos.

La placa de distribución es casi siempre circular y de diámetro tal que distribuye la carga en aproximadamente 1 m² de superficie. Esta placa puede ser rígida o flexible; en cualquier caso el cálculo de los módulos de elasticidad se efectúa haciendo la suposición que el terreno en estudio es un sólido infinito, elástico, homogéneo e isotrópico.

Los desplazamientos de las paredes normales se miden en el centro de aplicación de la carga, para lo cual la placa de apoyo tiene un agujero central.

Las cargas se aplican normalmente en igual forma en las paredes opuestas de la galería y las deformaciones se miden en ambos lados. La prueba puede efectuarse en dirección horizontal y en dirección vertical, ver figura [I.14].



1. Relleno de mortero
2. Gato plano
3. Rodaja de acero
4. Zapatas de acero
5. Gato hidráulico de pistón (200 Ton.)
6. Niple de acero
7. Cople de acero
8. Extensómetro de cartúla (0.01 mm)
9. Manómetro
10. Bomba hidráulica

Ensayo de deformalidad de la roca.

Fig. 1.14

Los esfuerzos que se inducen al material de cimentación, llegan a alcanzar - valores hasta de 60 Kg/cm^2 . Este valor máximo se alcanza normalmente después de varios ciclos de carga y descarga a presiones inferiores ascendentes. Se acostumbra también mantener presión constante durante intervalos considerables con objeto de observar deformaciones diferidas en el material en estudio.

La forma de las curvas esfuerzo-deformación que normalmente se presentan en el campo, son como las de la figura (1.15)

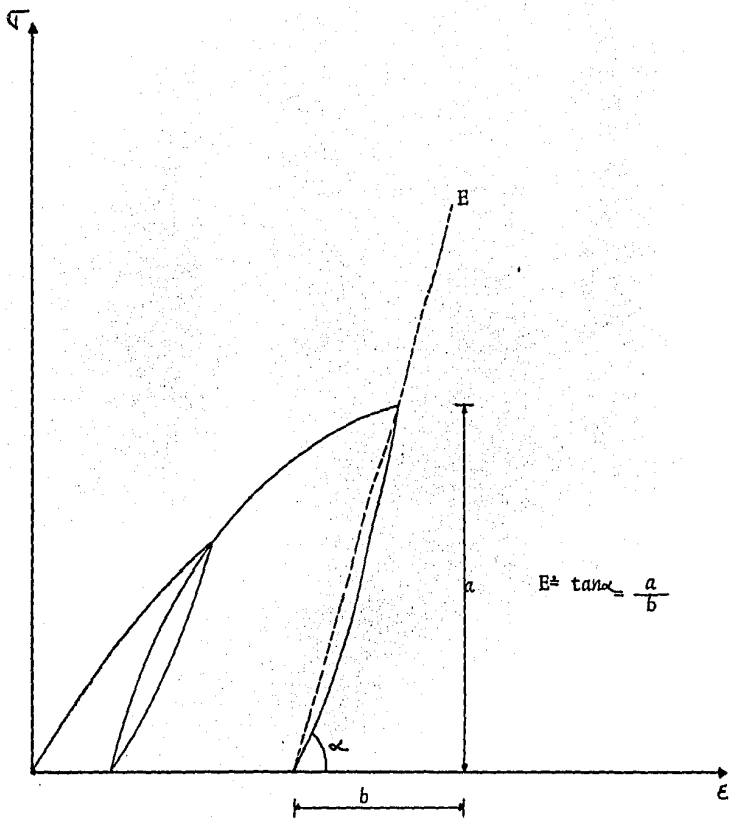


Fig. 1.15 Curvas Esfuerzo.- Deformación de la roca en pruebas de campo.

A partir de estas curvas se puede obtener el módulo elástico (E) con las siguientes ecuaciones:

$$E = \frac{\pi r}{2} \frac{(1 - \mu^2)}{\epsilon} Q \quad (\text{placa rígida})$$

$$E = 2r \frac{(1 - \mu^2)}{\epsilon} Q \quad (\text{placa flexible})$$

donde:

μ .- Módulo de Poisson que se supone de 0.12 a 0.18-
o bien puede obtenerse en ensayos de laboratorio o del análisis de las velocidades de las ondas transversales en pruebas dinámicas.

b).- Pruebas dinámicas.

Método Sísmico.- Este procedimiento se basa en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias tipo sísmico a través de diferentes medios materiales.

El método consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área de explorar, usando una pequeña carga de explosivo, generando con esto ondas sísmicas (transversales y longitudinales) en el terreno, que viajan a diferente velocidad en cada estrato del subsuelo hasta llegar a una estación de registro. Conociendo la distancia entre el punto en estudio y la estación de registro, se calcula las velocidades de ambas ondas y en términos de la densidad del material, puede calcularse el módulo de Poisson dinámico (μ_d) y el módulo de elasticidad dinámico (E_d) con las siguientes ecuaciones:

$$\mu_d = \frac{a^2 - 2}{2(a^2 - 1)} ; \quad a = \frac{V_p}{V_s}$$

$$E_d = \frac{\gamma}{g} \frac{V_p^2}{1-\mu_d} \frac{(1+\mu_d)(1-2\mu_d)}{1-\mu_d}$$

donde:

V_p = Velocidad de las ondas longitudinales en m/seg.

V_s = Velocidad de las ondas transversales en m/seg.

γ = Peso específico de la roca en Kg/m³

g = Aceleración de la gravedad en m/seg².

Nota.- Cuando se utiliza como fuente de energía ondulatoria una carga explosiva, se precisan geófonos especiales que capten las ondas transversales ya que los geófonos ordinarios registran únicamente las ondas sísmicas longitudinales.

Este procedimiento presenta grandes ventajas en exploraciones preliminares y exploraciones de gran extensión, como se ve en la figura (I.16). Sin embargo, para obtener valores confiables en áreas relativamente pequeñas, es necesario recurrir a las pruebas estáticas. En general los módulos elásticos dinámicos resultan mayores que los módulos elásticos estáticos.

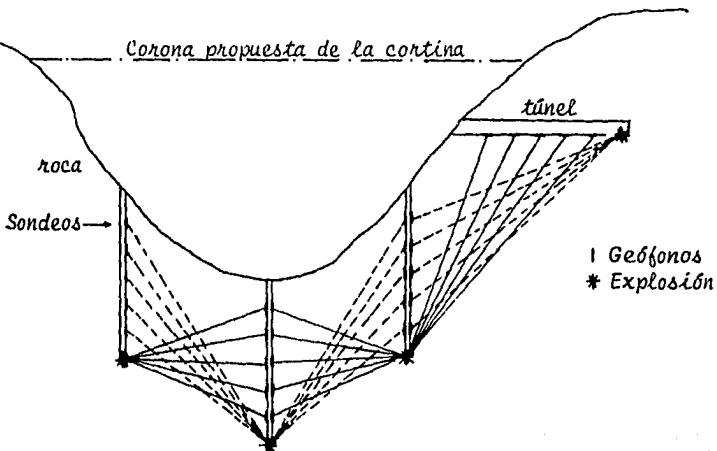


Fig. I.16

II.- ALTURA DE LA CORTINA.

II.1. Aspectos generales.

Se puede decir que las obras hidráulicas constituyen un conjunto de estructuras, construidas con el objeto de manejar el agua, cualquiera que sea su origen, con fines de aprovechamiento o de defensa. Por consiguiente las obras hidráulicas se pueden clasificar de acuerdo con estas funciones:

Aprovechamiento:

- a).- Abastecimiento de agua a poblaciones.
- b).- Riego de terrenos.
- c).- Producción de fza. motriz.
- d).- Navegación fluvial.
- e).- Entarquinamiento
- f).- Recreación.

Defensa:

- a).- Contra inundaciones.
- b).- Contra azolves.

Los elementos que forman un aprovechamiento hidráulico son en general siete, los que se agrupan y relacionan en el croquis que se presenta a continuación para su comprensión fig. (II.1)

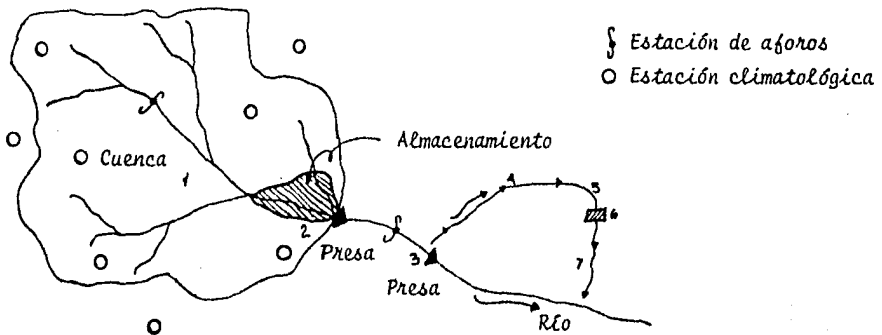


Fig. II.1

En el croquis anterior aparecen:

- 1).- Area de captación o cuenca hidrográfica de un río, definida a partir - del sitio de almacenamiento.
- 2).- Almacenamiento, formado por una presa, en un sitio previamente escogido que es donde se cambia el régimen natural del escurrimiento al régimen artificial de la demanda de acuerdo con el fin o con los fines que se destine. Aquí es conveniente recordar que una presa consta en general, de las partes siguientes:
 - Vaso
 - Cortina
 - Obra de desvío
 - Obra de toma
 - Obra de excedencias.
- 3).- Derivación, en donde, por medio de una presa se deriva el escurrimiento del río hacia el sistema de conducción.
- 4).- Sistema de conducción que puede estar formado por conductos abiertos - o cerrados y sus estructuras; a través del cual se conduce el agua desde el punto de derivación hasta la zona de aprovechamiento.
- 5).- Sistema de distribución, el cual se constituye de acuerdo con el fin - específico del aprovechamiento.
- 6).- Utilización directa del agua, la cual se efectúa también mediante elementos específicos según el fin de que se trate. Por ejemplo, turbinas en el caso de plantas hidroeléctricas, tomas domiciliarias en el caso de abastecimiento, etc.
- 7).- Eliminación de volúmenes sobrantes, la cual se efectúa por medio de un conjunto de estructuras especialmente construidas para tal efecto: Sistema de alcantarillado en el caso de abastecimiento, drenes en el caso de sistemas de riego, estructura de desfogue en el caso de plantas hidroeléctricas, etc.

II.2. Clasificación de las presas.

Las presas se clasifican de acuerdo con los materiales con que se constru -

yen, ya sea concreto o de tierra y enrocamiento. Las cortinas de concreto a su vez se clasifican como:

Tipo gravedad, de arco, de contrafuertes o combinaciones de estos tipos. Las cortinas de tierra se construyen con tierra o con roca, tomando medidas especiales para los vertedores de demasías y al control de las filtraciones.

Las cortinas de gravedad, de concreto, dependen de su propio peso para su estabilidad estructural; pueden ser rectas o curvas, transmitiendo la carga del agua, a través de la misma, al material de la cimentación.

La roca sólida constituye el material de cimentación más favorable. Sin embargo, muchas cortinas pequeñas de concreto se han construido sobre cimentaciones permeables o blandas y se comportan satisfactoriamente.

Las cortinas de arco se adaptan bien para usarse en cañones angostos con forma V o de U. Las paredes del cañón deben ser de roca adecuada para soportar la carga del agua transmitida a los costados del cañón por el efecto de arco. Los tramos en arco soportan la mayor parte de la carga; los elementos verticales soportan la carga suficiente funcionando como vigas voladas para que sus deflexiones sean iguales a la que sufren los arcos.

En forma semejante, los arcos múltiples transmiten cargas a los estribos o extremos del arco. Este tipo de cortina se adapta mejor a los valles anchos. Entre las cortinas de contrafuertes se incluyen las de losas planas de arcos múltiples, de contrafuertes de cabeza redondeada y las de cúpulas múltiples. La cortina de contrafuerte se adapta a todos los emplazamientos.

II.3 Factores que influyen en la determinación del tipo de cortina.

II.3.1 Objetivos.

La determinación del tipo de cortina más conveniente, para un sitio determinado, involucra la consideración de muchos factores, aún cuando, con frecuencia, para estudios preliminares se requiere la elaboración de diseños de más de un tipo, con el objeto de estimar costos y determinar el que se-

usará en el diseño final.

En el presente trabajo se está partiendo de la suposición, de que se dispone de todos los datos necesarios para diseño.

Los factores que generalmente tienen importancia en la determinación del tipo de cortina son los siguientes:

- Condiciones del sitio.
- Factores hidráulicos.
- Condiciones de tránsito.
- Condiciones del clima.

II.3.2. Condiciones del sitio.

En este punto se incluyen aquellas condiciones que pueden influir en el tipo de estructura que se vaya a construir, como son las condiciones:

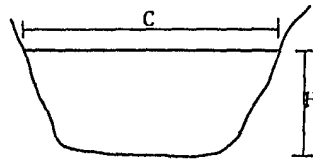
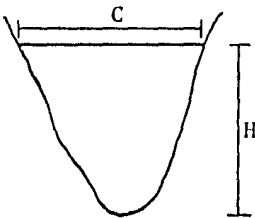
- a).- Cimentación.
- b).- Topografía.
- c).- Materiales de construcción.
- d).- Accesibilidad al sitio.

a).- Cimentación.- En el diseño de cortinas son de gran importancia -- las condiciones de la cimentación, ya que por la naturaleza propia del problema, se trata con masas de roca con fracturas, fallas y juntas, o con cimentaciones en formaciones en diferente -- grado de intemperismo, con gran heterogeneidad en relación a sus propiedades físicas.

Así tenemos que las cortinas de tierra y materiales graduados se pueden construir en forma segura y económica en cimentaciones rocosas de buena calidad, así como en aquellas de calidad relativamente pobre desde el punto de vista resistencia, para las cortinas de concreto se requieren consideraciones especiales, pues --- cuando se trata de cimentaciones pobres, cualitativamente hablando, la construcción de las de tipo de arco se debe tomar con reserva.

Por otra parte cuando la cimentación es muy permeable y el gasto de infiltración es un punto importante, las cortinas de tierra pueden dar una solución apropiada, debido a que provocan una mayor longitud de filtración y por lo tanto, menor gasto para una carga dada, que en el caso de cortinas de concreto.

- b).- Topografía.- En lo que se refiere a las condiciones topográficas de la boquilla, por lo general la elección de la cortina se hace de acuerdo a las siguientes relaciones



Relación cuerda - altura

$$\frac{C}{H} < 4$$

$$4 < \frac{C}{H} < 7$$

$$\frac{C}{H} > 7$$

tipo

Arco bóveda
Arco delgado

Arco grueso
Arco gravedad

Tipo gravedad
Contrafuertes

Las cortinas 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, - puestas a pie de obra, tanto para concreto como de tierra y enrocamiento.

- d).- Accesibilidad al sitio.- Este factor tiene una estrecha relación con el factor anterior. El costo de los materiales puestos en -- obra será mayor si es necesario construir los caminos de acceso; no obstante que en algunos casos puede ser una buena solución la instalación de equipos de transportación.

II.3.3. Factores hidráulicos.

Con mucha frecuencia, y desde el punto de vista económico, es la obra de - excedencias la estructura mas importante que influye en la determinación - del tipo de cortina, siguiendo un orden de importancia la obra de desvño y de toma.

- a).- Obra de excedencias:

En las cortinas tipo gravedad y de machones con placas con facilidad se -- pueden adaptar vertedores de demaslas que vierten por encima de ellas, incluso para gastos de gran consideración; en cambio las cortinas tipo arco, vertedoras, se limitan a pequeños gastos y con caldas reducidas.

Las cortinas de machones y placas no se adaptan bien para vertedores con - trolados con compuertas radiales de grandes dimensiones. Las cortinas de - machones con arcos múltiples no son muy favorables para ser vertedoras, de - bido a la dificultad de acondicionar el cimacio del vertedor.

Los vertedores con canal lateral y descarga en túnel en la ladera son adap - tables 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 gravedad y de - machones y placas, vertedoras. Las cortinas de tierra, enrocamiento y mate - riales graduados no son aptas para 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 no sería estable y se -- presentaría la falla de la estructura.

b).- Obra de desvío:

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

Quando se trate de cortinas de concreto, de gravedad o arco, ya sean vertedoras o no, y haya suficiente espacio para el equipo de construcción, con frecuencia es conveniente hacer colados por bloques y dejar pasar el flujo entre ellos, sin que tenga gran 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.

El desvío por medio de túneles construidos en las laderas de los cañones -- y que libren la zona de construcción pueden tener alguna ventaja en 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 en tajo o canal y -- una segunda 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 control, por lo que en la planeación general se debe tener en cuenta esa posibilidad.

c).- Obra de toma.

El costo de la obra de toma rara vez influye en la determinación del tipo de cortina, ya sea ésta gravedad, machones, tierra o materiales graduados. Sin embargo, las cortinas de arco, sobre todo de arco delgado, no son ven-

tajas para tomas de gran tamaño. Si se requiere una obra de toma de -- gran tamaño, al mismo tiempo que una cortina en arco, es preferible la - solución a base de túnel o túneles a través de la masa de roca en las la deras.

II.3.4. Condiciones de tránsito.

En muchas ocasiones, la cortina suele ser un sitio favorable para cruzar el río, por lo que dicha posibilidad se debe tener en cuenta en el diseño.

Las cortinas tipo gravedad, arco grueso, tierra y materiales graduados - se adaptan bien para la construcción de un camino en su corona, no así - los tipos de arcos delgados y machones, en donde se deben hacer consideraciones especiales al respecto, muchas veces de un costo elevado.

II.3.5. Efectos del clima.

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

II.4. Definición de cortina.

Se entiende por cortina una estructura que se coloca atravesada en el le cho de un río, como obstáculo al flujo del mismo, con el objeto de formar un almacenamiento o una derivación. Tal estructura debe satisfacer - las condiciones normales de estabilidad y ser relativamente impermeable.

II.5. Altura de la cortina.

II.5.1 Altura estructural de una cortina tipo gravedad.

La altura de una cortina de concreto se define como la diferencia en el e vación entre la corona de la cortina y el punto inferior en la superfi - cie de desplante, sin incluir dentellones o trincheras.

La corona de la cortina será el piso del camino o andador que exista en la parte superior de la misma.

11.5.2 Altura hidrúlica de una cortina tipo gravedad.

La altura hidrúlica o altura hasta la cual se eleva el agua debido a la presencia de la cortina es la diferencia 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 considerará 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 dicha capacidad de control. El nivel de control más alto no incluirá ninguna carga por superalmacenamiento. Ver fig. (11.2)

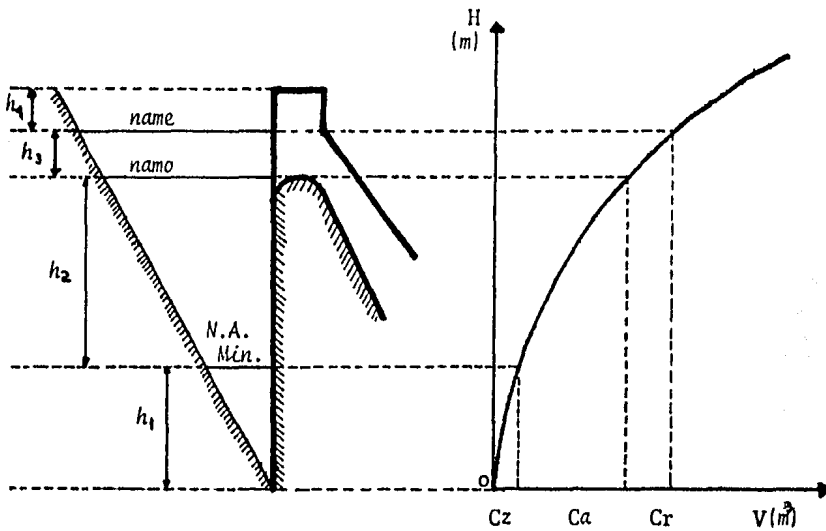


Fig. 11.2

La altura hidrúlica de una cortina estará 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 contina será

$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$; donde:

h_1 .- Altura correspondiente a la capacidad para azolves, o -- capacidad muerta, en su vaso.

h_2 .- Altura correspondiente a la capacidad para aprovechamiento.

h_3 .- Altura correspondiente al superalmacenamiento.

h_4 .- Altura correspondiente al bordo libre.

II.5.2.1 Capacidad de azolves.

Se acostumbra denominar capacidad de azolves, C_z a la necesaria para retener los azolves que lleguen al vaso de la presa y sedimenten durante la vida útil de la misma.

$$C_z = V \times \alpha$$

Siendo:

V = el volumen total del agua que entra al vaso, durante la vida -- útil de la presa en millones de m^3 .

α = relación volumétrica media, entre cantidad de azolves y de agua escurrida, que se obtiene por muestreos en el río en estudio.

Hasta épocas relativamente recientes se consideraba la vida útil de una presa a un lapso entre 50 y 100 años.

Sin embargo es conveniente aclarar que la vida útil es un concepto económico en relación con depreciaciones y costos de las estructuras, y que en el caso de azolvamiento de presas es conveniente referirse a la vida física de las mismas, lo cual debe ser la mayor posible con el fin de no provocar conflictos de aprovechamiento del agua a las generaciones futuras. Para tal efecto se puede prever la construcción de descargas profundas en las presas, las que se deben operar con frecuencia para no permitir la -- consolidación de los azolves.

II.5.2.2 Capacidad útil o de aprovechamiento.

Se denomina capacidad o volumen de aprovechamiento, C_a a la necesaria pa-

ra satisfacer las demandas de extracción de agua del vaso, de acuerdo con cierta ley establecida. 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. Es el volumen comprendido entre el N.A.-Min. y el NAMO, y se expresa en millones de m^3 .

Para simular el funcionamiento de un vaso se utiliza la ecuación de continuidad; para un intervalo de tiempo Δt (un día, un mes y hasta un año) se expresa.

$$E - S = \Delta V \text{ --- (II.1)}$$

donde:

E .- Volumen de agua que entra al vaso durante el intervalo considerado.

S .- Volumen que sale del vaso durante el mismo intervalo

ΔV .- Variación del volumen almacenado.

La ecuación (II.1) también se puede escribir de la siguiente forma.

$$ICP + IT + V_L - VDEM - VEVA - VINF - VDERR = \Delta V.$$

donde:

ICP. escurrimientos generados por la cuenca propia.

IT. entradas por transferencia desde otras cuencas.

V_L volumen de lluvia en el vaso.

VDEM. volumen extraído para satisfacer la demanda.

VEVA. volumen evaporado.

VINF. volumen infiltrado.

VDERR. volumen derramado

11.5.2.3. Capacidad de superalmacenamiento.

Por superalmacenamiento se entiende el volumen retenido para regulación - de avenida, C_r , expresado en millones de m^3 , y es el volumen comprendido entre el NAMO y el NAME en donde:

NAMO.- Nivel de aguas máximas de operaciones.

NAME.- Nivel de aguas máximas extraordinarias.

Esta capacidad se obtiene mediante el análisis de Tránsito de Avenidas. -- El tránsito de avenidas es una técnica que se emplea por conocer el cambio de forma y el desplazamiento en el tiempo del hidrograma de entrada al vaso de un presa.

Para realizar este análisis existen muchos procedimientos, donde para todos se requieren los datos siguientes:

- a).- Hidrograma de entrada.
- b).- Elevación del nivel de agua en el vaso en el instante en que empieza a llegar a la presa la avenida correspondiente al hidrograma del inciso (a).
- c).- Gasto de salida por el vertedor en el instante en que empieza el hidrograma del inciso (a).
- d).- Gasto de salida por la obra de toma.
- e).- Curva elevaciones - volúmenes de almacenamiento.
- f).- Curva elevaciones - gastos de salida de la obra de excedencias.

La ecuación operativa es la de continuidad:

$$\bar{I} = \bar{O} + \frac{dv}{dt}$$

Donde:

\bar{I} Gasto de entrada al vaso.

\bar{O} Gasto de salida del vaso.

$\frac{dv}{dt}$.- Variación del almacenamiento V en el tiempo t.

Para resolver la ecuación anterior se hace en base a un sistema de diferencias finitas.

$$\bar{I} = \frac{I_i + I_{i+1}}{2} \quad i \quad t$$

$$i+1 \quad t + \Delta t$$

$$\bar{O} = \frac{O_i + O_{i+1}}{2}; \quad AV = V_{i+1} - V_i$$

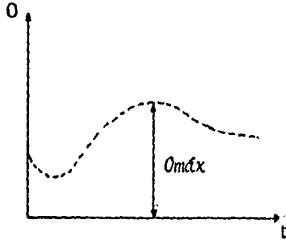
Sustituyendo:

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} = \frac{O_i + O_{i+1}}{2} + \frac{V_{i+1} - V_i}{2}$$

$$I_i + I_{i+1} + \frac{2V_i}{t} - O_i = \frac{2V_{i+1}}{4t} + O_{i+1}$$

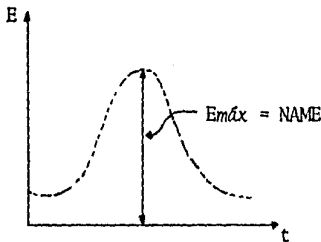
Con los datos y la ecuación operativa se obtiene los siguientes resultados

1).- Hidrograma de salidas



$O_{m\acute{a}x}$ = Gasto de dise\~no de la obra de excedencias.

2).- Variaciones de elevaci3n en el vaso con respecto del tiempo.



De lo anterior se tiene que si:

L del vertedor es peque\~no \rightarrow SC es grande (H cortina alta)

L del vertedor es grande \rightarrow SC es chica (H cortina m\~as baja)

11.5.2.4. Bordo libre.

El bordo libre, es una magnitud, en metros, que mide el desnivel entre el NAME y la corona de una cortina. Esta en función de:

- Marea de viento.
- Oleaje de viento.
- Pendiente y características del paramento mojado.
- Factor de seguridad.

La marea de viento es la sobre elevación del agua, arriba del nivel de -- aguas tranquilas, debido al arrastre provocado por el viento, en el sentido del mismo.

Si de acuerdo con las figuras (11.3) y (11.4) se considera.

F = Fetch efectivo, en Km.

V = Velocidad del viento en Km. por hora (a 7.5. metros de altura sobre el nivel del agua).

D = Profundidad media del vaso en m.

S = Marea de viento en m.

Con los datos anteriores se puede obtener:

$$S = \frac{V^2 F}{62816 D}$$

El efecto del oleaje de viento es una función de la altura de la ola H_0 y de la altura que dicha ola pueda remontar el paramento mojado de la cortina.

En la figura (11.5) aparece el diagrama propuesto por Saville para determinar la altura de la ola significativa h_s . que para efectos de cálculo se puede poner como igual a H_0 .

En la figura (11.6) aparece la relación propuesta por Saville entre el --- Fetch en Kilómetros, la velocidad del viento en kilómetros por hora y el periodo T de la ola en segundos.

Con el valor de T obtenido en la figura (11.6) se puede encontrar la lon -

gitud aproximada de la ola L_o . medida de cresta a cresta.

$$L_o = 1.57 T^2$$

Donde:

T está dado en segundos, y

L_o en metros.

En la figura (II.7) se pueden obtener los valores relativos de remontaje de la ola, en función de sus características H_o/L_o la pendiente del paramento mojado y el acabado de dicho paramento.

Se puede observar que para Taludes 2:1 , que son los más frecuentes en cortinas de enrocamiento, ya sea con placa de concreto o de materiales graduados, los valores de R/H_o resultan aproximadamente de 2 y 1, respectivamente.

R = Remontaje de la ola en m.

El factor de seguridad, es una cantidad, en m., que debe estimar el proyectista y que puede variar entre 0.5 a 1m.

Es aquí donde pueden hacerse algunas consideraciones sobre seguridad en relación con oleaje de sismo.

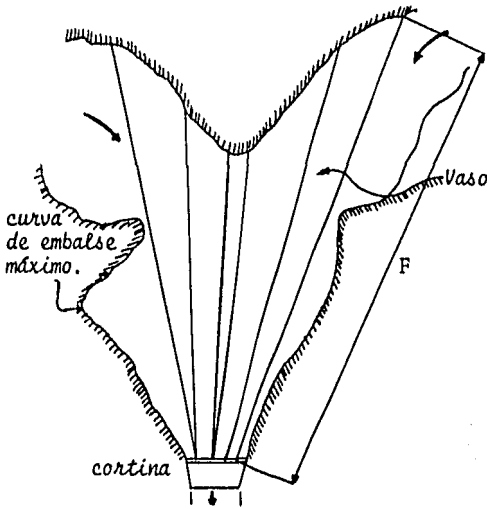


Fig. 11.3

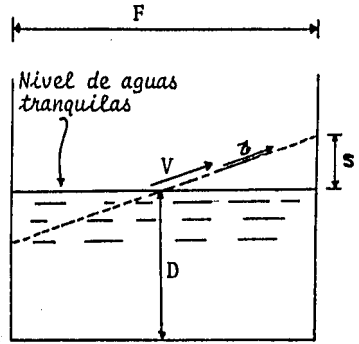
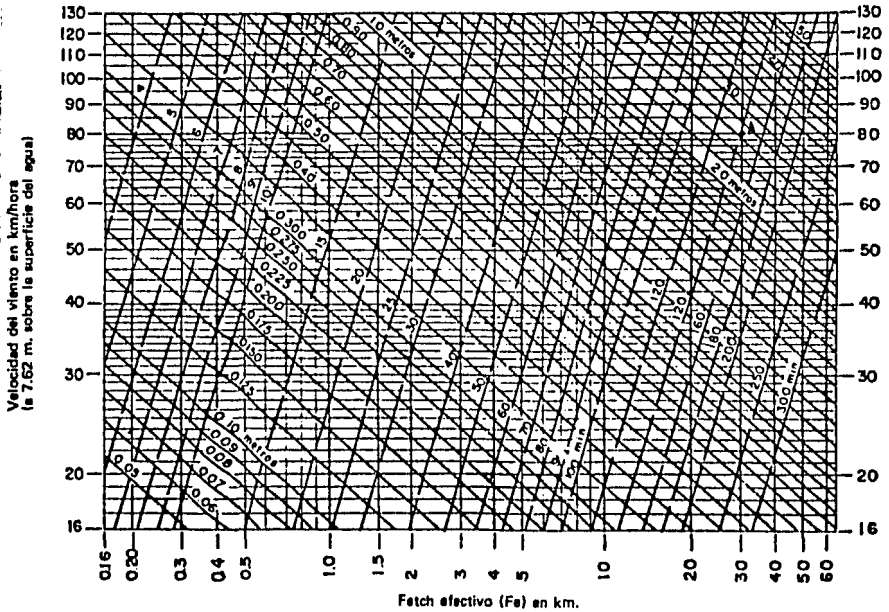


Fig. 11.4



Notes. Las líneas completas representan las alturas de la ola significativa en metros. Las líneas interrumpidas representan la duración mínima del viento en minutos requerida para generar la altura de ola indicada para las correspondientes velocidades de viento y fetch.

Fig. 11.5 Diagrama para determinar la altura de la ola significativa (h_s) y la duración mínima del viento (t_d)

III. Geometría de la cortina.

III.1 Introducción.

El objetivo de este capítulo es el de poder llegar a determinar la sección real de una cortina tipo gravedad. Partiendo del principio de que la sección teórica óptima es triangular.

Para poder llegar a determinar la sección real se analizará la estabilidad de la cortina ante la presencia de las fuerzas actuantes, haciendo la revisión respectiva de los factores de seguridad para las diferentes combinaciones de carga.

III.2 Fuerzas actuantes en una cortina tipo gravedad.

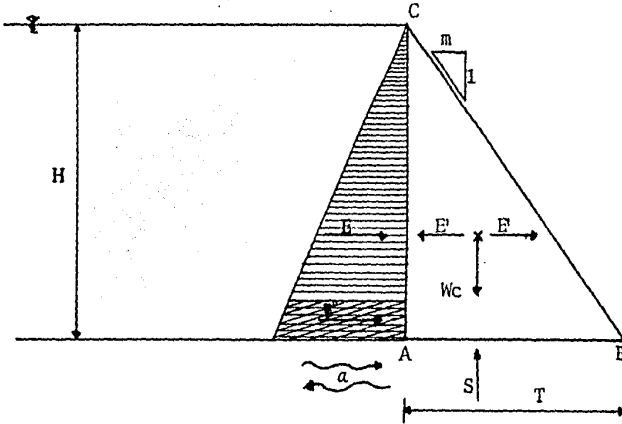


Fig. III.1

De la figura (III.1) anterior se tiene que tenemos dos tipos de fuerzas,-

Actuantes:

- a).- de estabilidad:
 - Wc.- Peso propio.
- b).- de inestabilidad:
 - E.- Empuje del agua.
 - S.- Sub-presión.
 - E'.- Efecto sísmico.
 - E''.- Empuje de azolves.

III.3 Determinación de las fuerzas actuantes.

III.3.1 Peso propio.

Para la determinación del peso propio se utiliza la siguiente ecuación:

$$W_c = \text{Volumen} \times \gamma_c$$

En la ecuación anterior:

$$\gamma_c = 2.4. \text{ Ton/m}^3$$

El peso propio actúa verticalmente en el centro de gravedad de la sección transversal. Generalmente se desprecian en el cálculo las galerías y los volados de la corona, pero si se toman en cuenta el peso de las pilas, - puentes, compuertas y sus mecanismos, considerando cada peso parcial en su línea de acción.

III.3.2 Empuje hidrostático.

La presión unitaria del agua aumenta proporcionalmente a su profundidad. - Dicha presión es normal a la superficie del paramento y tiene una ley de variación triangular; por lo tanto la resultante de dicha distribución de carga estará a $2/3$ de H.

La ecuación que nos da dicha resultante es:

$$E = \frac{\gamma_a H^2}{2}$$

donde: γ_a - peso específico del agua 1000 Kg/m³

III.3.3 Sub-presión.

La intensidad de la sub-presión debajo de una presa de concreto sobre una cimentación de roca es difícil de determinar. Generalmente se supone que - las presiones intersticiales en la roca o en el concreto son efectivas sobre toda la base de la sección. Es evidente que bajo el efecto de una carga sostenida, la intensidad de la sub-presión en el paramento de aguas arriba es igual a la presión total del vaso y varía en forma aproximada en línea recta desde este punto a la presión del agua de descarga, o cero, en el paramento de aguas abajo, si no hay agua de descarga, ver figura (III.2) La ecuación que nos permite calcular la presión anterior es la siguiente:

$$S = \frac{\gamma_a HT}{2}$$

T .- Ancho de la base de la cortina

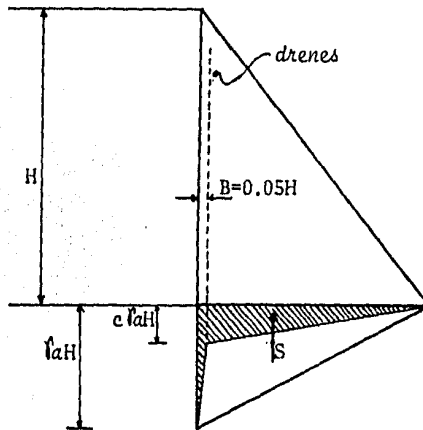


Fig. III.2

La sub-presión no se presenta únicamente entre el contacto de la presa y la cimentación si no también dentro del cuerpo de la misma presa.

Las sub-presiones se pueden reducir con la construcción de drenes a través del concreto de la presa. Con la colocación de dichos drenes la cuña de -- presiones varía como se ve en la figura (III.2) donde $C < 1$ por lo tanto.

$$S = c \frac{\gamma_a \times HT}{2}$$

donde:

$$c = \frac{1}{3}$$

$$c = \frac{1}{2}$$

a criterio del proyectista.

$$c = 1 \text{ Sin drenes.}$$

III.3.4. Empuje de azolves.

Los azolves que acarrea la corriente del río se depositan en el vaso y --- ejercen empujes en el paramento de aguas arriba de la presa, que son mayores que los empujes hidrostáticos. Para valuar esta fuerza se utiliza la ecuación de Rankine, así se tiene que:

$$E'' = \frac{\gamma' \times h^2}{2} k; \text{ donde } k = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

γ' = peso del material sumergido.

h = altura de azolves.

ϕ = ángulo de fricción interna $\approx 30^\circ$

III.3.5 Efecto Sísmico.

III.3.5.1 Introducción.

La excitación dinámica que una estructura de ingeniería recibe al vibrar -

el terreno donde esta edificada, por el tránsito de las ondas de un temblor, puede llegar a provocar en ella esfuerzos y deformaciones que conviene prever para evitar catástrofes. El problema es complicado pues depende de muchos factores: por una parte los correspondientes en sí el propio fenómeno sísmico, o sea su intensidad o magnitud, y por lo tanto el valor de aceleración, la frecuencia de la vibración, la naturaleza geológica del terreno que sustenta la estructura y su frecuencia natural generalmente alta. Por otra parte, las condiciones dinámicas de la estructura en sí o sea la geometría, dimensiones y distribución de sus masas y por lo tanto su frecuencia natural que en el diseño se prevé sea muy diferente de la de los temblores, para evitar el fenómeno de resonancia.

Por lo tanto hay que considerar la importancia, de las condiciones sísmicas de las diversas regiones de la República para que el ingeniero siempre tenga idea del grado de peligro que representa la sismicidad de la región donde proyecta una obra cualquiera, interesándonos para este particular caso las estructuras tales como cortinas de las presas, vertederos, túneles, puentes, canales, grandes sifones, etc.

Para poder obtener las fuerzas actuantes por sismo ya sean horizontales o verticales es necesario obtener el coeficiente sísmico (α), el cual está dado por la relación:

$$\alpha = \frac{a}{g}$$

donde

a.- aceleración producida por el sismo.

g.- aceleración de la gravedad (9.8 m/seg²)

A continuación se presenta un tabla que nos permite valuar en forma aceptable un coeficiente sísmico adecuado:

Mercalli Modificada	Rossi-Forel	Efectos
Fuerte VI	=0.02-0.04	Caida de revestimiento - sin daño en construcciones
Muy fuerte VII	=0.05-0.1	Caida de chimeneas grietas en edificios.
Ext. fuerte VIII Y IX	=0.1-0.2	Parcial o total destrucción de algunos edificios.
Ext. intenso X A XII	=0.25-0.3	Desastre, ruinas disturbios en la corteza terrestre.

En la figura (111.3) se representan las fuerzas actuantes debidas a sismo, en la cortina.

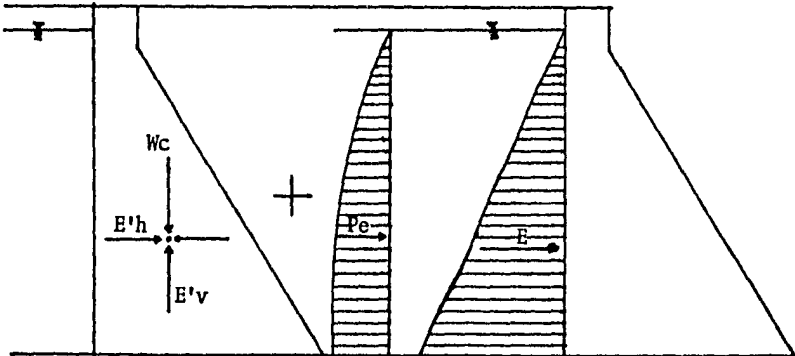


Fig. 111.3

III.3.5.2 Efecto sísmico en la estructura.

La aceleración ocasionada por el sismo, origina en la cortina una fuerza vertical que actúa en sentido contrario a W_c y también una fuerza horizontal que actúa en ambos sentidos. Ambas fuerzas actúan en el centro de gravedad de la sección en estudio, ver figura (III.3).

Las fuerzas anteriores se determinan de la siguiente forma:

$$E'h = M.a = \frac{W_c \times \alpha}{g} = W_c \cdot \alpha h$$

$$E'v = W_c \cdot \alpha v$$

Donde:

$E'h$ y $E'v$. - fuerza sísmica horizontal y vertical

a . - aceleración del sismo.

g . - aceleración de la gravedad.

W_c . - peso de la cortina.

α . - relación a/g

III.3.5.3 Efecto sísmico hidrodinámico.

El efecto de la inercia en el concreto debe aplicarse en el centro de gravedad de la masa, sin tomar en cuenta la forma de la sección transversal. - En las cortinas con paramentos verticales o inclinados el aumento de la presión del agua P_e en Kg. por m^2 del agua se encuentran con:

$$P_e = C \cdot \gamma_a \cdot h \quad (\text{Zangar})$$

donde:

C . - coeficiente adimensional que da la distribución y magnitud de las presiones.

γ_a . - peso específico del agua en kg/m^3 .

α . - relación de la aceleración del sismo de la aceleración de la gravedad.

h . - profundidad total del agua en el vaso en metros.

y . - distancia vertical desde la superficie del agua a la elevación de la sección en estudio, en metros.

C_m . - valor máximo de C .

El coeficiente C adimensional esta definido en función del talud del paramento y de su valor máximo C_m :

$$C = \frac{C_m}{2} \left[-\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)^2} \right]$$

de la figura (III.4) se puede obtener los valores de C para taludes de varios grados y relaciones de ' y ' y ' h '.

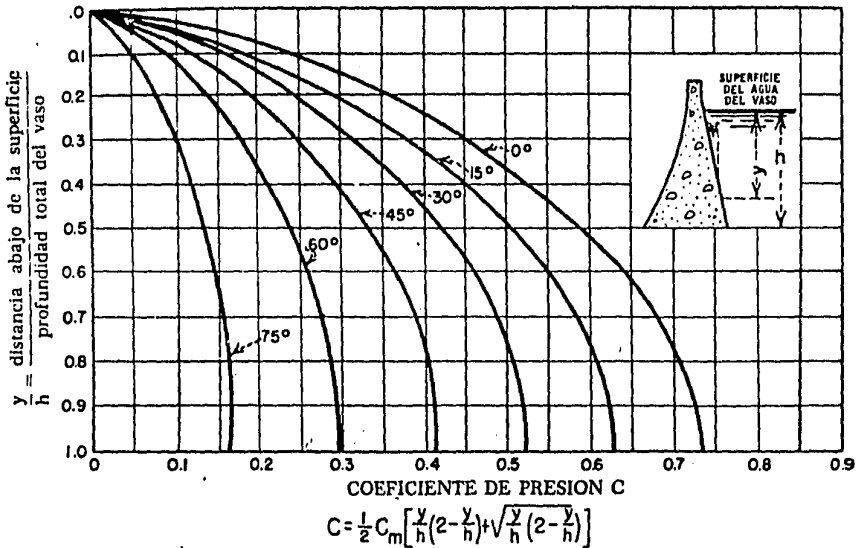


Fig. III.4 Coeficientes para la distribución de presión para los paramentos de talud constante

La fuerza horizontal total V_e , a cualquier elevación a la distancia "y" abajo de la superficie del agua, y el momento total de vuelco, M_e arriba de esa elevación se dan como:

$$V_e = 0.726 \text{ Pe.} \times y$$

y

$$M_e = 0.229 \text{ Pe.} \times y^2$$

Para determinar los efectos anteriores Von Karman propone que:

$$V_e = 0.555 \gamma a h^2 \propto$$

su punto de aplicación

$$y' = \frac{4}{3\pi} h$$

III.4 Combinaciones de carga.

Las presas de gravedad deben diseñarse para todas las combinaciones usuales de carga, empleando en cada caso el factor de seguridad adecuado. Las combinaciones de cargas transitorias que tienen solo una remota probabilidad de presentarse en un momento dado, tienen además una probabilidad muy pequeña de presentarse simultaneamente.

Las combinaciones de carga que se deben analizar son las siguientes:

- a).- Combinaciones comunes de carga.- Para el diseño trabájese con la elevación de las aguas normales en el embalse, las cargas muertas adecuadas, la Sub-presión, la carga de azolves, carga de agua (si la hay) en el paramento de aguas abajo. Sin son aplicables las cargas por temperatura se tomarán en cuenta las temperaturas mínimas que -- puedan presentarse con mayor frecuencia.
- b).- Combinaciones de carga poco comunes.- Para esta condición se emplea NAME en el embalse, las cargas muertas adecuadas, carga de azolves, carga de agua en aguas abajo, Sub-presión. Las cargas por temperatura se consideran iguales que en el inciso anterior.

- c).- Combinaciones extremas de carga.- Se usan las cargas comunes más los efectos del " sismo máximo previsible ".
- d).- Otras cargas ó investigaciones.
Drenes inoperantes.
Carga muerta.
Cualquier otra combinación de carga que el proyectista considere que deba analizarse.

III.5 Factores de seguridad.

III.5.1 Aspectos generales.

Deben elegirse todas las cargas que se vayan a emplear como realmente representativas, tanto como puedan determinarse; con respecto a las cargas efectivas que actuarán sobre la estructura durante su operación, están de acuerdo con lo establecido en el párrafo de " Combinaciones de Carga ".

Los métodos para determinar la capacidad resistente de la presa, deben ser lo más exacto posibles; todas las incertidumbres con respecto a las cargas o la capacidad de carga deben resolverse tanto como sea práctico, por lo tanto el factor de seguridad debe ser tan exacto, como sea posible la evaluación correcta de la capacidad de la estructura que va a resistir las cargas aplicadas, todos los factores de seguridad que se enlistan a continuación son los valores mínimos.

Como toda estructura importante, las presas deben inspeccionarse medidas del comportamiento estructural de la presa y su cimentación para cerciorar se que la estructura funcionará como se le diseño.

Para las condiciones de carga que no se especifiquen factores de seguridad, el proyectista o diseñador es responsable de la selección de factores de seguridad congruentes con las diversas combinaciones de carga que previamente se han descrito. Deben emplearse factores de seguridad algo más altos para los estudios de la cimentación debido a la mayor cantidad de incertidumbre incluida al determinar la capacidad de resistencia a la carga de la cimentación.

III.5.2 Esfuerzo de compresión.

El esfuerzo de compresión máxima permisible para el concreto en una presa de gravedad sometida a cualquiera de las " Combinaciones de carga comunes " nunca debe ser mayor que la resistencia a la compresión especificada dividida entre un factor de seguridad de 3.0. Bajo ninguna circunstancia debe exceder de 105 Kg/cm^2 el esfuerzo de compresión permisible para las " combinaciones de carga comunes ".

Debe emplearse un factor de seguridad de 2.0 para determinar el esfuerzo de compresión permisible para las condiciones de " carga poco comunes ". El esfuerzo de compresión máximo permisible para las combinaciones de " carga poco comunes " en ningún caso debe exceder 157.8 Kg/cm^2 .

El esfuerzo de compresión máximo permisible para las combinaciones " extremas de carga " debe determinarse empleando un factor de seguridad mayor 1.0. Los factores de seguridad de 4.0, 2.7 y 1.3 deben emplearse en la determinación de los esfuerzos de compresión permisible en la cimentación para las combinaciones de " carga comunes ", " poco comunes " y " extremas ", respectivamente.

III.5.3 Esfuerzo de tensión.

Con el fin de no exceder el esfuerzo de tensión permisible, debe determinarse el esfuerzo de compresión máxima permisible calculado sin presión hidrostática interna por medio de la siguiente expresión, que toma en cuenta la resistencia a la tensión del concreto en las superficies del colado:

$$\sigma_{zm} = p.w.h - \left(\frac{f_t}{s} \right)$$

donde:

σ_{zm} = esfuerzo permisible mínimo en la cara.

p = factor de reducción tomando en cuenta los esfuerzos.

w = peso unitario del agua.

f_t = resistencia a la tensión del concreto en las superficies del colado (5 a 6% de $f'c$)

h = profundidad bajo la superficie del agua.

s = factor de seguridad.

Todos estos parámetros deben especificarse empleando un sistema de unidades congruentes.

El valor " p " debe ser 1.0 si no se cuentan con drenes o si se presentan agrietamientos en la cara de aguas abajo y 0.4 si se emplean drenes. Debe emplearse un factor de seguridad de 3.0 para las combinaciones " comunes de carga " y de 2.0 para las " poco comunes ". El valor permisible de τ_{zm} para las combinaciones " comunes de carga " nunca debe ser menor de cero. Debe considerarse que ocurre un agrietamiento si el esfuerzo en el paramento de aguas arriba es menor que el τ_{zm} calculado por medio de la ecuación anterior, considerando un factor de seguridad de 1.0 para las " combinaciones extremas de carga ". La cortina puede considerarse segura para esta carga, si después de que se haya incluido el agrietamiento, los esfuerzos en la estructura no exceden las resistencias específicas y se conserva la estabilidad contra el deslizamiento.

III.5.4 Factor de seguridad contra deslizamiento.

El factor de seguridad por fricción cortante proporciona una medida de la seguridad contra el deslizamiento o corte en cualquier sección.

El factor mínimo por fricción-cortante dentro del cuerpo de la cortina o en el contacto concreto con roca debe ser de 3.0 para las combinaciones de " carga comunes ", de 2.0 para las " poco comunes " y mayor de 1.0 para las " extremas ".

El factor de seguridad contra el deslizamiento sobre cualquier plano de debilidad dentro de la cimentación, nunca debe ser menor de 4.0 para las " cargas comunes " de 2.7 para las " poco comunes " y mayor de 1.3 para las " extremas ". Si el factor de seguridad calculado es menor que el requerido, puede incluirse el tratamiento de la cimentación para aumentar el factor de seguridad hasta el valor requerido.

III.5.5 Factor de seguridad contra vuelco.

En general los coeficientes de seguridad contra el vuelco oscila entre 2 y 3. En las cortinas pequeñas a menudo es mayor. Si éste es inferior a 2, la sección de la cortina deberá modificarse para aumentar el margen de seguridad. Una cortina de gravedad rara vez falla por vuelco, ya que cualquier tendencia al volcamiento da una mayor oportunidad a la estructura para que falle por deslizamiento. El coeficiente de seguridad contra vuelco es la relación del momento que tiende a enderezar la presa al momento que tiende a volcarla alrededor del pie de la presa.

III.6 Condiciones de estabilidad de una cortina tipo gravedad.

III.6.1 Introducción.

Las presas de concreto de gravedad deben proyectarse para que resistan con seguridad, las tres causas que atentan contra su estabilidad las cuales son:

- a).- Esfuerzos excesivos.
- b).- El deslizamiento.
- c).- El vuelco.

III.6.2 Esfuerzos excesivos.

Para poder llegar a determinar la sección de una cortina de tipo gravedad se hará la revisión de esfuerzos excesivos, partiendo de la hipótesis de que la sección original es triangular como se ve en la figura --- (III.5).

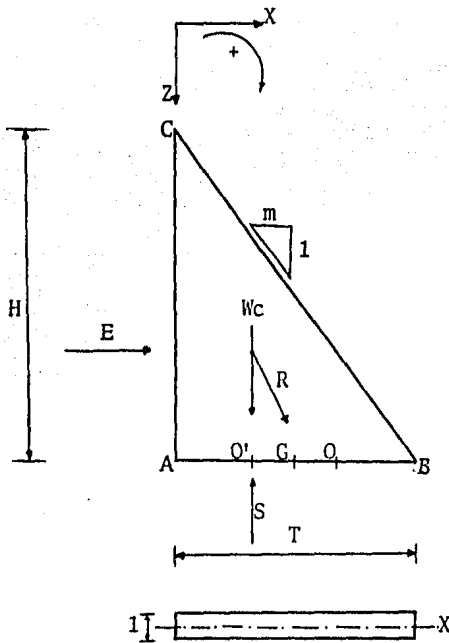
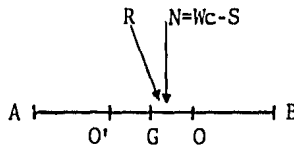


Fig. III.5

Para la revisión por esfuerzos excesivos se deben de cumplir las siguientes dos condiciones de estabilidad.

- 1a. En la sección \overline{AB} no se permitirán esfuerzos de tensión.

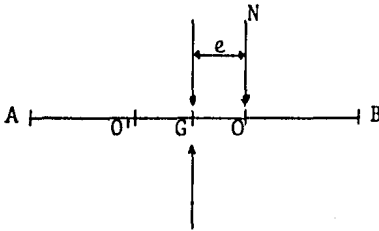


$$\sum F_z = N = Wc - S$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\sum F_x = 0$$

Haciendo la suposición de que $N = Wc$ se tiene lo siguiente:



Aplicando la fórmula de la Escuadra,

$$\tau = \frac{M}{I} x + \frac{N}{T} \quad \text{si } M = N.e$$

$$\tau = \frac{N}{T} + \frac{Ne}{I_y} x$$

Para esfuerzo máximo tenemos que $x = \frac{T}{2}$

Además
$$I_y = \frac{T^3}{12}$$

Quedando

$$\sigma_{\text{máx.}} = \frac{N}{T} + \frac{12Ne}{T^3} \left(\frac{T}{2} \right)$$

$$\sigma_{\text{máx.}} = \frac{N}{T} + \frac{6Ne}{T^2}$$

$$\sigma_{\text{máx.}} = \frac{N}{T} \left(1 + \frac{6e}{T} \right) \text{ donde } e \leq \frac{T}{6}$$

Por lo tanto

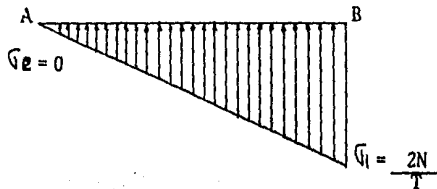
$$\sigma_{\text{máx.}} = \frac{N'}{T} \left(1 + \frac{6T/6}{T} \right)$$

$$\sigma_{\text{máx.}} = \frac{N}{T} (1 + 1)$$

Concluyendo

$$\sigma_1 = \frac{2N}{T} ; \sigma_2 = 0$$

Quedando el siguiente diagrama de esfuerzos en la sección A - B



+ Determinación del ancho de la Base " T ".

Tomando momentos con respecto a " O " y suponiendo que R pasa por " O "

$$\sum M_o = 0$$

$$E \left(\frac{H}{3} \right) - Wc \left(\frac{T}{3} \right) + S \left(\frac{T}{3} \right) = 0$$

Sabiendo que

$$E = \frac{\gamma_a H^2}{2}$$

$$Wc = \frac{\gamma_c HT}{2}$$

$$S = c \frac{\gamma_a HT}{2}$$

Sustituyendo

$$\frac{\gamma_a H^3}{6} - \frac{\gamma_c HT^2}{6} + \frac{c \gamma_a HT^2}{6} = 0$$

Dividiendo entre " H " y multiplicado por " 6 "

$$\gamma_a H^2 - \gamma_c T^2 + c \gamma_a T^2 = 0$$

$$\gamma_a H^2 + T^2 (c \gamma_a - \gamma_c) = 0$$

$$\gamma_a H^2 = T^2 (\gamma_c - c \gamma_a)$$

agrupando lo terminos cuadráticos.

$$\frac{T^2}{H^2} = \frac{\gamma_a}{\gamma_c - c \gamma_a}$$

$$\frac{T}{H} = \sqrt{\frac{\gamma_a}{\gamma_c - c \gamma_a}}$$

de la fig. (III.5)

$$\frac{T}{H} = m$$

despejando T

$$T = H \sqrt{\frac{\gamma_a}{\gamma_c - c \gamma_a}}$$

donde

$$\gamma_a = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

c = coeficiente que se aplica en la determinación de la Sub-presión.

Si existen drenes y se hace la variación de " c " de acuerdo a los valores propuestos en la determinación de la sub-presión se pueden obtener los correspondientes valores de el talud " m " y por consiguiente la variación de " T " en función de " H ".

$$\text{Si } c = \frac{1}{3}$$

$$m = \sqrt{\frac{1}{2.4 \cdot \frac{1}{3} \times 1}}$$

$$m = 0.70$$

$$\text{Si } c = \frac{1}{2} \rightarrow m = 0.73$$

$$\text{Si } c = 1 \rightarrow m = 0.85 \quad (\text{Sin drenes})$$

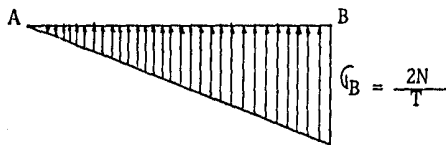
$$\text{Si } c = 0 \rightarrow m = 0.65 \quad (\text{Sin considerar la sub-presión}).$$

De lo anterior se puede ver la importancia que tiene el determinar la sub-presión, ya que es evidente que actúa directamente en la determinación del ancho de la base "T" en función de la altura "H". Ya que si consideramos que actúa totalmente el talud "m" se incrementa lo que ocasionaría aumento de la sección, lo que implica el aumento del volumen de concreto; en cambio si no se considera la sub-presión aunque nos disminuye la sección, se pueden presentar problemas de estabilidad.

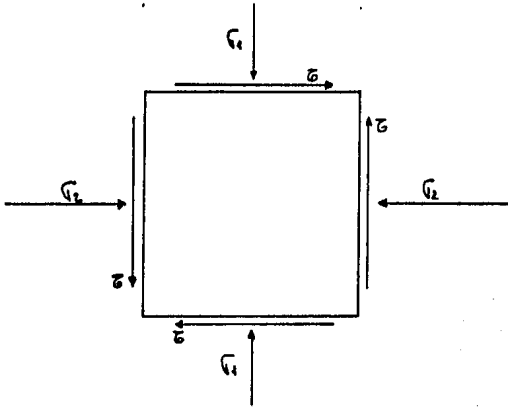
2a. El esfuerzo máximo no debe sobrepasar el esfuerzo permisible.

Para analizar esta condición de estabilidad, tenemos que el esfuerzo permisible está en función de la resistencia del concreto ($f'c$), así como de las condiciones de carga, afectadas por su factor de seguridad, el cual es diferente como se vio anteriormente.

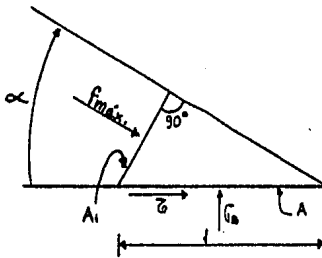
Cálculo del esfuerzo normal máximo.



Tomando como principio el equilibrio de la partícula en el punto B.



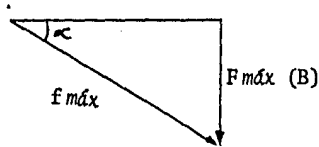
haciendo un D.C.L. se tiene lo siguiente



Como sobre el paramento seco no tenemos esfuerzos debido a que unicamente tenemos el aire actuando. Si el área horizontal A es unitaria, el -- área donde actúa $f_{máx.}$ es

$$A_1 = \text{sen } \alpha$$

Para eliminar τ proyectamos sobre un eje perpendicular a donde actúa.



$$F_{\text{máx}} = f_{\text{máx}} \cdot \text{sen } \alpha$$

$$F_{\text{máx}_0} = (f_{\text{máx}} \cdot \text{sen } \alpha) \cdot \text{sen } \alpha$$

$$F_{\text{máx}_0} = f_{\text{máx}} \cdot \text{sen}^2 \alpha$$

Pero por condiciones de equilibrio

$$\sum F_0 = 0 \Rightarrow G_0 = F_{\text{máx}_0}$$

$$G_0 = f_{\text{máx}} \cdot \text{sen}^2 \alpha$$

$$f_{\text{máx}} = G_0 \cdot \text{csc}^2 \alpha$$

donde

G_0 - es el esfuerzo obtenido anteriormente por medio de la fórmula de la escuadría.

De lo anterior se concluye que el esfuerzo máximo se presenta horizontalmente al paramento seco de la cortina.

+ Determinación de la altura máxima "H" de la cortina.

Para este caso trabajaremos con $f_{\text{máx}} = 100 \text{ Kg/cm}^2$ el cual resulta de las "condiciones usuales de carga" afectado por su respectivo coeficiente de seguridad.

Sabemos que:

$$f_{\text{máx}} = G_B \csc^2 \alpha$$

$$f_{\text{máx}} = \frac{2N}{T} \csc^2 \alpha = \frac{2N}{T} (1 + \cot^2 \alpha)$$

donde

$$\cot \alpha = \frac{T}{H}$$

$$\therefore \cot^2 \alpha = \frac{T^2}{H^2} = m^2$$

pero

$$m^2 = \frac{\gamma_a}{\gamma_c - c \gamma_a}$$

pudiendo escribir la siguiente expresión.

$$f_{\text{máx}} = \frac{2N}{T} \left(1 + \frac{\gamma_a}{\gamma_c - c \gamma_a} \right)$$

y sabiendo que

$$N = Wc - S$$

$$N = \frac{HT}{2} \gamma_c - c \frac{\gamma_a HT}{2}$$

$$\therefore f_{\text{máx}} = \frac{2}{T} \left(\frac{HT}{2} \gamma_c - c \frac{\gamma_a HT}{2} \right) \left(1 + \frac{\gamma_a}{\gamma_c - c \gamma_a} \right)$$

eliminando términos.

$$f_{\text{máx}} = (H \gamma_c - c \gamma_a H) \left(1 + \frac{\gamma_a}{\gamma_c - c \gamma_a} \right)$$

factorizando "H"

$$f_{\text{máx}} = H \left[\gamma_c - c \gamma_a + \frac{\gamma_a (\gamma_c - c \gamma_a)}{\gamma_c - c \gamma_a} \right]$$

$$f_{\text{máx}} = H (\gamma_c - c \gamma_a + \gamma_a)$$

concluyendo

$$H_{\text{máx}} = \frac{f_{\text{máx}}}{\gamma_c - c \gamma_a + \gamma_a}$$

Si suponemos $f_{\text{máx}} = 100 \text{ Kg/cm}^2$ y hacemos la variación del coeficiente 'c' de subpresión podemos obtener el valor de $H_{\text{máx}}$.

$$\text{Si } c = \frac{1}{2}$$

$$H_{\text{máx}} = \frac{100 \times 10^4}{2400 - (0.5 \times 1000) + 1000}$$

$$\text{Si } c = \frac{1}{3}$$

$$H_{\text{máx}} = 344.83 \text{ m.}$$

$$H_{\text{máx}} = \frac{100 \times 10^4}{2400 - (0.33 \times 1000) + 1000}$$

$$H_{\text{máx}} = 326.09 \text{ m}$$

$$\text{Si } c = 1$$

$$H_{\text{máx}} = \frac{100 \times 10^4}{2400 - 1000 + 1000}$$

$$H_{\text{máx}} = 416.67 \text{ m (sin drenes)}$$

$$\text{Si } c = 0$$

$$H_{\text{máx}} = \frac{100 \times 10^4}{2400 + 1000}$$

$$H_{\text{máx}} = 294.12 \text{ m. (sin considerar subpresión)}$$

III.6.3 Estabilidad al deslizamiento.

Como ya se vio anteriormente la estabilidad al deslizamiento se obtiene - por medio de la fricción cortante. La siguiente expresión relaciona las - fuerzas resistentes con las fuerzas inductoras del corte y se aplica a -- cualquier sección de la estructura o a su contacto con la cimentación.

$$Q = \frac{CA - (\sum N + \sum U) \tan \phi}{\sum V}$$

donde:

C = cohesión unitaria. { 0.1 f'c }.

A = área de la sección considerada.

$\sum N$ = sumatoria de fuerzas normales.

$\sum U$ = sumatoria de fuerzas de subpresión.

$\tan \phi$ = coeficiente de fricción interna.

Todos los parámetros deben especificarse empleando unidades congruentes. - La Subpresión es negativa, de acuerdo con la convención de signos.

Los valores de "Q" permisibles se mencionaron en el inciso de factores de seguridad.

III.6.4 Estabilidad al vuelco.

Como la posibilidad de que una cortina tipo gravedad llegue a fallar con- tra el vuelco, es casi nula, ya que primero fallaría por esfuerzos excesi- vos o deslizamientos; unicamente haremos mención de una de las expresio - nes que nos dan valor comparativo contra los factores de seguridad ya men- cionados.

$$F Sv = \frac{Wc \times L1 + Ww \times L2}{P \times L3 + U \times L4}$$

en la que

Wc = fuerza debida al peso del concreto.

Ww = fuerza debida al peso del agua en las superficies inclinadas.

P = fuerza del agua que actúa tratando de desalojar la presa en - dirección de aguas abajo.

U = subpresión.

L = longitud del brazo de las fuerzas respectivas.

III.7 Consideraciones para la determinación de la sección real de una cortina tipo gravedad.

Las consideraciones que a continuación se mencionan, nos dan en primera instancia los medios para poder revisar las condiciones de estabilidad -- que debe satisfacer la sección propuesta, hasta obtener la sección real -- óptima. Ver figura (III.6).

+ Sección 1

Se revisa a presa llena

$T_0 = \sqrt{H}$ ó función del tránsito

$\Delta H_1 \approx 1.5 T_0$ (depende de la subpresión).

+ Sección 2

Se revisa a presa vacía

$\Delta H_2 \approx 1.5 T_0$; también esta en función de "m"

$m \approx 0.75$

+ Sección 3, ..., n

Se revisa a presa llena y vacía.

$m \approx 0.75$ { Se mantiene constante no obstante de que la sección de aguas-abajo más - económica es variable }.

$n \approx 0.05$ a 0.1

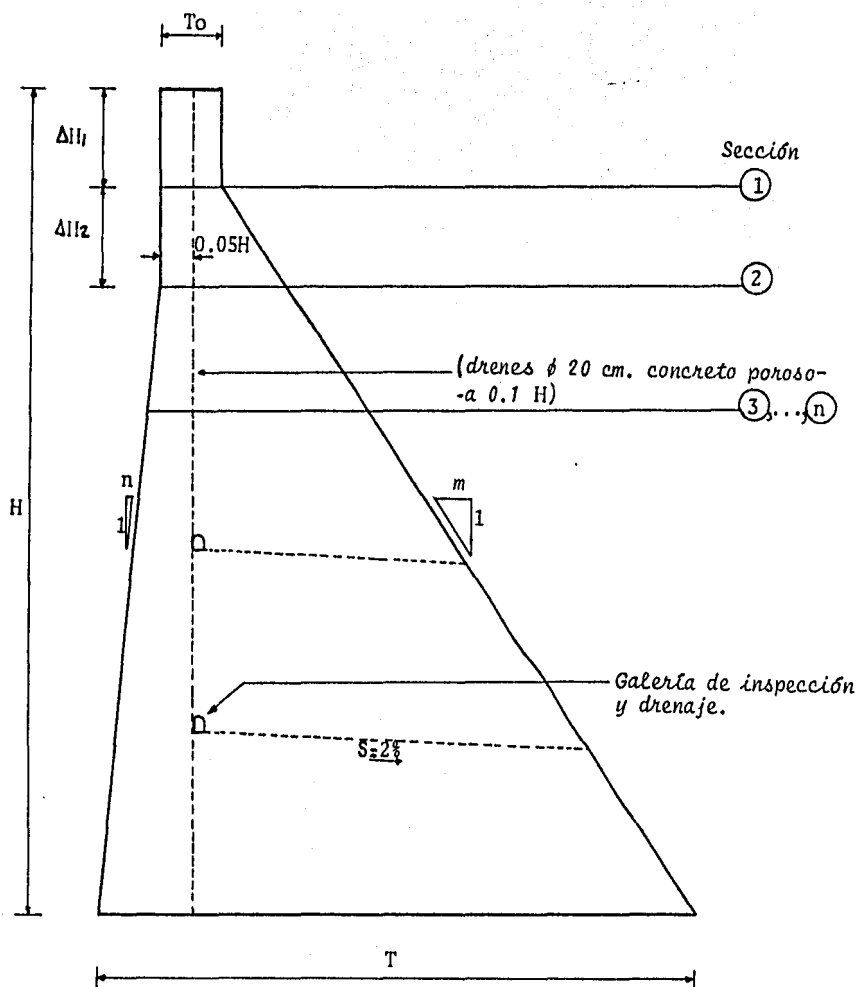


Fig. III.6

IV. Concretos masivos en cortinas.

IV.1 Generalidades.

Una cortina de gravedad debe construirse con un concreto, que satisfaga - los criterios de diseño en cuanto a resistencia, durabilidad, permeabilidad y otras propiedades necesarias; entre las cuales es importante el --- efecto de deslizamiento o "creep", para el análisis de las condiciones de carga estática. Las propiedades del concreto varían con la edad, el tipo- de cemento, los agregados y otros ingredientes, así como sus proporciones en la mezcla. Puesto que diferentes concretos ganan resistencia con dife- rente rapidez.

A pesar de que la mezcla por lo general solo se diseña para resistencia - a la compresión, se deben realizar ensayos para determinar la resistencia a la tensión y al cortante. La mezcla debe proporcionarse para producir - un concreto de suficiente resistencia para satisfacer los requisitos de - diseño. La resistencia a la compresión del concreto, debe satisfacer los- requisitos de carga prematura y de construcción y a alguna edad específi- ca debe tener alguna proporción del esfuerzo de trabajo, esto es a crite- rio del proyectista.

Se recomienda, que la edad específica sea de 365 días, pero puede variar- de una estructura a otra. La resistencia debe basarse en una evaluación - de la resistencia final y de los requisitos del factor de seguridad men - cionados en el capítulo anterior.

La resistencia al cortante es una combinación de la resistencia cohesiva- y de la fricción interna, por lo que varía con el esfuerzo normal a com- presión.

En lo que se refiere a procedimientos y equipos usados en concretos masi- vos, la tecnología de construcción de cortinas de concreto se ha manteni- do dentro del marco clásico de operaciones intermitentes o sucesivos a -- saber: Obtención, tratamiento y manejo de materiales, dosificación, mez - clado y transporte de concreto, colocación, consolidación y curado. Cada-

una de estas etapas citadas han ido ejecutandose con mayor eficiencia me diante el perfeccionamiento de los equipos especializados para su ejecu - ción, pero el esquema general, salvo muy contadas, se han mantenido den - tro de la concepción tradicional.

La problemática de construcción de cortinas de concreto siguiendo la tec - nología de etapas sucesivas, consiste en resolver individualmente de la - manera más eficiente y coordinar entre si adecuadamente cada una de las - etapas que integran el proceso para obtener la máxima eficiencia del con - junto.

IV.2 Propiedades

Los valores necesarios de las propiedades del concreto pueden estimarse - de acuerdo con los datos obtenidos por estudios preliminares, hasta que - puedan aprovecharse los datos de ensayos de laboratorio. Si no se tienen - disponibles datos de ensayos o publicados, para diseños preliminares pue - den emplearse los siguientes valores medios de las propiedades del concre - to.

- Resistencia a la compresión = 210 a 350 Kg/cm² (20.7 a 34.5 Mpa).
- Resistencia a la tensión = 5 a 6% de la resistencia a la compre - sión.
- Resistencia al cortante ó cohe - sión. = Aprox. 10% de la resistencia a la -- compresión.
- Coeficiente de fricción interna = 1.0
- Relación de Poisson = 0.2
- Módulo de elasticidad:
 - Instantaneo = 350.000 Kg/cm² (34.5 Gpa).
 - Sostenido = 210.000 Kg/cm² (20.7 Gpa).
- Coeficiente de expansión térmica. = $9 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- Peso volumétrico = 2.400 Kg/m³

IV.3 Materiales que integran el concreto.

IV.3.1 Introducción.

El concreto es uno de los materiales de construcción mas versátiles y durables. Está compuesto de arena, grava, roca triturada u otros agregados que se mantienen juntos entre sí por una pasta de cemento hidráulico y agua. - No obstante en los últimos tiempos se ha recurrido al uso de aditivos, puzolanas y otros materiales como cenizas volcánicas y escoria de alto horno con el objeto de mejorar sus propiedades.

Las características del concreto deben considerarse de una manera relativa en función del grado de la calidad que sea necesaria para la estructura que se va a construir; además de resistencia el concreto debe ser manejable y durable.

IV.3.2 Agregados.

Una de las tendencias clásicas en el diseño de las mezclas de concreto masivo, es usar agregados de tamaño máximo de 6 pulg., aunque en otros países se han empleado agregados de 8 a 10 pulg.

Independientemente de lo anterior los agregados deben ser sometidos a un tratamiento que consiste en la eliminación de toda materia extraña a la naturaleza pétreo intrínseca del agregado y en su separación siguiendo una gama granulométrica determinada.

Los agregados más usados para la fabricación de concreto masivo son por lo general: los provenientes de depósitos aluviales o el producto de la trituración de formaciones rocosas cercanas al sitio de la obra. Aunque en ocasiones se ha usado como agregado para la fabricación de concreto escoria de alto horno.

Dependiendo de las características físicas de la fuente de obtención de los agregados, los procedimientos y equipo para su explotación y transportación son variados.

IV.3.3 Cemento

Siendo el cemento el producto de un proceso industrial con plantas general

mente establecidas cerca de alguna ciudad importante y siempre cercanas a las vías generales de comunicación. Dependiendo de la ubicación de la obra, será necesario usar uno o varios sistemas de transporte.

En el caso de distancias relativamente cortas, existencia de carreteras y ausencia de comunicación ferroviaria, el transporte de cemento se hará -- por medio de camiones, cabe señalar que una cortina de concreto generalmente involucra muy fuertes consumos de cemento, por lo que siempre será más económico y eficiente el manejo de cemento a granel.

Por el contrario si las distancias entre la fábrica de cemento y el sitio de la obra son considerables o cuando existe comunicación ferroviaria, el cemento se transporta por ferrocarril empleando para ello carros Tolva de descarga inferior especiales para este objeto.

Generalmente resulta conveniente construir una batería de silos de capacidad tal que permita mantener el ritmo de trabajo durante un período razonable en caso de falta de suministro del material.

Es obvio que los silos deben reunir características de hermetismo y -- aireación tales que garanticen una conservación adecuada del material durante períodos razonables.

IV.3.4 Agua.

En condiciones normales se dispondrán del caudal del río como fuente básica de aprovisionamiento de agua, por lo que será necesario proyectar las instalaciones necesarias para captar agua del río y bombearla a una cisterna o almacenamiento elevado que garantice la presión necesaria en todas las instalaciones de manejo de agua.

La estación de captación y bombeo debe diseñarse de tal manera que su funcionamiento no se vea interrumpido por las fluctuaciones de nivel en el río y debe contar con un número amplio de unidades de bombeo que garanticen el suministro de agua, independientemente de cualquier falla que se presente en alguna de las unidades individuales.

IV. 4 Tipos de mezcladoras.

Para desarrollar esta operación eficientemente, considerando las características peculiares del concreto masivo (gran tamaño máximo de agregados-bajo o nulo revenimiento) se han desarrollado equipos especiales, siendo los más empleados: basculante y de eje vertical o turbina.

Las mezcladoras basculantes para concreto masivo, consisten en un tambor-doble cónico que gira horizontalmente sobre su eje de generación sobre rodillos montados en un marco o chasis basculante. Están provistas de un juego de aspas fijas y las hay que se cargan por su extremo posterior y descargan por el anterior, así como aquellas que se cargan y descargan por el mismo extremo anterior. La rotación del tambor generalmente es producida por un sistema de piñón y corona accionada por un motor eléctrico y el movimiento basculante para descarga, se logra mediante un mecanismo hidráulico o neumático.

Las mezcladoras de turbina o de eje vertical consisten en un recipiente fijo en cuyo centro se instala una flecha vertical giratoria y a la cual va montado un árbol de aspas que al desplazarse a través de los materiales que integran el concreto, los mezcla en forma muy eficiente.

Para su descarga cuentan con una o más compuertas instaladas en el fondo del recipiente fijo, misma que al abrirse permiten la salida de la mezcla al ser ésta impulsada por el movimiento rotatorio del árbol de aspas.

Una característica común a ambos tipos de mezcladoras es que el interior del tambor de mezclado, viene provisto de un forro de placas de acero de alta resistencia a la abrasión, para impedir la destrucción de su cuerpo-básico.

IV.5 Transporte de la mezcladora a la forma.

Esta operación debe realizarse lo más rápidamente posible, de manera que las propiedades del concreto al descargarse de la mezcladora, se mantengan sustancialmente constantes hasta su colocación en el bloque. Debe-

tenerse cuidado para evitar la segregación durante el llenado y descarga de Estas unidades; no debe haber agua libre en la superficie del concreto al entregarlo, ni debe haberse producido ningún asentamiento perjudicial del agregado grueso.

El procedimiento que más ampliamente satisface lo anterior consiste en el uso de botes especiales de descarga por el fondo.

Estos botes son llenados en la planta dosificadora y colocados al alcance de un cablevía por medio de un tren montado sobre riel o llantas neumáticas y arrastrado por un tractor ó una locomotora según sea el caso.

Los botes de descarga por el fondo para manejo de concreto, se han desarrollado hasta una amplia sofisticación, siendo los más comunes aquellos cuya descarga se opera neumáticamente y entre estos existen dos tipos básicos: de baja y de alta presión.

El de baja presión requiere contar con una fuente de aire comprimido en el bloque la que se aplica mediante una conexión de operación instantánea a la toma que esta instalada en el bote y que se desconecta automáticamente al levantarse este por efecto de alivio de la carga.

El sistema de alta presión involucra el montaje de un recipiente dentro del cuerpo del bote, mismo que es llenado en la planta dosificadora y mediante la operación de una válvula se produce la descarga en el bloque.

IV.6 Tratamiento de las juntas de colado.

Las especificaciones actuales indican que la junta debe ser: rugosa, con el agregado grueso aparente, exenta de lechada superficial limpia de toda sustancia extraña o partículas sueltas y estar saturada y superficialmente seca en el momento de recibir el concreto nuevo.

El método más conocido para lograr lo anterior, es el de "Picado en Verde", que consiste en aplicar a la superficie, cuando el concreto aún no ha endurecido totalmente, un chiflón de agua y aire a presión.

Cuando el concreto se deja endurecer totalmente, se ha intentado la aplicación del sistema de Sand-Blast, pero los resultados no son del todo satisfactorios, especialmente porque produce una junta bastante tersa.

Otro procedimiento que produce resultados satisfactorios es la demolición superficial, mediante la aplicación de perforadoras neumáticas de roto -- percusión.

Estos dos últimos procedimientos implican la necesidad de un lavado adicional de la junta mediante chiflón de agua y aire a presión para eliminar todo el producto de la demolición.

Cabe señalar que el procedimiento de picado en verde solamente se puede aplicar a la junta horizontal, en cambio las paredes de los bloques se tienen que tratar mediante la aplicación de alguno de los dos últimos métodos.

IV.7 Colocación de concreto.

Inmediatamente al inicio del colado, la junta de construcción debe estar saturada y superficialmente seca, manteniendo dicho estado hasta un total cubrimiento por el concreto nuevo.

Para iniciar el colado, se coloca sobre la junta una capa de montero, mismo cuyo proporcionamiento es el de la mezcla de concreto, al cual se han suprimido los agregados gruesos.

El concreto se va colocando en capas de 25 a 40 cm. de espesor avanzando transversalmente y regresando a colocar capas sucesivas de manera que la junta de avance adopte la forma de una escalera.

Lo anterior es con objeto de producir la junta de menor área posible evitando al mismo tiempo la formación de taludes que propicien la segregación del concreto durante el proceso de colocación.

Cada una de las mezclas que va llegando al bloque se vibra cuidadosamente incorporándola a la masa general existente, para lograr lo anterior, se usan vibradores eléctricos o neumáticos, siendo estos últimos los que producen mejores resultados.

En algunos países de Europa se han usado pequeños tractores que aparte de tender el concreto llevan un grupo de vibradores montado sobre un marco -- al que se puede imprimir movimientos verticales (se le conoce con el nombre de concreto rolado).

Es norma básica que una vez iniciado el colado de un bloque, se debe con-

tinuar hasta terminarlo totalmente y su avance se llevará en tal forma - que siempre se vaya colocando concreto nuevo sobre una junta activa, es - decir de concreto en estado plástico.

Cuando por alguna circunstancia especial se tenga que suspender un cola - do, si el avance se ha llevado en la forma descrita, unicamente se re - quiere proceder a tratar la junta frla en la misma forma que la indicada para juntas de colado, pero si no es así, es necesario demoler parte del bloque para perfilar la junta frla según una escalera uniforme y conti - nua a todo lo ancho del bloque.

Una vez terminado el llenado de la forma, se observa cuidadosamente el - avance del endurecimiento de la superficie, con objeto de iniciar oportu - namente el lavado en verde de la junta de manera que se pueda terminar - dicha operación antes de que se produzca el endurecimiento total de la - superficie.

El curado posterior se la junta, se inicia con el lavado en verde y se - prolonga hasta el colado del siguiente bloque o durante el tiempo que -- marquen las especificaciones respectivas y debe consistir en un entarqui - namiento permanente de la superficie del concreto.

Las paredes verticales del bloque se curan mediante una membrana de cura - do que satisfaga la especificación respectiva o mediante la aplicación - permanente de riego por aspersión.

IV.8 Formas.

El tipo más generalmente usado es la forma tipo cantiliver, misma que se va anclando en el bloque de nivel inmediato inferior y en cada nuevo cola - do se van instalando los anclajes necesarios para la fijación de la -- forma en la siguiente etapa.

Eventualmente se han empleado exitosamente cimbras deslizantes y en la - U.R.S.S. han desarrollado ampliamente el uso de paneles precolados como - cimbra, mismos que permanecen formando parte integral de la estructura. En la construcción de una cortina de concreto, el control de la tempera - tura gobierna todos los procedimientos constructivos y cualquier defici --

ciencia en alguna de las etapas del proceso repercute considerablemente - en este aspecto.

Independientemente de que al proceso funcione a su máxima eficiencia, generalmente y especialmente en países de régimen climático como el nuestro, - es necesario tomar medidas adicionales para mantener la temperatura del -- concreto dentro de los límites permitidos.

IV.9 Pre-enfriado.

Todos los ingredientes y depósitos para los mismos, deben estar cubiertos-pintados de blanco y algunos elementos como tuberías para conducción de -- agua, silos y tolvas, protegidos con una capa de aislamiento térmicos. Generalmente es necesario someter los almacenamientos de agregados a ciclos-continuos de humedecimiento y evaporación cuidando que al llegar a la planta dosificadora los agregados gruesos se encuentren en estado saturado y - superficialmente seco. La arena se debe mantener a un grado de humedad tal que permita realizar los ajustes por humedad necesaria en la fabricación - final.

No se debe usar cemento recién salido de la fábrica o a temperaturas superiores a las de los límites permitidos.

El agua de mezclado debe conservarse a la temperatura más baja posible e - inclusive, se llega a emplear hielo triturado como agua de mezcla.

Los botes para manejo de concreto deben ser aislados térmicamente y pintados en blanco.

En condiciones extremas, se requiere someter los agregados a un proceso -- de enfriamiento en plantas especialmente diseñadas para ese efecto. Aún -- que el costo de este proceso repercute significativamente en el costo total de la obra, pues las plantas de enfriamiento de agregados cuentan tanto o más que una planta dosificadora.

IV.10. Post-enfriado.

Consiste generalmente en la instalación de tuberías de pequeño diámetro de pared delgada en forma de serpentines, dentro de la cortina, haciendo pa -

sar a través de ellas una corriente de agua a una temperatura entre 2 y 5 °C durante el tiempo necesario para estabilizar el gradiente térmico dentro de los límites permitidos.

V.- Control de calidad.

V.1. Conceptos básicos

Durante los últimos años ha habido un interés creciente en el control de calidad del concreto y otros materiales de construcción, con la intención de mejorar la calidad de la construcción al dirigir más atención a la adecuada selección y uso de materiales.

Control de calidad de materiales es un concepto relativamente viejo aplicado a productos manufacturados. En la industria de la construcción, ejemplos típicos de control son la manufactura del cemento y el acero.

Como es aplicado a la construcción, el control de calidad deberá ser definido como un sistema con el cual la construcción es controlada con métodos científicos, de investigación, prueba y análisis; que proporcionan un criterio mediante el cual los materiales son evaluados y usados en construcción.

Las especificaciones para materiales, métodos de prueba y normas de aceptación son establecidos por estos criterios.

Para obtener un buen control de calidad, se debe contar con un sistema razonable de análisis de los resultados de las pruebas, esto es logrado por medio de un control estadístico de calidad.

El control de calidad de la estructura comienza en la oficina de diseño, es aquí donde se da el primer paso para edificar una estructura segura, que cumpla con los fundamentos establecidos por el sistema de normas. Los fundamentos que deben ser considerados son desde que la estructura es concebida y durante toda su vida útil.

Los cinco fundamentos son: investigación, diseño, selección, elaboración y mantenimiento. Por lo cual se debe investigar el sitio, diseño de la estructura, selección de los materiales y mezcla, obra de mano en el manejo de los materiales y concreto, y mantenimiento de la estructura durante su vida.

1).- Investigación del sitio.- En este punto se deben considerar tres puntos: investigación de la adecuación del sitio incluyendo consideracio-

nes económicas para satisfacer los requerimientos de la estructura; - investigación de la confiabilidad de la cimentación, para soportar - las cargas a que estará sometida; por último investigación de las -- fuerzas existentes o sustancias que ataquen al concreto.

- 2). - Diseño de la estructura.- Es obvio que el diseño de una estructura - deberá ser adecuada. Elaborada por ingenieros calificados de acuerdo con aceptada práctica de seguridad. Una estructura no puede ser dise ñada por un minucioso proceso, requiriendo solo de la habilidad de - leer una tabla de valores o tomar una cantidad de una gráfica. Re -- quiere entendimiento y experiencia para diseñar una estructura esta- ble y saber que todo ha sido hecho para garantizar la seguridad y -- economla del diseño, basados en los resultados de la investigación.
- 3). - Selección de materiales y mezcla.- muchos casos de fallas han sido - encontradas por materiales malos o por una mezcla inadecuada en pro- porciones o falta de control de calidad. Datos de estructuras de con creto ya edificadas en el área donde se va a edificar la estructura- son de valor para determinar los materiales idóneos, especialmente - donde ya existen plantas mezcladoras de concreto a la mano. Al care- cer de esta información, se deben realizar pruebas para determinar - la presencia de agentes contaminantes en los materiales propuestos.- Datos históricos pueden ser de utilidad en la selección de materia - les; pero para determinar el proporcionamiento de las mezclas, se re quiere de hacer pruebas para cumplir con las condiciones dictamina - das.
- 4). - Obra de mano.- Obra de mano en el manejo de materiales y concreto, - esto incluye, preparación de los materiales, proporción mezclado, -- transportación colado y curado. Durante el perlodo de construcción - es la última oportunidad de asegurar una bien edificada estructura.- Inovaciones en técnicas y equipo han contribuido a enriquecer la ca- lidad de las construcciones y con esto mejorar el control de calidad de las mismas.

5).- *Mantenimiento.*- Este factor está enfocado a realizar revisiones en intervalos regulares de tiempo a la estructura, después de que esta ha sido puesta en servicio. Esto es con el fin de preveer que un problema en la estructura se desarrolle, pudiendo tomar las medidas correctivas necesarias.

En el presente trabajo de los fundamentos enumerados anteriormente unicamente se hará mención a los incisos tres y cuatro. Para lograr una mejor comprensión de esto dividiremos nuestro control de calidad en dos partes: *Investigación preliminar*; *Construcción, inspección y control*.

a).- *Investigaciones preliminares.*- en ésta parte es de suma importancia la preparación de especificaciones, la cuales deben describir como el proyecto va a ser construido de acuerdo con los planos de diseño, y deberá establecer las normas de calidad requerida. Su propósito primario es describir claramente los requerimientos del proyecto a todas las personas inmiscuidas en la ejecución de la obra, incluyendo contratistas, residentes, proveedores de materiales, laboratorio de pruebas y finalmente el inspector. Las especificaciones deben ser lógicas, claras y breves.

Durante las primeras etapas de planeación para un proyecto debemos determinar los suministros para los agregados, cemento y otros materiales, esto es con el fin de poder determinar, calidad, disponibilidad y cantidad.

Coincidiendo con la investigación de suministros de materiales y preparación de especificaciones, está la necesidad de establecer métodos y normas para aceptación y control de materiales.

En un proyecto considerable, será probablemente deseable desarrollar un manual de inspección y control de calidad. Va que solamente con especificaciones adecuadas, conocimiento de los materiales propuestos, terreno apropiado, adecuados métodos de prueba e inspección, e instrucciones autorizadas podemos llevar a cabo nuestra tarea. Todos éstos problemas se deben resolver antes de comenzar la construcción si vamos a desarrollar la estructura económicamente.

b).- *Construcción, inspección y control.*- cuando se va a llegar a la etapa de construcción de nuestro proyecto, se deben evaluar los suministros de materiales de concreto, solo los materiales con un antecedente probado de servicio satisfactorio ejecutado serán usados, como éstas estructuras han soportado las condiciones de carga a las que han estado expuestas se puede tener una base acerca de la calidad de los materiales. No obstante lo anterior, se deben tener en mente que buenos materiales pueden arruinarse por malos manejos de construcción. La experiencia en ciertos casos nos habilitará a evaluar lo deteriorado del concreto y decidir si los materiales son defectuosos.

Análisis físicos y petrográficos del agregado, hechos y evaluados por expertos, deberán ser una parte de la investigación, especialmente si no hay estructuras a la mano para su examinación, cuando se dé el caso de nuevos materiales o una nueva combinación de materiales propuestos.

La composición mineralógica y otras propiedades de los agregados afectan la resistencia y modulos de elasticidad, y pueden tener una impor tante carga en el volumen de cambio de propiedades del concreto tales como contracción por evaporación de agua y deslizamiento.

Compatibilidad de los varios ingredientes de los agregados deberá ser considerado, por ejemplo hay materiales que son reactivos con el álcali de cemento y hacen obligatorio el uso de cemento de bajo álcali.

Con respecto a la elaboración del concreto, siguiendo las siguientes consideraciones se puede llegar a la obtención de un concreto de buena calidad.

- 1.- Inspección y aprobación de proporción, y facilidad de mezclado.
- 2.- Control de la proporción de concreto mezclado. En algunos proyectos y bajo ciertas circunstancias podría aún incluirse el diseño de mezclas.
- 3.- Inspeccionar la planta de mezclado, cuando la cantidad de obra o tipo de concreto lo requiera.

- 4.- Inspección, pruebas y aprobación de materiales. Esto incluye -- pruebas de agregado, inspección del manejo de agregados, cemento e ingredientes.
- 5.- Inspección de cimbras y obra falsa, elementos empotrados, acero de refuerzo y otros elementos relacionados con los preliminares antes del vaciado mismo del concreto.
- 6.- Inspección del manejo del concreto y colocación del equipo, tal como botes, canalones, tolvas, equipos de vibrado, bombas, etc. Esta inspección debe ser realizada antes del vaciado del concreto.
- 7.- Inspección de la consolidación y manejo del concreto, incluyendo consolidación, terminado, curado, protección, y reparación.
- 8.- Inspección de remoción de cimbras y apuntalamiento.
- 9.- En algunos casos, es requerida la inspección de plantas de premezclado, para elementos de concreto pretensado y unidades especiales de precolado.
- 10.- Preparación y pruebas de muestras de concreto a la resistencia a compresión; incluyendo peso unitario de concreto, determinación del contenido de aire y pruebas de agregado.
- 11.- Finalmente, preparación de reportes cubriendo todas las inspeciones y pruebas.

Con respecto al concreto usado en presas, se realizan además en la planta las siguientes pruebas para asegurar un total control del concreto y sus componentes:

Materiales de concreto.

- Exámenes de humedad y arena.
- Análisis de graduación de arena y agregados.
- Gravedad específica.
- Porcentaje de sedimento en la arena.
- Inspección visual de envases y tolvas de proporción.
- Checar pesa, distribuidores y calibradores.

- Pruebas de ejecución de mezclado.

Concreto fresco.

- Revenimiento.

- peso unitario.

- Porcentaje de entrada de aire.

- Temperatura.

- Fabricación de especímenes de resistencia a la compresión.

V.2 Propiedades del concreto.

En el presente inciso enfocaremos nuestra atención a las propiedades del concreto mismo. Todo concreto tiene ciertas propiedades y características, para presas las propiedades que se requieren son:

- a). Trabajabilidad del concreto fresco, para obtener un concreto manio - brable económicamente y que pueda ser colocado en el sitio sin que -- pierda su homogeneidad.
- b). Resistencia de acuerdo con el diseño, evitando sobre resistencia --- (anti-económico), como también baja resistencia (estructura insegura)
- c). Impermeable tratando de evitar al máximo el paso del agua.
- d). Durabilidad para poder resistir el ataque del ambiente o sustancia.- Por ejemplo; suelos alcalinos, agua de mar, abrasión, desgaste, intem perismo, etc.
- e). Estabilidad de volumen así llevará el concreto mínima contracción o cambio de volumen debido a humedad y variaciones de temperatura.
- f). Libre de grietas con lo cual se reduce la tendencia a agrietamientos perjudiciales, instalación de juntas y aparatos de control de grie -- tas.
- g). Libre de manchas con lo cual se garantiza que la superficie del con creto no está constituido por bolsas de roca, hoyos o burbujas.
- h). Buena apariencia.
- i). Económico.

El concreto para estructuras masivas tales como presas no requiere ordina

riamente alta resistencia, las propiedades esenciales son durabilidad, libre de grietas, impermeabilidad y usualmente relativa alta densidad. El establecimiento de la magnitud de estas propiedades determinará automáticamente la resistencia requerida. El concreto que reúne los requerimientos de concreto masivo normalmente tendrá más resistencia de la requerida.

V.3. Proporcionamiento de mezclas de concreto.

Si se ha hecho la selección adecuada de materiales, estamos en el camino de tener un concreto de buena calidad. El primer paso es proporcionar la mezcla para hacer el mejor uso de los materiales para dar al concreto las propiedades requeridas.

Como es sabido la reacción del agua y cemento es exotérmica, ocasionando con esto temperaturas muy altas, la temperatura en el interior de la masa llega lo suficientemente alta para inducir esfuerzos adicionales, provocando agrietamientos en el concreto. Uno de los métodos para disminuir la temperatura es usar cemento de bajo calor, el cual desarrolla resistencias más lentamente que el cemento normal, así permite al calor ser disipado más lentamente en la atmósfera. Otro método es el usar concreto con la mínima cantidad de cemento necesaria para satisfacer las propiedades requeridas; esto puede ser logrado con el uso del agregado de tamaño máximo permisible y con el uso de puzolanas en la mezcla.

En el concreto cada partícula de agregado, no importa su tamaño, está rodeado por pasta, lo mismo que los espacios entre partículas del agregado. Los agregados son considerados como materiales inertes cuando la pasta es el medio cementante que envasa las partículas del agregado dentro de una masa sólida. En algunos casos un aditivo es añadido para el propósito de modificar o mejorar el concreto.

Las proporciones de mezcla deben ser seleccionadas para producir concreto con:

- a). La consistencia constante para que pueda ser colocada eficientemente con vibración para obtener una masa homogénea.

- b). El tamaño máximo de agregado económicamente posible y consistente con los requerimientos de trabajo.
- c). Adecuada durabilidad para soportar satisfactoriamente el clima y --- otros agentes destructivos a los cuales va a quedar expuesto.
- d). Suficiente resistencia para soportar las cargas solicitadas e indicar que otras propiedades necesarias han sido obtenidas.

Generalmente las presas son construidas en localidades remotas, haciendo necesario descubrir y evaluar fuentes de agregado, una vez que se ha encontrado el agregado necesario en cantidades suficientes, se hace la selección adecuada de mezcla, la cual queda determinada por las propiedades físicas de los materiales, estableciendo la relación agua-cemento y las propiedades requeridas de un concreto ya mencionadas.

La experiencia a través de los años ha mostrado la ventaja de usar agregados de gran tamaño cuando se requiere concreto de baja resistencia (concreto del tipo usado en presas); por el contrario cuando se requiere concreto de alta resistencia es usado agregado de mínimo tamaño.

Sin considerar el tipo de agregado o el tipo de concreto hay tres relaciones generales entre el contenido de cemento, el tamaño máximo de agregado y la resistencia a la compresión:

- 1a.) Concretos de alta resistencia pueden ser producidos con menos cemento utilizando agregado pequeño.
- 2a.) Concretos de resistencia media pueden ser producidos con un gran rango de tamaños de agregados, aproximadamente con la misma cantidad de cemento.
- 3a.) Para concretos de baja resistencia, un agregado de gran tamaño es recomendable, para obtener siempre la economía máxima de cemento.

VI. Conclusiones.

De acuerdo con lo expuesto en este trabajo se puede uno dar cuenta de que en lo relacionado a las etapas de estudios previos y de proyecto, es donde en nuestro medio se tienen los problemas de menor índole; no sucediendo lo mismo en lo que se refiere a la etapa de construcción, como son concretos masivos (fabricación, manejo y colocación) y control de calidad.

Lo dicho en el párrafo anterior está fundamentado en que los factores Geológicos, Hidráulicos y Estructurales se manejan de una forma óptima en -- nuestro país tanto en lo económico como técnico.

Esto es debido a que se cuenta con la suficiente capacidad técnica, así como equipos, herramientas y obra de mano requerida para las etapas de estudio, proyecto y diseño de una cortina tipo gravedad. No sin olvidar que las condiciones de la cimentación para este tipo de estructuras deben de ser muy especiales, como ya se vió, para que soporte en una forma satisfactoria a las solicitaciones que va a quedar expuesta.

En lo que se refiere a la etapa constructiva, la principal desventaja que se tiene al tratar de construir una cortina tipo gravedad, es que en nuestro país se tiene una gran inclinación por las cortinas de tierra y enrocamiento.

Lo anterior se debe a que en las cortinas de tierra y enrocamiento se ha adquirido una gran experiencia, ya que se cuenta con el equipo y obra de mano capaz para llevar a cabo la construcción de este tipo de cortinas en una forma eficiente y económica. Con esto no se quiere decir que nuestra calidad de obra de mano en las cortinas tipo gravedad sea deficiente, sino que la principal desventaja que se tiene con respecto a las cortinas de tierra y enrocamiento es el no contar con la experiencia suficiente, - lo cual repercute en uno de los aspectos más importantes de cualquier estructura de ingeniería que es el aspecto económico; de tal modo que se ve afectado en forma directa al ejecutarse la obra en un tiempo mayor y con grandes volúmenes de materiales, principalmente cemento.

Con lo anterior podemos concluir que la solución para poder llevar a cabo este tipo de cortinas, lo que se tiene que hacer es construir más estructuras de este tipo para obtener la experiencia requerida.