



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería

28
41

**“ ANTEPROYECTO DE UNA CORTINA
TIPO GRAVEDAD ”**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A N :

BENITO FRANCISCO COELLO ECHEGOYEN

LUIS LINO MARTINEZ MARTINEZ

México, D. F.

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	Págs.
INTRODUCCION -----	4
CAPITULO I. FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA ELECCION DEL TIPO DE -- CORTINA -----	5
1.1 Condiciones del Sitio -----	5
1.1.1 Condiciones de la Cimentación -----	5
1.1.2 Topografía -----	9
1.1.3 Materiales de Construcción -----	13
1.1.4 Acceso al Sitio -----	17
1.2 Factores Hidráulicos -----	19
1.2.1 Obra de Excedencias -----	19
1.2.2 Desvío -----	23
1.2.3 Obra de Toma -----	27
CAPITULO II. ESTUDIOS GEOTECNICOS -----	30
2.1 Exploración Preliminar -----	30
2.2 Investigación Subterránea -----	31
2.3 Determinación de la Permeabilidad In Situ -----	38
2.3.1 Prueba Lugeon -----	39
2.3.2 Prueba Lefranc -----	45
2.4 Deformabilidad de la Roca -----	49
2.4.1 Túnel bajo Presión Hidrostática -----	49
2.4.2 Pruebas de Placa -----	52
2.4.3 Pruebas de Dilatómetro -----	58
2.5 Determinación de la Resistencia al Esfuerzo Cortante- In Situ -----	60
2.6 Estado de Esfuerzos Interno -----	62
2.6.1 Roseta de Deformaciones -----	64
2.6.2 Método de Gato Plano -----	68
2.7 Determinación del Módulo de Elasticidad de las Rocas- -----	70
2.7.1 Métodos Geosísmicos -----	70
CAPITULO III. MATERIALES DE CONSTRUCCION -----	100
3.1 Cemento -----	101
3.2 Agregados -----	114
3.3 Agua -----	127
3.4 Concreto -----	128
3.5 Concretos Masivos -----	134
3.5.1 Control de Agrietamiento en Concretos Masivos -----	139

	Págs.
CAPITULO IV. CRITERIOS DE DISEÑO -----	148
4.1 Determinación de la Altura Estructural -----	148
4.1.1 Capacidad de Azolves -----	152
4.1.2 Capacidad Util -----	152
4.1.3 Capacidad de Control -----	157
4.1.4 Bordo Libre -----	159
4.2 Cargas en una Cortina Tipo Gravedad -----	164
4.2.1 Peso Propio -----	166
4.2.2 Empuje Hidrostático -----	166
4.2.3 Empuje de Azolves -----	167
4.2.4 Sismo -----	168
4.2.5 Subpresión -----	171
4.3 Combinaciones de Carga -----	175
4.4 Condiciones de Seguridad -----	176
CAPITULO V. DETERMINACION DE LAS DIMENSIONES DE LA CORTINA -----	180
5.1 Esfuerzos en una Cortina Tipo Gravedad -----	180
5.2 Determinación del Ancho de la Base "T" que hace estable la Cortina de Gravedad de forma Triangular -----	185
5.3 Talud Mínimo, sin permitir Tensiones -----	187
5.4 Esfuerzo Máximo, $f_{m\acute{a}x.}$ -----	188
5.5 Altura Estructural Máxima, $H_{m\acute{a}x.}$ -----	190
5.6 Sección Transversal -----	193
CAPITULO VI. ALGUNOS CONCEPTOS SOBRE PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION -----	202
CONCLUSIONES -----	212
BIBLIOGRAFIA -----	214

INTRODUCCION

La finalidad del presente trabajo, es describir los estudios mínimos necesarios y los procedimientos de diseño más simples que se requieren para la elaboración de un anteproyecto de una cortina tipo gravedad.

Se pretende establecer lineamientos para manejar, aunque en su más sencilla expresión, la totalidad de los factores que son definitivos en el funcionamiento resultante de la obra construída. Así pues, los procedimientos de diseño y cálculo que se incluyen en este escrito son aquellos que con un manejo sencillo e inmediato nos permiten obtener resultados con aproximadamación suficiente y dentro de la seguridad, en el análisis de los conceptos y factores que afectan el diseño, la construcción y el funcionamiento de las cortinas tipo gravedad.

Los estudios preliminares de factibilidad que se describen y cuya ejecución está enfocada de tal manera, que su costo sea el mínimo posible, permitirán obtener información sobre los factores que en forma preponderante definen el costo de construcción de la obra que se planea.

El diseño final requerirá de estudios y métodos más detallados.

CAPITULO I FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA ELECCION DEL TIPO DE CORTINA

1.1 Condiciones del Sitio

1.1.1 Condiciones de la Cimentación

Es de gran importancia el estudio de estas condiciones ya que se trata con diferentes tipos de rocas, teniendo cada una de ellas distintas características como pueden ser: fracturas, fallas, juntas, éstas además con diversos grados de intemperismo, también gran heterogeneidad con respecto a sus características físicas, por lo que se hace difícil determinar las propiedades en conjunto de los materiales que forman el sitio de la cimentación.

Por lo anterior, se hace indispensable una serie de estudios -- con gran detenimiento a nivel investigación así como de laboratorio y, por consiguiente, es necesario contar con técnicos experimentados y calificados en este tipo de problemas.

La geología aplicada en la construcción de estas obras tiene un papel muy importante en la cimentación de la Cortina, vertedor, obra de toma, en la permeabilidad del vaso y en la localización de los materiales de construcción disponibles. El desconocimiento de las características geológicas del sitio en el anteproyecto puede motivar problemas que causen aumento en las inversiones erogables y el riesgo de sufrir consecuencias catastróficas por la destrucción de la misma.

Dependiendo de la magnitud del proyecto, en ocasiones, el levantamiento geológico se puede reducir o ampliar tratando que en el menor -- tiempo posible se obtenga el máximo de conocimiento.

La exploración determinará las condiciones geológicas que puedan ocasionar problemas en la construcción y operación de acuerdo con los objetivos de la obra, mediante unos cuantos sondeos extrayendo muestras cilíndricas en lugares escogidos provisionalmente. Su análisis en relación con la geología general de la zona, a menudo, excluye ciertos lugares como no factibles, especialmente cuando aumenta la altura de las Cortinas. Por lo anterior, se requieren consideraciones un poco especiales o pobres cualitativamente hablando; la construcción de este tipo de cortinas se debe tomar con cierta reserva, recomendando que este tipo de Cortinas se desplante en roca.

Haciendo una exploración más detallada, se procederá a realizar los sondeos correspondientes dependiendo de la magnitud, altura y requisitos de seguridad, para determinar el número y la profundidad de éstos.

Recopilando la información en el campo, se procede a la elaboración de un plano, en el cual aparezcan las estructuras geológicas y secuencia estratigráfica, distribución de las formaciones resaltando con precisión todas las fallas geológicas, contactos, zonas permeables, que puedan ser causas de filtraciones importantes, tales como: basaltos recientes, - materiales piroclásticos, arenas y gravas; además de cavernosidades, fisuras y otros detalles subterráneos.

En el caso de filtraciones, mediante estructuras impermeables - se puede controlar el flujo en la cimentación, como son: los dentellones, pantallas de inyección, delantales impermeables, etc.

Aunque también se pueden utilizar obras llamadas permeables, -- que explícitamente tratan de recoger el agua que fluye eliminándola de modo que resulte inofensiva desde el punto de vista de generar subpresiones y tubificación, así tenemos que los filtros, los pozos de alivio, las galerías filtrantes, etc., son obras de esta clase.

En los afloramientos rocosos, levantar fracturas, contactos litológicos, posición de capas, con el fin de conocer su geometría y comportamiento que puedan tener influencia al realizar los cortes requeridos para el diseño de la obra.

Deben construirse los perfiles geológicos correspondientes, indicando líneas de limpia para el desplante de las obras.

Si existen fracturas o fallas de consideración, es necesario verificar si están o no empacadas, de no estarlo, deberán tratarse para evitar sean posibles vías de circulación de agua.

Siempre será necesario conocer tanto las características físi--cas como las mecánicas, que van a influir indispensablemente en el tipo de cortina y cimentación, siendo las principales características: heteroge--neidad, presencia de agua, subpresión. Además de esfuerzos permisibles, características clásticas, coeficientes de permeabilidad, capacidad de --

carga, etc.

Las diferentes cimentaciones comúnmente encontradas en la construcción de la cortina son: en roca sólida, en grava, en limo o arena fina, en arcilla y materiales heterogéneos con excepción de las cortinas en cimentaciones sobre roca sólida. Los otros cuatro casos presentan problemas de proyecto adicionales como asentamiento, evitar la tubicación, permeabilidad excesiva y protección de la cimentación por erosión bajo el pie de la Cortina de aguas abajo.

Dada la diversidad de materiales y condiciones de cimentación no puede darse una pauta para la programación exploratoria, ya que siempre se presentan condiciones geológicas diferentes, estas exploraciones se efectúan a lo largo de los ejes de la boquilla. Cuando los pozos a cielo abierto no den resultado para obtener la información básica requerida, se utilizarán máquinas perforadoras que recuperan muestras para la información necesaria.

Las exploraciones en roca se harán mediante una maquinaria perforadora para obtener muestras que serán estudiadas en el laboratorio, aplicando la Geotecnia. En las perforaciones de exploración las pruebas más comunes son las de permeabilidad tipo Lugeon y Lefranc, éstas serán descritas en el siguiente capítulo.

Finalmente, los trabajos exploratorios determinarán si la cimentación presenta problemas de estabilidad o de permeabilidad, forma de resolverlas y costo aproximado del tratamiento.

1.1.2 Topografía

Considerando que las condiciones geológicas favorecen al sitio-seleccionado y de acuerdo a la relación cuerda-altura, que nos dice que para valores mayores a siete es recomendable utilizar Cortinas tipo Gravedad. Siendo otro factor que determina el tipo de cortina la Topografía, por ejemplo: los cañones angostos pueden imponer una Cortina de arco y -- se puede decir que desde el punto de vista económico es una buena solución, ya que la relación cuerda-altura se debe limitar para este tipo de Cortinas para valores próximos a siete; si la relación es mayor caeremos en el caso antes mencionado, siendo éste el que nos interesa.

Si la Topografía presenta un tipo de cañón ancho con un declive ligero, puede dar buen resultado una Cortina del tipo Gravedad, como más-económica y también como el tipo más factible.

En primer lugar, se recurre a recopilar información Topográfica a los archivos del municipio y el Estado, o también podemos recurrir a -- las cartas elaboradas por DETENAL a escala de 1:50 000, siendo que estas-cartas cuentan también con otro tipo de información, como puede ser geológica, clima, edafología, uso del suelo y su potencial, la cual nos puede-ser de utilidad. Esta información muy valiosa nos da la pauta para ubicar el proyecto dentro del marco general de la región pero no es suficiente dada la escala de las cartas; tanto la Topografía como la Geología no-tienen el detalle requerido para su diseño. De ahí que el Ingeniero visite la zona del proyecto, a fin de adquirir un conocimiento directo del-terreno y elaborar un programa detallado de los levantamientos Topográficos

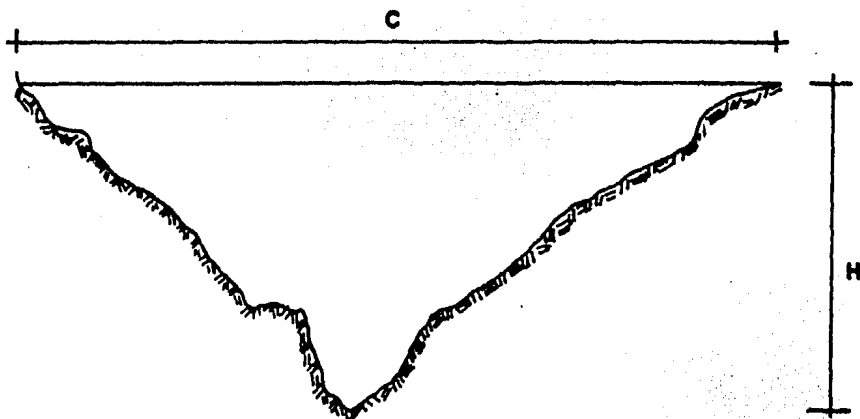
cos en los sitios aparentemente ventajosos para implantar el almacenamiento y sus obras auxiliares.

Previa instalación de los bancos y líneas de apoyo se procede a iniciar el levantamiento Topográfico ligado a la triangulación geodésica y empezar a trazar los distintos elementos de cada estructura, así como ubicar los pozos y socavones de exploración. Con esto se facilitan las labores y nos evitan errores, ya que esos monumentos deben tener la designación y sus tres coordenadas inscritas en una placa.

Es usual realizar este trabajo preferentemente con plancheta, con el fin de producir un plano de curvas de nivel a cada metro, pero en ocasiones es conveniente recurrir a la Fotogrametría.

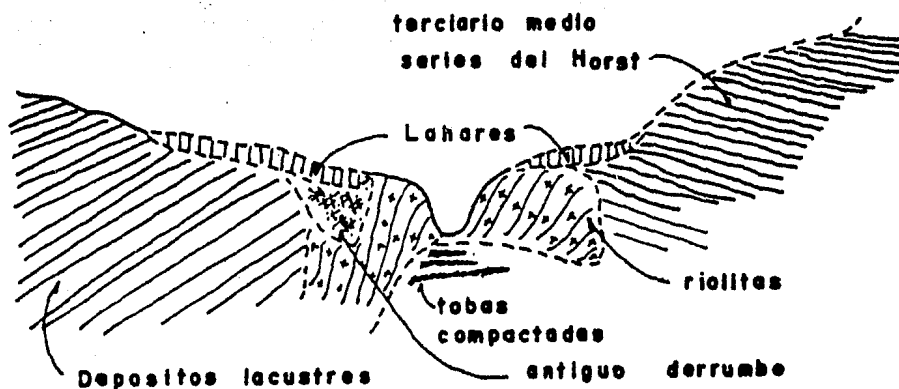
La Topografía comprende: métodos de levantamientos de cuencas de captación, de vasos de almacenamientos, de boquillas, localización de los trazos de la Cortina, además del control Topográfico previo y durante la construcción.

Deberá obtenerse un plano Topográfico de la cuenca donde se indique en forma segura, su extensión, la pendiente media del cauce y los tipos de suelo y vegetación que encuentre y otros donde se cuantifique la capacidad del vaso de almacenamiento y del área inundada. En general, será suficiente efectuar este levantamiento mediante el trazo y nivelación de secciones senciblemente paralelas al eje de la Cortina, mediante separaciones del orden de 20 metros. Esta separación deberá variarse para registrar detalles notables de la configuración cuando sea necesario. En



Relacion cuerda altura

$\frac{C}{H} < 4$	Arco boveda Arco delgado
$4 < \frac{C}{H} < 7$	Arco grueso Arco gravedad
$\frac{C}{H} > 7$	Tipo gravedad Contrafuertes



Corta Geologica

Fig. 1.1

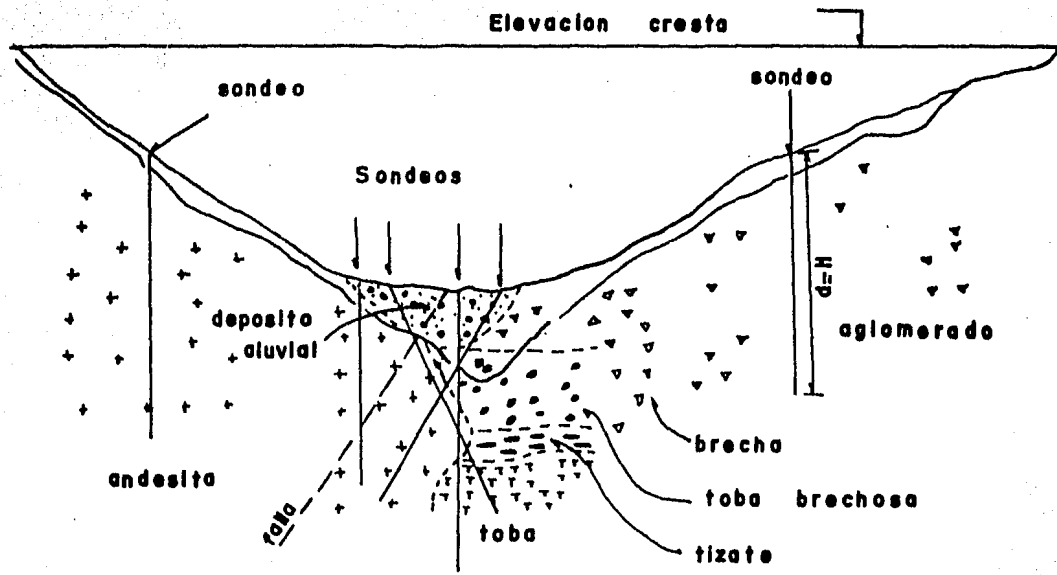


Fig. 1.2

Perforacion para reconocimiento

cada sección deberá establecerse un punto fijo de referencia para localización y nivelación, así las elevaciones de todas las secciones se referirán a la cota de un banco de nivel general que se situará en las cercanías del eje de la cortina en una de las márgenes y en una localización en que sea afectado por la construcción.

La valoración de las cantidades de obra a realizar requiere mayor detalle en el conocimiento de la configuración topográfica del sitio que ocupará la cortina.

El levantamiento de esta zona requerirá una separación menor de la mencionada anteriormente para lograr la precisión deseada en el conocimiento de los detalles topográficos.

La escala de los planos respectivos depende de las dimensiones de la obra, pero se aconseja no sea mayor de 1:1 000, ya que se requieren curvas de nivel por cada metro, las cuales deben de realizarse con sumo cuidado. Pues además de constituir una base para el diseño de las estructuras como la Cortina, obra de toma, vertedores, así como también se requiere para los caminos de construcción, ataguías, túneles de desviación, etc., todo esto nos sirve como referencia para estimar cantidades de excavación al ejecutar el proyecto.

1.1.3 Materiales de Construcción

Uno de los factores principales que afectan la selección del tipo de Cortina, se puede considerar también que son los Materiales de Cons

trucción.

Siendo éstos un factor económico que depende del costo relativo de los materiales puestos a pie de obra. Por lo que también se hace indispensable un estudio de los Bancos de Materiales, mediante investigaciones previas, viendo la factibilidad de ser usados para agregados del concreto, poniéndolos a disposición del proyectista.

Al mismo tiempo que se realizan los levantamientos Topográficos, es necesario iniciar la búsqueda de los materiales de construcción en las inmediaciones del sitio. Tanto la Cortina como las obras hidráulicas requieren agregados y agua para los concretos, madera para cimbra, etc.

Es importante tener en cuenta que estos estudios deben ser realizados por una brigada, la cual debe estar integrada por personas entrenadas y capacitadas en técnicas de campo para identificar materiales y a la vez provista de un mínimo de equipo, éste consta de instrumentos que nos permiten determinar las características principales que requerimos en ese momento, como los volúmenes de que vamos a disponer y la obtención de muestras representativas para ensayarlas en un laboratorio especializado.

Por razones de economía, cuanto más próximas del sitio estén las fuentes de abastecimiento nos serán más favorables, pero si se localizan lejos del sitio de abastecimiento nos perjudica económicamente, lo cual ocurre con mayor frecuencia.

Una vez localizadas por reconocimientos terrestres o aéreos las

zonas de préstamo próximas a la boquilla, la brigada debe realizar primero sondeos para comprobar en cada una de ellas el tipo de materiales y potencial. Las exploraciones en suelos, que con este nombre se designan -- tanto las gravas y arenosas como a los limos y arcillas, son pozos a cielo abierto, excavados con pico y pala; su número es el mínimo necesario para hacer una comparación preliminar de bancos y tipos de suelo disponibles. Con esta información el encargado del trabajo selecciona los préstamos -- más convenientes, solicita el levantamiento topográfico de los mismos a -- la brigada respectiva y características de las formaciones en estudio.

Si el banco es alto con respecto al río, conviene abrir pozos a cielo abierto hasta encontrar roca o el nivel freático. Para obtener -- muestras representativas del manto, en cada sondeo se labran calas en -- las paredes, de dimensiones adecuadas y de longitud igual a la profundi-- dad del pozo, recogiendo la totalidad del material removido. En ciertos casos, debido a la potencia y composición del banco, resulta conveniente -- explotarlo por capas, entonces, las muestras deben tomarse de acuerdo al -- plan de ataque que establezca el jefe del proyecto.

Normalmente los depósitos de grava y arena se encuentran en el -- lecho del río, principalmente ríos jóvenes; además en las formaciones -- geológicas de conglomerados y aglomerados, en el caso de los ríos durante el estiaje, aparece el agua a corta profundidad. Para explorar y extraer -- muestras es necesario recurrir a cucharas de 60 a 90 cm. de diámetro, -- operadas con equipos rotatorios de baja velocidad. Sin embargo, lo ---- usual en México es abrir pozos y sacar muestras con una draga, cuando ya -- se ha comenzado la obra. Además de este serio inconveniente, los especí

menes que se obtienen no son representativos de depósito, pues la fracción fina se pierde. Esto no es objetable cuando el material se va a lavar y procesar en una planta clasificadora, pero es causa de dificultades durante la ejecución del trabajo por excesos o deficiencias en la granulometría de los agregados no previstos durante la etapa de estudios.

Con las muestras extraídas de las exploraciones se realizan determinaciones granulométricas. Si las gravas y arenas se van a usar como agregados, además de las pruebas de sanidad y desgaste, es indispensable comprobar la composición mineralógica a fin de saber si contienen elementos que reaccionan con los álcalis del cemento, o bien, partículas ligeras como pómx u otros elementos indispensables para fabricar el concreto.

Una recomendación común, tanto para los bancos de arena y grava como para los de tierra, es hacer el levantamiento topográfico particularmente, ubicados aguas arriba de la boquilla. Dicha información es necesaria para planear la explotación de los mismos, teniendo en cuenta los tirantes del agua en el río, las alteraciones de éste provocadas por el desvío y la localización tentativa de los caminos de acceso en construcción.

En forma general, la exploración del enrocamiento debe hacerse mediante: a) trincheras para determinar las cubiertas del material alterado en la superficie; b) socavones profundos que permitan descubrir el fracturamiento, la existencia de fallas o cambios en la formación; c) sondeos con extracción de corazones. El número y profundidad de estas ex--

ploraciones depende fundamentalmente de la Geología y del volumen de materiales a extraer. El jefe del proyecto discute los resultados tanto con expertos en explotación de canteras como con el Geólogo y el Ingeniero especializado en Mecánica de Rocas, con objeto de: a) escoger la o las canteras que van a usarse en la construcción; b) formular el plan de ataque de las mismas en conexión con los caminos de acceso; c) redactar especificaciones preliminares sobre el método de ataque de las mismas en conexión con los caminos de acceso; c) redactar especificaciones preliminares sobre el método de ataque más recomendable.

Por diversos motivos el agua es uno de los elementos principales y esenciales en toda construcción. Los requisitos varían según sea para abastecimiento al campamento, o bien, elaborar concretos, lavar agregados o proporcionar la humedad de compactación a los suelos. Teniendo presente esos objetivos, las brigadas de estudio deben localizar manantiales en el lugar y enviar muestras del agua de arroyos o del propio río para ser analizados. Es necesario analizar muestras de agua extraídas cada mes durante un año, con el fin de conocer variaciones estacionales y, además, indicar gastos aproximados de cada fuente. Con estos datos el encargado del proyecto puede establecer, en las especificaciones del mismo, las instalaciones que requerirá el contratista para transportar el agua según el caso.

1.1.4 Acceso al Sitio

Este factor se ve muy relacionado con la determinación del tipo de Cortina, siendo que si no existiera camino de acceso, el costo de los-

materiales puestos en obra se incrementaría debido a que se haría necesario la construcción de éstos.

Si se localizaran los bancos de materiales relativamente cerca del sitio de construcción, una solución podría ser la construcción de bandas transportadoras para los agregados.

Los accesos dependerán de la región donde se escoja para el estudio de la factibilidad de la presa, siendo muchas veces necesario construir caminos de acceso y más cuando se trate de presas de gran magnitud.

Se construirá o acondicionará el camino de acceso desde la carretera más cercana al sitio de la obra. Generalmente, la misma maquina destinada a la construcción de la cortina se utiliza en estas labores; de preferencia este camino deberá construirse con un ancho mínimo de 7 metros y pendientes no mayores del 10%.

Se realizarán también los caminos de acceso a los bancos de préstamo de los materiales. Estos caminos, durante la construcción de la cortina, deberán tenerse en buen estado de conservación, con el objeto de tener un mayor rendimiento con el equipo.

Por lo tanto, al estar más lejos el banco de materiales de la construcción, provocará como consecuencia encarecer el costo de los materiales puestos en obra, además de incrementarse con la construcción del camino de acceso.

1.2 Factores Hidráulicos

1.2.1 Obra de Excedencias

Cuando se trata de una obra vertedora se hace recomendable la selección de una Cortina tipo Gravedad, por lo que para obras de excedencias se prefiere este tipo de Cortinas.

Si 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 Tipo Gravedad.

Las condiciones del emplazamiento influyen en la posición, tipo y componentes de la obra de excedencias, así como el tipo de construcción de la Cortina.

La función de los vertedores de demasías en las Presas de Almacenamiento y en las Reguladoras es dejar pasar el agua excedente que no --envían al sistema de derivación. Ordinariamente, los volúmenes en exceso se toman de la parte superior del embalse creado por la Cortina y se --conducen por un conducto artificial de nuevo al río o a algún canal de --drenaje natural.

La importancia que tiene un vertedor seguro no se puede exagerar; muchas de las fallas de las Cortinas se han debido a vertedores mal--proyectados o de capacidad insuficiente.

El vertedor de demasías se adapta bien a las Cortinas de Concreto. Se usan comúnmente donde las Cortinas tienen una cresta con suficiente longitud para dar la descarga deseada y donde el material de cimentación es sólido y puede protegerse contra socavación.

Se puede afirmar que, en general, el costo de una obra de excedencias no es directamente proporcional al incremento de capacidad de descarga, por lo que con frecuencia el costo de una obra de excedencias de capacidad muy amplia será sólo moderadamente mayor a la otra con capacidad reducida. El proyecto de las obras que se realice requerirá, para poder prever avenidas extraordinarias no consideradas en los estudios hidrológicos, ser más conservadoras en estas estimaciones hidrológicas.

Además de tener suficiente capacidad, el vertedor debe ser hidráulico y estructuralmente adecuado y debe ser localizado de manera que las descargas del vertedor no erosionen ni socaven el talón de aguas abajo de la Cortina. Las superficies que forman el canal de descarga del vertedor deben ser resistentes a las velocidades erosivas creadas por la caída desde la superficie del vaso a la del agua de descarga y, generalmente, es necesario algún medio para la disipación de la energía al pie de la caída.

Otro aspecto importante que se debe considerar en el diseño de una obra de excedencias es la frecuencia con que funcione, es decir, el número de veces por año que vaya a trabajar, aspecto que interviene en la geometría del cimacio, en la previsión de futuras reparaciones, si fuesen necesarios.

Ordinariamente, las avenidas se almacenan en el vaso, se derivan por las tomas o se descargan y no es necesario que funcione el vertedor. Las descargas por el vertedor se pueden producir durante las avenidas o períodos de escurrimiento elevado sostenido, cuando las capacidades de las demás salidas se exceden. Cuando la capacidad del vaso es grande o cuando las obras de descarga o de derivación son grandes, el vertedor se utilizará rara vez. En las Presas Derivadoras en las que el almacenamiento es limitado y los volúmenes derivados son relativamente pequeños, comparados con el gasto normal del río, el vertedor se usará casi constantemente.

Por lo tanto, un aspecto importante en la elección de la Cortina, son las estructuras vertedoras, influyendo durante la operación de ésta, siendo necesario definir la localización de la estructura.

La profundidad del estudio de la obra de excedencias dependerá también de la altura de la Cortina, siendo que entre más alta sea, será necesario hacer modelos a escala para saber su comportamiento bajo condiciones críticas y completarlos con otro tipo de obras, como son: tanques amortiguadores o deflectores para descargar ésta en canales abiertos a túneles.

El vertedor de demasías puede formar parte de una estructura separada. Su función debe de integrarse con la de la Cortina, la posición, tamaño y otros detalles de la Cortina influyen en la posición del vertedor y en su disposición.

Sobre los estudios hidrológicos, será necesario tener datos más completos de escurrimiento en los ríos, precipitación en diferentes regiones y trayectorias de los ciclones en México, para tener datos seguros que permitan al proyectista elegir la capacidad correcta del vertedor de demasías para obtener seguridad. La importancia de que el vertedor de demasías sea seguro no puede exagerarse. La falta de capacidad de los vertedores de demasías han producido la falla de Cortinas, por lo que esto requiere la máxima importancia en las obras, aunque las Cortinas de Concreto deben poder soportar rebasamientos moderados.

Los vertedores de demasías son válvulas de seguridad de una Cortina. Deben proyectarse de manera que puedan descargar las avenidas máximas. El tamaño del vertedor y la frecuencia de uso depende de las características del escurrimiento de la cuenca y de la naturaleza de la obra.

Las obras de excedencias permiten expulsar el agua que no puede ser retenida en el espacio de almacenamiento del vaso. En la exploración preliminar del emplazamiento, el proyectista debe tomar en cuenta la posición y tamaño del vertedor de demasías. Las condiciones en el emplazamiento influyen en la localización, tipo y componentes del vertedor, sin poner en peligro la Cortina, son igualmente importantes. Por lo tanto, el estudio de las aportaciones de la corriente es tan importante como los estudios geológicos y de cimentación.

Esta es la razón por lo que en la actualidad el criterio general es el de proyectar obras de excedencias con capacidades de descarga

amplia, sobre todo cuando los datos hidrológicos abarquen períodos relativamente cortos y la cortina se encuentre localizada en una cuenca expuesta a fenómenos meteorológicos de gran magnitud y aguas arriba de zonas -- densamente pobladas en donde la seguridad de la misma debe ser total.

El plan final está gobernado por la economía global y la eficiencia hidráulica del vertedor.

1.2.2 Desvío

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

Cuando se trata de cortinas de Concreto, de gravedad y arco, ya sean vertedoras o no vertedoras, 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.

Las obras de desvío o desviación tienen por objeto dejar en seco el sitio de construcción de la Cortina y las obras durante el período de construcción, para lo cual es necesario desviar temporalmente el escurrimiento del río.

En general, los esquemas que se estudian para el desvío del es-

currimiento de un río serán diferentes cuando se trate de una Cortina de Concreto en comparación con una de Materiales Graduados. En el caso de Cortinas de Concreto, poco o ningún daño ocasionaría que ciertos volúmenes de agua pasaran por encima de la estructura, no así en una Cortina de Materiales Graduados.

Por otra parte, puede influir en la selección del desvío el tamaño de la estructura, pues para una estructura relativamente pequeña, en la cual el tiempo de construcción sea menor que el período de secas, el desvío será distinto que para una estructura relativamente grande en la que el tiempo de construcción sea mayor a uno o varios períodos hidrológicos anuales consecutivos, comprendiendo secas y lluvias. En este último caso habrá necesidad de desviar el escurrimiento total, tanto de secas como de lluvias, de varios períodos abundantes que se consideren típicos, valuando los gastos máximos probables.

Con el objeto de poder determinar el conjunto y la dimensión de las estructuras que forman la mejor solución para el desvío, se considerarán los factores siguientes:

- a) Régimen del escurrimiento.
- b) Magnitud y frecuencia de las avenidas durante el desvío.
- c) Método de desviación.

REGIMEN DEL ESCURRIMIENTO

El régimen que se observa de una corriente es el que suministra

la información de mayor confianza en cuanto a las características del flujo en el sitio determinado, por lo que se deberá consultar siempre que de él se disponga.

La representación gráfica del régimen de un río, o sea, el hidrograma es a veces sumamente ilustrativo y es recomendable estudiarlo -- con cuidado, ya que así se pueden definir las diferentes etapas constructivas y el lapso que comprendan cada una de ellas.

MAGNITUD Y FRECUENCIA DE LAS AVENIDAS DURANTE EL DESVIO

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

a) Datos considerando el escurrimiento total anual y sus variaciones para el diseño de vasos reguladores.

b) El escurrimiento mínimo cuando se trata de derivaciones para aprovechamiento.

c) Flujos máximos para el diseño de obras de control y excedencias. En algunas ocasiones, se estima el escurrimiento a partir de precipitaciones, pero siempre que sea posible es conveniente usar datos obtenidos de medición directa.

METODOS DE DESVIACION

La planificación del conjunto de estructuras que forman un desvío dependerá principalmente de cinco elementos, que son:

- 1.- Magnitud del flujo que se va a desviar.
- 2.- Características físicas del sitio de construcción: topográficas, geológicas, etc.
- 3.- Tipo de cortina por construir: de concreto o materiales gr duados, etc.
- 4.- Características y localización del resto de las estructuras hidráulicas que forman la presa, como: obra de toma, obra de excedencias, obras de control, etc.
- 5.- La probable secuencia de las actividades constructivas.

De esta manera, se trata de seleccionar un conjunto de estructuras con características óptimas considerando practicabilidad, economía y riesgos calculados.

Las obras de desviación deberán ser tales que se puedan incorporar al programa de construcción con un mínimo de pérdidas, peligro y retraso.

Es prácticamente común efectuar el desvío de una corriente mediante la utilización de una o varias de las estructuras siguientes:

- 1.- Canal o tajo temporal a través del sitio de construcción.
- 2.- Hueco o paso temporal a través de la cortina de concreto.
- 3.- Conducto a través del cuerpo de la cortina de materiales -- graduados.

En la Fig. 1.3 se muestra un croquis en corte con los elementos del desvío.

1.2.3 Obra de Toma

El factor económico respecto a la Obra de Toma pocas veces influye en la determinación del tipo de Cortina.

La Topografía y la Geología de un lugar pueden tener una gran influencia en la selección del sistema de Obra de Toma. Asimismo, varía mucho el diseño de Obras de Toma, ya que depende de los tipos y dimensiones de las Cortinas. Por lo tanto, la selección del tipo de Cortina se ve afectado por el tipo de Obra de Toma, pero los dos a su vez son dependientes de la Topografía como de la Geología del lugar.

Algunos lugares pueden resultar adecuados para construir un conducto enterrado para la obra de toma, mientras que en otros se puede utilizar tanto una estructura de éstas como un túnel. Cuando la Geología de la cimentación es desfavorable, como las capas gruesas de materiales sueltos o de roca de calidad inferior, puede impedir la selección de un -

sistema en el que se emplee un túnel. Por otra parte, los lugares ubicados en cañones angostos con laderas empinadas pueden imponer el túnel como única solución para la Obra de Toma.

En las Cortinas de Concreto, la instalación de las obras toma se hacen generalmente a través de la Cortina formando con ella un conducto o canal de descarga o con tubo ahogado en la masa de concreto. Las entradas o dispositivos terminales pueden instalarse en los paramentos mojados o secos de la Cortina. Con frecuencia, la Obra de Toma se forma a través de la sección vertedora de la Cortina, usando un tanque amortiguador común para disipar la energía del agua que pasa por el vertedor y por la Obra de Toma.

En vez de un sólo conducto grande, se pueden utilizar conductos múltiples más pequeños en una cortina de Concreto para obtener una instalación menos costosa y variable.

Se puede considerar que las Obras de Toma son pasajes o conductos a través de los cuales se extrae agua de las Presas de acuerdo con una ley determinada.

Estas extracciones de agua se pueden requerir para diversos fines, como puede ser: para irrigación, abastecimiento de agua potable, producción de fuerza motriz, conservación de niveles bajos en caso de control de avenidas, y algunos casos de navegación fluvial.

Las estructuras de las Obras de Toma pueden clasificarse de ---

acuerdo con su objeto, con su distribución física y estructural, o con su operación hidráulica.

La capacidad de una Obra de Toma y su funcionamiento estará con dicionada por la ley de extracciones, de acuerdo con el uso o los usos a que se destine. Una Obra de Toma puede dejar salir las aportaciones de forma gradual, como en el caso de una Presa Reguladora; derivar los volúmenes recibidos a canales o tuberías, como el caso de una Presa Derivadora; o dar salida al agua con gastos que dependen de las necesidades aguas abajo de la Presa. Las Obras de Toma también se pueden clasificar de -- acuerdo con su operación hidráulica, con respecto a que tengan o no com-- puertas; cuando tienen un conducto cerrado, si trabaja éste a presión en parte o como canal abierto en toda su longitud.

En algunos casos, se puede usar la Obra de Toma en lugar de un vertedor de servicio en combinación con un vertedor auxiliar o secundario.

En general, una Obra de Toma está compuesta de las siguientes - partes: estructura de entrada, mecanismos de regulación y emergencia con su equipo de operación y dispositivos para disipación de energía.

La estructura de entrada puede estar formada por desarenador, - rejillas y orificios.

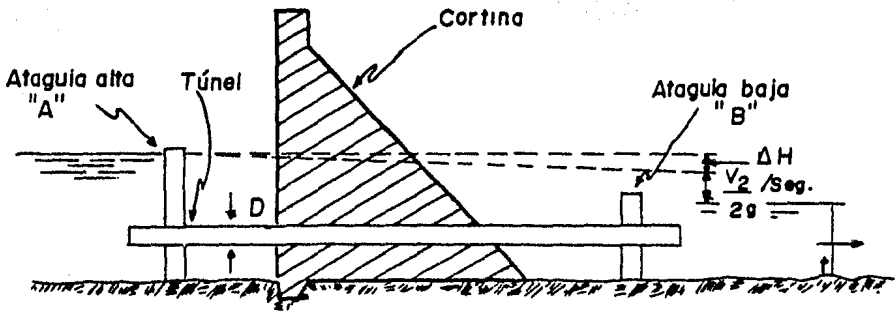
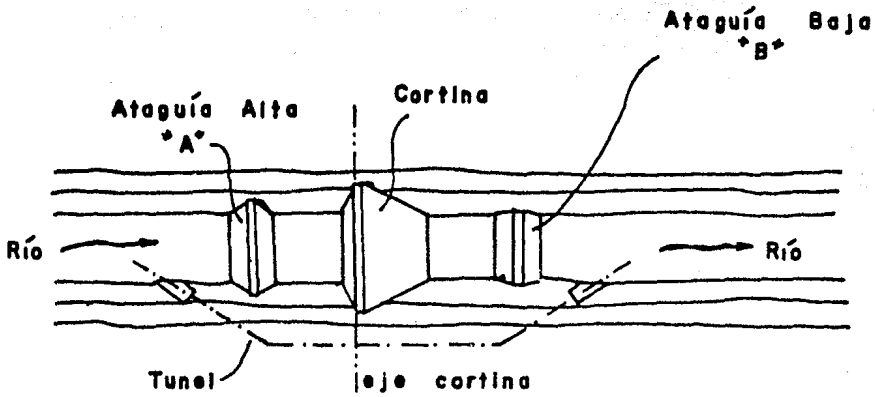


FIG. 1.3

ELEMENTOS DEL DESVIO

CAPITULO II ESTUDIOS GEOTECNICOS

INTRODUCCION

Antes de la construcción de una cortina de concreto, es importante verificar que las propiedades del suelo de la cimentación sean las indicadas para garantizar la estabilidad y el funcionamiento adecuado de la obra.

En algunos casos, dichas propiedades pueden obtenerse en el laboratorio a partir de muestras inalteradas, sin embargo, es frecuente que al no poder obtener muestras inalteradas o suficientemente representativas, se tenga que recurrir a pruebas de campo para el mismo fin. Las pruebas de campo tienen que adaptarse a las peculiaridades de cada obra. A continuación, sólo se incluye una breve descripción de algunas pruebas más generalmente aceptadas.

2.1 Exploración Preliminar

Antes de empezar las investigaciones sobre el terreno, ha de hacerse un estudio completo de toda la literatura geológica existente en la zona de proyecto.

Deberá prepararse el mapa geológico del área y abarcar todas las fisonomías geológicas que puedan significar algo para el proyecto.

El informe geológico primeramente dará un esbozo general de la geología regional, la geología del lugar y los problemas geológicos del emplazamiento de la cortina, presentando especial atención a los accidentes geológicos, tales como: fallas o estratificaciones en los afloramientos.

El informe deberá indicar la localización de todas las juntas y los sistemas de fracturas en la cimentación, la localización de cualquier zona de falla, una descripción de los tipos de roca y suelo, los rumbos e inclinaciones de todas las formaciones y cualquier otro aspecto geológico que pudiera afectar a la futura estructura.

El informe tendrá que ir precedido de una breve introducción -- que describa la topografía de la zona, clima y vías de comunicación al sitio.

2.2 Investigación Subterránea

El procedimiento más común de realizar investigaciones subterráneas es mediante sondeos en el lugar escogido para la ubicación de la obra, extrayendo testigos de las rocas, de los suelos o de ambas cosas. Estas observaciones constituyen un elemento esencial de las investigaciones de campo. La profundidad de los sondeos depende de las condiciones geológicas, tales como: la presencia de grandes cantos rodados, zonas blandas o estratos, fallas y juntas.

Se propone que las profundidades de los sondeos se aproximen a-

la altura estructural de la cortina, sin embargo, para cortinas muy altas esta proposición puede resultar innecesariamente cara, por lo que se debe tomar muy en cuenta el campo de la geología.

La elección del tipo de máquina de investigación se basa en razones económicas, ya que cuanto menor y menos costosa sea la construcción proyectada tanto más simple y menos costosa será ésta. Después de las razones económicas, son las condiciones geológicas las que quizás ejerzan mayor influencia en la elección del equipo de investigación. Cuando un gran bloque o estrato rocoso aparece en la perforación, se hace indispensable recurrir al empleo de máquinas perforadoras a rotación, con broca de diamantes o del tipo cáliz.

En las primeras, en el extremo de la tubería de perforación va colocado un muestreador especial llamado de "corazón", en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero con incrustaciones de diamante industrial que facilitan la perforación.

En las segundas, los muestreadores son de acero duro y la penetración se facilita por medio de municiones de acero que se introducen a través de la tubería hueca hasta la perforación y que actúan como abrasivo. En rocas muy fracturadas puede existir el peligro de que las municiones se pierdan. La colocación de los diamantes en las brocas depende del tipo de roca a atacar, en rocas duras es recomendable usar brocas con diamantes tanto en la corona como el interior para reducir el diámetro de la muestra y en el exterior para agrandar la perforación y permitir el paso del muestreador con facilidad. En rocas medianamente duras suele -

resultar suficiente emplear brocas con inserciones de carburo de tungsteno en la corona. En rocas suaves del tipo de lutitas, pizarras, etc., basta usar brocas de acero en diente de sierra.

En la Fig. 2.1 aparece un esquema de una máquina perforadora.

Las velocidades de rotación son variables, de acuerdo con el tipo de roca a atacar. En todos los casos, a causa del calor desarrollado por las grandes fricciones producidas por la operación de muestreo, se hace indispensable inyectar agua fría de modo continuo, por medio de una bomba situada en la superficie. También se hace necesario ejercer presión vertical sobre la roca, a fin de facilitar su penetración. El éxito de una maniobra de perforación rotatoria depende fundamentalmente del balance de esos tres factores principales, velocidad de rotación, presión de agua y presión sobre la broca, respecto al tipo de roca explorado.

Una vez que el muestreador ha penetrado toda su carrera, es preciso desprender la muestra de roca (corazón) que ha ido penetrando en su interior. Para ello se han desarrollado diversos métodos técnicos, por ejemplo: suele resultar apropiado el interrumpir la inyección del agua, lo que hace que el espacio entre la roca y la parte inferior de la muestra se llene de fragmentos de roca, produciendo un empaque apropiado; otras veces un aumento rápido de la velocidad de rotación produce el efecto deseado. Cuando las muestras de roca son muy largas puede introducirse un muestreador especial que reemplace al usado en la perforación, tal muestreador está provisto de aditamentos para cortar y retener la muestra. El equipo de perforación rotatorio trabaja usualmente en cuatro diámetros;

Mecánica de suelos

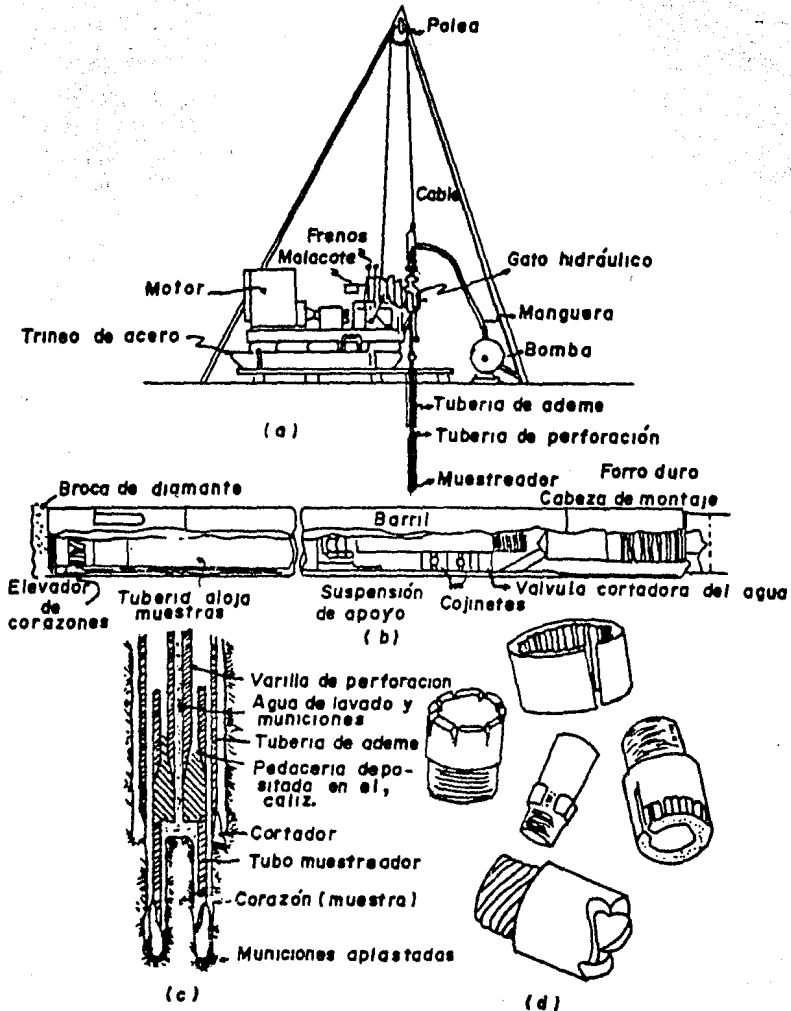


FIG 2.1 Equipo para muestreo en roca

- a) Máquina perforadora
- b) Muestreador para broca de diamante
- c) Muestreador tipo caliz
- d) Algunos tipos de broca

en la siguiente tabla aparecen sus dimensiones usuales y sus nombres típicos:

BROCA	Diám. exterior del ademe		Diám. exterior de la broca		Diám. interior de la broca	
	mm	pulg	mm	pulg	mm	pulg
Ex	46	1 $\frac{13}{16}$	37.5	1 $\frac{15}{32}$	20.5	$\frac{27}{32}$
Ax	57	2 $\frac{1}{4}$	47.5	1 $\frac{7}{8}$	20.5	$\frac{13}{16}$
Bx	73	2 $\frac{7}{8}$	51.5	2 $\frac{11}{32}$	42	1 $\frac{21}{32}$
Nx	89	3 $\frac{1}{2}$	75.5	2 $\frac{61}{64}$	55	2 $\frac{5}{32}$

Las máquinas perforadoras suelen poder variar su velocidad de rotación en intervalos muy amplios (frecuentemente de 40 a 1 000 rpm) y pueden ser de avance mecánico o hidráulico. En las primeras, la máquina gira a velocidad uniforme y las variaciones se logran con un juego de engranaje adicional, en las segundas, muy preferibles, la propia máquina puede variar su velocidad.

En la práctica, es recomendable efectuar sondeos inclinados con la finalidad de detectar algún accidente geológico que no lo hubiese sido por medio de sondeos verticales.

A causa de la fuerza centrífuga y de la gravedad que actúan sobre el varillaje del sondeo, éste tiende a cambiar de dirección inicial, si es necesario cambiar la dirección del sondeo una vez que éste ha comenu

zado, se introducen cuñas de acero en su fondo, la corona se desvía al entrar en contacto con las cuñas. El ángulo de desvío se controla con el ángulo de emplazamiento de la cuña.

Un método de poner al descubierto una superficie rocosa, es mediante la utilización de socavones en las laderas.

El socavón es una galería con una sola entrada, a veces se utilizan túneles con dos entradas. Generalmente, se suele dar a los socavones 1.2 a 2.0 m. de anchura y 1.2 a 2.5 m. de altura. Se le debe dar al piso de un socavón una pendiente para darle salida a las aguas que se pudiesen acumular. El principal propósito que se persigue con un socavón es permitir el examen detallado de fracturas y otros fenómenos geológicos. Los socavones son caros, pero su costo puede estar plenamente justificado en el caso de una gran estructura.

REGISTRO DE SONDEOS

El término de registro, en su más amplio sentido, significa una relación de los distintos terrenos de la corteza terrestre que se encuentran siguiendo una dirección de perforación.

Cuando se perfora en roca, además de la nominación de la roca - en cada estrato, se debe incluir la siguiente información: 1) color, estructura, textura (de grano fino, etc.), tipo del cementante (calizo, arcilloso, etc.), si está meteorizada o no; 2) la presencia de diaclasas, - fracturas, grietas, si están abiertas, cerradas o rellenas con otras ro-

cas y su buzamiento; 3) la suma total de los testigos conseguidos y las longitudes medias de los mismos; 4) situación del sondeo por coordenadas; 5) cota, ya sea del terreno en el sondeo o de la parte alta de la tubería; 6) del ángulo con la vertical y la declinación del sondeo; 7) la velocidad de penetración; 8) anomalías ocurridas durante la perforación (ej. pérdidas de los testigos, pérdidas de agua, cambio de color en el agua, etc.).

De lo anterior, podemos obtener un parámetro muy importante que nos da una idea de la calidad de la roca y es el ICR o RQD (Índice de Calidad de la Roca o Rock Quality Designation).

El RQD queda definido por:

$$\text{RQD} = \frac{\text{tramos mayores de 10 cm.}}{1.5 \text{ m.}} \text{ en } \%$$

A continuación, se presenta una clasificación de las rocas de acuerdo a su RQD.

Descripción de calidad	RQD
Muy mala	0 a 25
Mala	25 a 50
Regular	50 a 75
Buena	75 a 90
Excelente	90 a 100

Además de la obtención de muestras por medio de sondeos, es importante realizar pozos a cielo abierto como un recurso más dentro de lo que a exploración se refiere.

Este método consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para examinar los diferentes estratos de suelo, conocer la zona impermeabilizada y localizar si se puede la roca sana, dado que este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades.

Se recomienda que siempre que se haga un pozo a cielo abierto, se lleve un registro completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación.

2.3 Determinación de la Permeabilidad In Situ

INTRODUCCION

Las pruebas de permeabilidad de laboratorio son útiles cuando la estructura que se estudia está formada por un material que puede considerarse homogéneo, isótropo o anisótropo, como en el caso del corazón impermeable de una cortina construido con la tierra de un banco de préstamo homogéneo. En cambio en las formaciones naturales, generalmente compuestas por mantos distintos, con variaciones importantes tanto en la disposición de los mismos como en las características de los materiales, es difícil estudiar el escurrimiento a partir de un número limitado de ensayos sobre muestras inalteradas. En mantos de arena y grava es casi imposible obtener especímenes inalterados, en estos casos es necesario recu--

rrir a las pruebas de campo.

El tipo de prueba de permeabilidad útil en cada caso particular depende de numerosos factores, tales como: tipo de material, localización del nivel freático y homogeneidad o heterogeneidad de los distintos estratos de suelo.

2.3.1 Prueba de Permeabilidad Tipo Lugeon

Generalmente usada para determinar la permeabilidad de masas rocosas, pero aplicable a sí mismo a materiales granulares parcialmente cementados.

La prueba consiste en inyectar agua a presión en tramos de perforación, lo cual tiene por objeto tener una idea aproximada de la permeabilidad en grande, o sea, la debida a las fisuras de la roca o del material granular cementado estudiado. Se varía la longitud de los tramos probados, así como la presión a la que se inyecta el agua. La llamada unidad Lugeon corresponde a una absorción de 1 litro de agua por minuto por metro de sondeo, con una presión de inyección de 10 kg/cm^2 .

La longitud de los tramos de perforación en los que se realiza la prueba debe adaptarse a la naturaleza del terreno. En numerosos casos resulta adecuado el empleo de tramos de prueba de longitud reducida (1 m. o aún menos), con objeto de analizar detalladamente zonas de características excepcionales.

EQUIPO

Los elementos necesarios para llevar a cabo una prueba Lugeon - son:

Un obturador o empaque con su correspondiente tubo de inyección. Existen numerosos tipos de obturadores. Los mecánicos son adecuados para perforaciones de diámetro mayor de 90 mm., el sello se logra comprimiendo una serie de rondanas de hule que presionan sobre las paredes de la perforación.

En los obturadores de copa de cuero, la presión de inyección -- acuña una serie de copas contra las paredes de la perforación, este tipo de obturador requiere que las perforaciones sean muy regulares y perfectamente cilíndricas. Los perforadores neumáticos constan de cubiertas cilíndricas de hule que se expanden por inyección de aire comprimido; estos obturadores son eficientes pero de colocación delicada. En todos los casos, la longitud del obturador debe ser de 30 cm. por lo menos y de preferencia de más de 1 m.

Una bomba.- La bomba necesaria para inyectar agua a presión debe ser tal, que no produzca variaciones rápidas de la presión, por tanto, debe usarse una de varios pistones o de gusano, pero de preferencia una centrífuga de alta presión.

Medidor de gastos de agua.- Sólo los medidores del tipo Venturi permiten determinar el gasto con la precisión suficiente (del

orden del 1 por ciento).

Uno o varios manómetros.- El manómetro empleado para medir la presión debe ser de buena calidad y encontrarse en buen estado. Se calibrará cuidadosamente por comparación con un manómetro de precisión. Para evitar daños al manómetro, éste no debe colocarse directamente en la manguera o tubería de desfogue de la bomba.

Agua.- El agua de inyección debe ser limpia y sin materiales en suspensión, para evitar taponamientos en el medidor de gastos de agua, así como en las fisuras del terreno por probar, los cuales pueden inducir errores apreciables en la prueba.

El esquema general de montaje del equipo necesario aparece en la Fig. 2.2.

REALIZACION DE LA PRUEBA

Verificando el sello, se anotan los datos correspondientes al tramo probado: profundidad del nivel freático (obtenida después de estabilizarse el nivel del agua en la perforación), profundidad y longitud del tramo probado, diámetro y longitud de la tubería de inyección.

Se aplica el primer incremento de presión de inyección, se observa el gasto correspondiente y se espera de 5 a 10 min. a que se estabilice. Se anotan los valores del gasto y de la presión correspondiente en el registro de prueba.

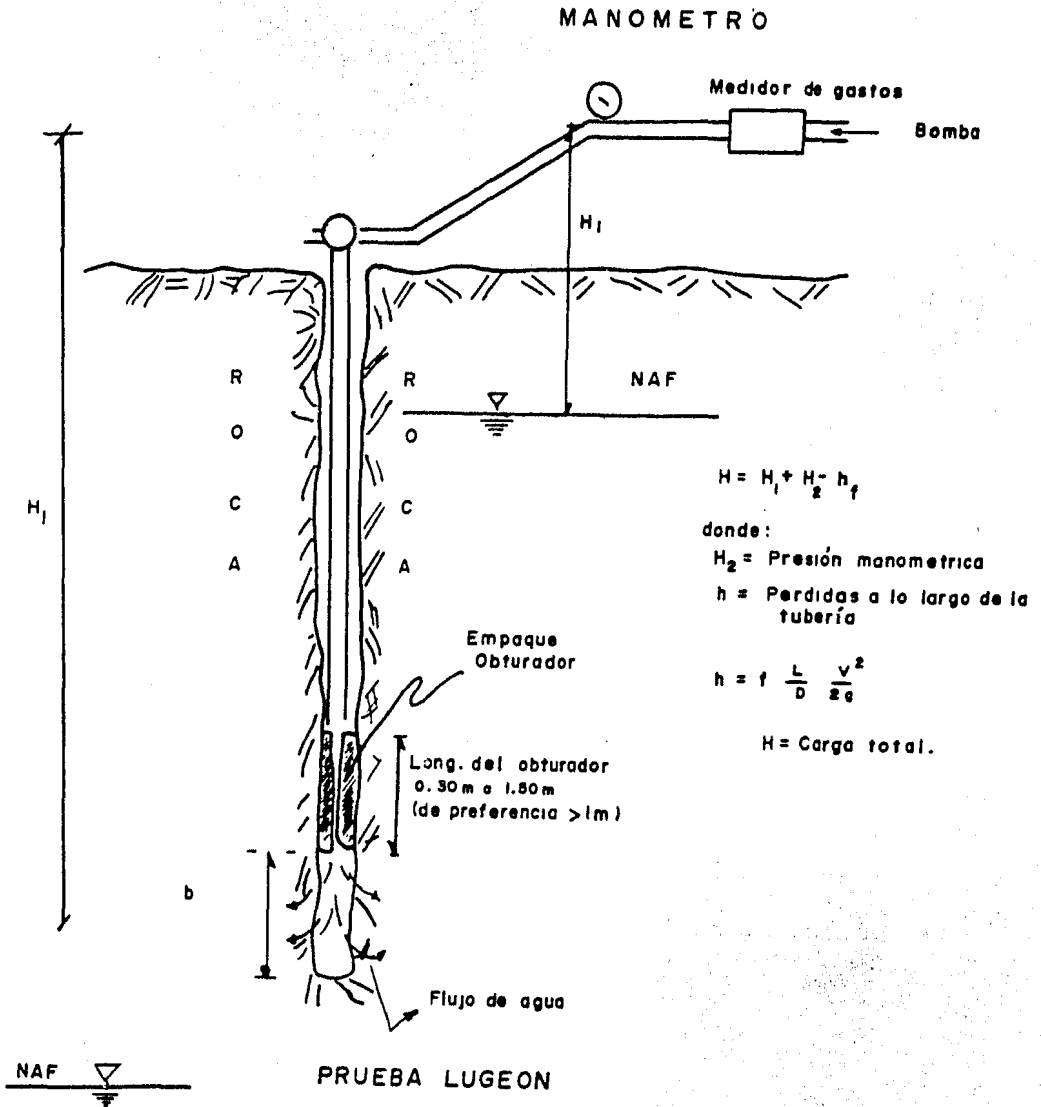


Fig. 2.2

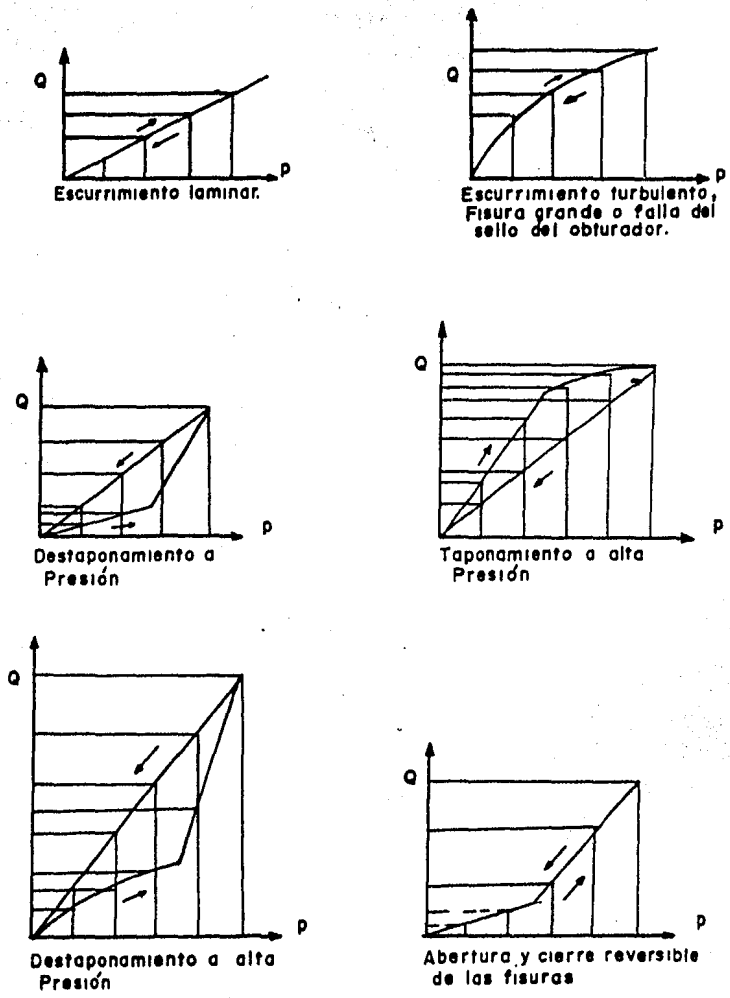


Fig. 2.3

Graficas Gasto Presion de la prueba
Lugeon

Se repite el paso anterior hasta llegar a una presión máxima de 10 kg/cm^2 y se procede entonces a aplicar decrementos de presión, anotando asimismo los valores de la presión y del gasto correspondiente. La secuencia de presiones aplicadas puede ser, por ejemplo, de: 1, 2, 4, 6, 8, 10, 8, 6, 4, 2, 1 kg/cm^2 .

Es conveniente trazar el diagrama gasto-presión conforme progresa la prueba para ir observando las particularidades de la curva obtenida. La presión considerada debe ser la presión efectiva P en la zona de prueba y obtenerse, a partir de la presión leída en la superficie, P_m , tomando en cuenta las pérdidas de carga en la tubería y en el obturador P_c , así como la profundidad del nivel freático con respecto al plano de lectura del manómetro H_m .

$$P = P_m + \frac{H_m}{10} - P_c$$

Resulta delicado valorar P_c , sobre todo, en lo referente a pérdidas de carga en el obturador; las pérdidas de carga en tuberías pueden calcularse con nomogramas adecuados, tomando en cuenta la naturaleza del material que las constituye. Es deseable que se desarrolle un sistema de medición directa de la presión en la cámara que elimine las graves incertidumbres en cuanto a estas correcciones.

Se calcula el valor de la absorción en unidades Lugeon, dividiendo el gasto correspondiente a una presión de 10 kg/cm^2 , expresado en litros/min., entre la longitud de la zona probada expresada en metros.

Para dar una idea aproximada de lo que representa una unidad Lugeon, se puede establecer que si se tuviera un medio poroso y homogéneo - en lugar de roca fisurada, sometido a una prueba de inyección que diera una absorción igual a una unidad Lugeon, su permeabilidad sería:

$$K = 1.3 \times 10^{-5} \text{ cm/seg.}$$

INTERPRETACION DE LA PRUEBA

El valor de la absorción en unidades Lugeon no es la única información que se puede obtener de esta prueba; la forma de las curvas gasto-presión, Fig. 2.3 , depende esencialmente de las características de la fisuración de la masa, distribución y espesor de las fisuras, tipo de relleno de éstas, etc. Al aumentar la presión de inyección, se puede observar que la variación del gasto no es lineal, salvo en contados casos.

El taponamiento y destaponamiento de las grietas con materiales de relleno provocan, a diversas presiones, fenómenos de aumento o disminución de la permeabilidad. Esta variabilidad de la permeabilidad en grande de la masa debe tomarse en cuenta para valorar la permeabilidad de diseño de la misma. A menudo se observan pseudodiscontinuidades en las curvas gasto-presión, las cuales pueden atribuirse a la abertura y cierre reversibles de las fisuras que provocan una variación no lineal del gasto con la presión de inyección.

2.3.2 Prueba de Permeabilidad Tipo Lefranc

Esta prueba tiene por objeto medir con una buena aproximación el coeficiente de permeabilidad en algún punto de un terreno aluvial o de una roca muy fisurada.

La prueba consiste en inyectar o bombear un gasto de agua en una perforación de forma geométrica definida.

La medida del gasto y de la carga que lo origina permite calcular el coeficiente de permeabilidad K .

El equipo necesario para llevar a cabo una prueba Lefranc consta de los siguientes elementos:

Bomba, un sistema de medición de gasto, un cronómetro, tubería de longitud suficiente, la sonda eléctrica para medir el nivel de agua en la perforación.

La forma más usual de efectuar la prueba es la siguiente:

Se realiza una perforación hasta la profundidad deseada, estabilizando las paredes mediante un ademe, el cual se rellena con grava limpia de muy alta permeabilidad (de 1.5 a 2.5 cm. de diámetro) sobre una longitud igual a la deseada para la prueba. Se mide la profundidad del nivel freático respecto a la parte superior del ademe, H_0 , repitiendo esta medición a distintos tiempos para asegurarse de que este nivel se ha estabilizado, se bombea agua hacia afuera determinándose el gasto una vez que queda establecido el nivel del agua en la perforación. De la figura 2.4

PRUEBA LEFRANC
(Flujo constante)

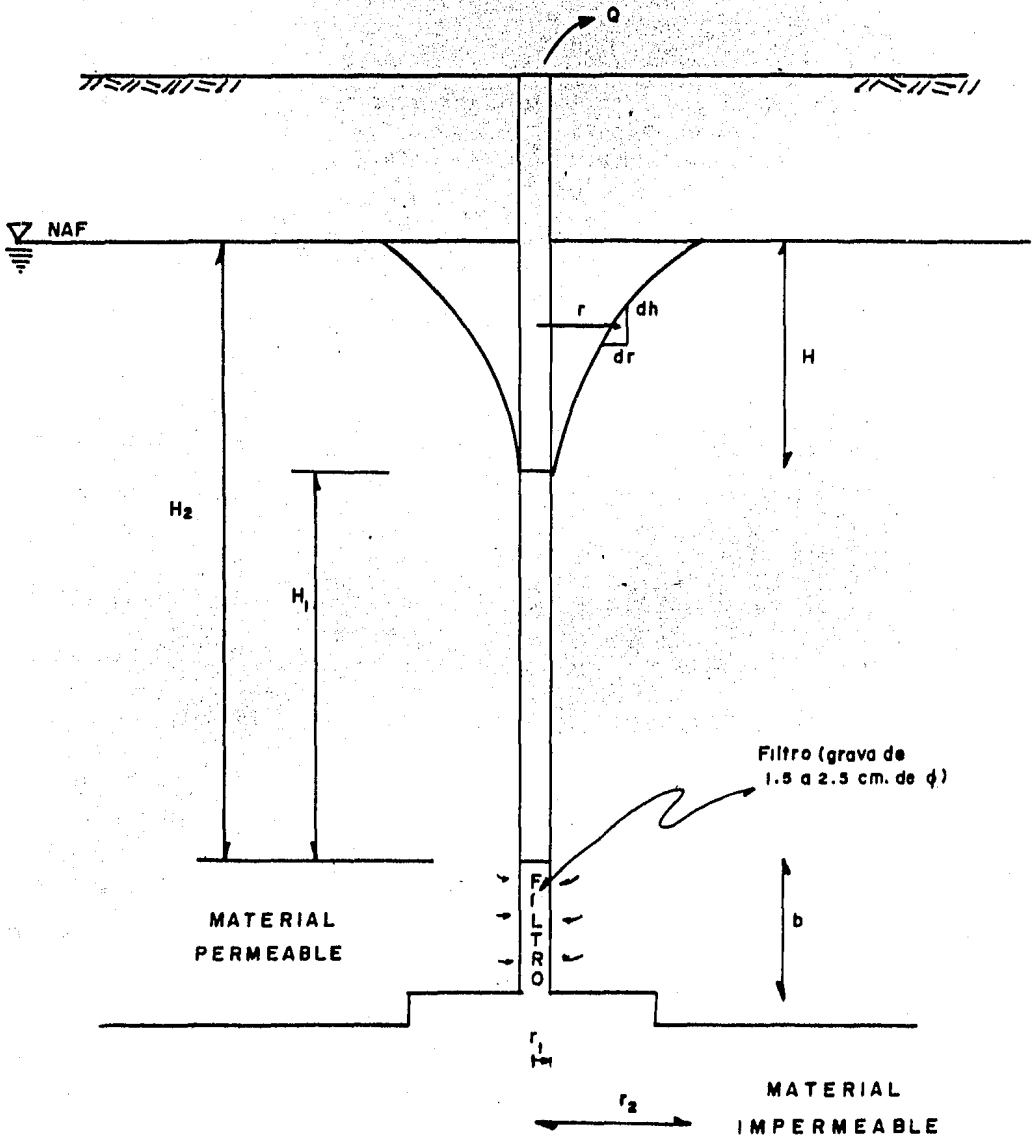


Fig. 2.4

y a partir de la Ley Darcy:

$$v = Ki = K \frac{dh}{dr}$$

Y la ecuación de continuidad:

$$Q = vA$$

Tenemos que:

$$Q = 2\pi r b K \frac{dh}{dr} ; \quad \text{siendo } A = 2\pi r b$$

$$\therefore Q \frac{dr}{r} = 2\pi K b \, dh$$

Integrando:

$$Q \ln \frac{r_2}{r_1} = 2\pi b K (H_2 - H_1)$$

Despejando K tenemos que:

$$K = \frac{Q \ln \frac{r_2}{r_1}}{2\pi b H}$$

siendo

$$H = H_2 - H_1$$

como

$$\frac{\ln \frac{r_2}{r_1}}{2\pi b} = \text{Cte.}$$

tenemos

$$K = c \frac{Q}{H}$$

ecuación que nos permite calcular el coeficiente de permeabili-

Si se bombea agua hacia adentro, el efecto es el mismo matemáticamente, en donde:

k en cm/seg.

C en m^{-1}

Q en m^3 /seg.

H en m.

2.4 Deformabilidad de la Roca

En campo se determinan los módulos de deformabilidad estático -- dentro de galerías excavadas exprofeso, utilizando placas flexibles, rígidas y dilatómetro del tipo gato Goodman.

ENSAYOS ESTÁTICOS DE CAMPO

2.4.1 Túnel Bajo Presión Hidrostática

Se aísla un tramo de túnel o galería, Fig. 2.5 , y se le inyecta agua hasta alcanzar una presión una y media veces mayor que la máxima de operación del túnel. Al levantar la presión y durante varios ciclos de carga y descarga se efectúan mediciones de los desplazamientos radiales de las paredes del tramo. Antes de efectuar la medición, se deben igualar las temperaturas del agua y de la roca.

La relación mínima entre la longitud y el diámetro del tramo --

de prueba debe ser 5 a 6 y la relación entre la profundidad de la galería y el diámetro de la misma de 10 por lo menos.

La medición de los desplazamientos radiales se realiza al centro del tramo bajo presión, se mide no sólo en los puntos de la pared de la galería, sino también el interior de la masa rocosa.

A fin de evitar filtraciones a través de las fisuras de la roca, el tramo de prueba debe revestirse con una cubierta impermeable y flexible.

Tanto la carga como la descarga se aplican en incrementos. Cada incremento de carga se mantiene hasta que la velocidad de deformación sea nula.

Para fines de correlación, se toman muestras de la roca para clasificar y hacer pruebas sísmicas y estáticas de carga en el tramo de ensayo.

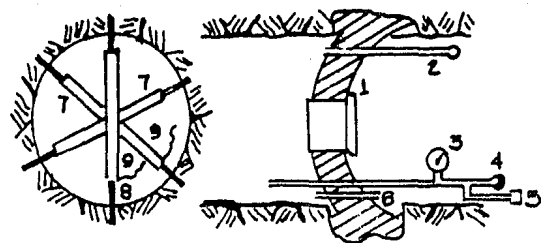
El módulo de elasticidad E de la roca, se determina mediante la ecuación

$$E = \frac{P a^2 (1+\nu)}{\sigma_r r}$$

donde:

p = presión aplicada

a = radio de la galería



- | | |
|--------------------|-------------------|
| 1 Caja de registro | 6 Ducto de cables |
| 2 Purga de aire | 7 Barras invar |
| 3 Manómetro | 8 Cuerda vibrante |
| 4 Contador | 9 Cables |
| 5 Entrada de agua | |

Túnel bajo presión hidrostática

Fig. 2.5

r = distancia del punto de medición al eje longitudinal de la galería

δr = desplazamiento medio

ν = relación de Poisson de la roca

Se utiliza un valor ν igual a 0.14 para las masas de roca muy fracturadas o ligeramente alteradas y un valor de $\nu = 0.25$ para masas de roca muy compactas.

2.4.2 Pruebas de Placa

Se acostumbra hacer después de preparar la superficie de apoyo de la placa tanto en trincheras como en el interior de túneles o socavones excavados. En túneles y socavones la prueba puede realizarse simultáneamente en las dos paredes laterales o en el techo y en el piso.

PRUEBA CON PLACA RIGIDA

Se utiliza el siguiente equipo:

Placas rígidas de acero, un gato plano hidráulico tipo Freyssinet utilizado como celda de carga, un gato hidráulico de pistón, una bomba hidráulica, un sistema de extensiones de niples y coples de acero, un manómetro para el control de presión, micrómetros y anclas.

DESCRIPCION DE LA PRUEBA

Se prepara la superficie donde se aplicará la carga, labrando las paredes de la galería y procurando que sean lo más planas posibles para asegurar un buen contacto entre la placa y la roca, esto se logra mediante la colocación de una capa muy delgada de mortero.

El paralelismo de las superficies labradas es un factor importante, con objeto de tener una aplicación de la carga perpendicular a las zonas de contacto. Una vez pulido y montado el equipo, como se muestra en la Fig. 2.6, se proceden a colocar las referencias del sistema de medición de la deformabilidad de la roca.

A continuación, se procede a la ejecución de la prueba mediante la aplicación de carga controlada en la forma siguiente: se aplica presión con el gato hidráulico de pistón a las paredes pulidas de la galería, utilizando las placas de acero como contacto, midiendo esta presión con el manómetro colocado en el gato hidráulico tipo Freyssinet, al llegar a cierta carga se mide el desplazamiento de la roca con los micrómetros colocados en cada una de las anclas o referencias, manteniendo la presión hasta estabilizar la deformación, considerándose establecida cuando el desplazamiento es igual o menor de 0.01 mm. en 5 min. A continuación, se da un incremento mayor de presión, dejando nuevamente que se deforme la roca con el mismo criterio anterior de estabilización de deformación. Posteriormente, se procede a descargar quitando presión con la misma secuencia que el de carga. Así sucesivamente se van haciendo ciclos de carga y descarga, aplicando cada vez un mayor incremento de presión, hasta llegar a una carga máxima que fuera igual o mayor que los esfuerzos a que la roca será sometida.

El módulo de deformabilidad se calcula utilizando la expresión de Boussinesq para obtener el desplazamiento normal de la superficie de un semiespacio elástico bajo la acción de una carga puntual normal, aplicando la siguiente fórmula:

$$E = \frac{P a (1-\nu^2) \operatorname{sen} \frac{a}{r}}{w_z}$$

donde:

E = módulo de deformabilidad (Kg/cm^2)

p = presión de contacto (Kg/cm^2)

a = radio de la placa (m)

r = distancia del punto de medición al centro de la placa (cm)

ν = relación de Poisson obtenida de estudios geofísicos de campo

w_z = desplazamiento del punto de medición (cm)

PRUEBA CON PLACA FLEXIBLE

Para esta prueba se utilizan placas de acero estructuradas en forma de sandwich, con una perforación al centro para transmitir presión a la roca; 3 gatos hidráulicos redondos tipo Freyssinet utilizados como celdas de cargas; 3 gatos hidráulicos de pistón con los que se aplica la carga; una bomba hidráulica; un sistema de extensiones de niples y coples de acero; manómetros para el control de presión; micrómetros usados para medir el desplazamiento y anclas o referencias.

Los sitios donde se realizan este tipo de pruebas son: galerías, socavones, túneles de desvío.

La posición de las pruebas es vertical (perpendicular a los estratos) y horizontal (paralelos a la estratificación).

Descripción de la ejecución

Se prepara el sitio de la prueba, labrando las paredes de la galería, procurando que las superficies estén lo más planas y paralelas posibles, esto se logra colocando una capa de mortero.

Después de pulir las paredes y montar el equipo (Fig. 2.6), se colocan las anclas o referencias en la siguiente forma: una ancla al centro de la placa y a una profundidad de 40 cm de la superficie, 2 anclas a cada lado de la placa a una distancia entre 80 y 100 cm del centro de la placa y a una profundidad de 20 cm de la superficie.

La ejecución de la prueba se realiza de la siguiente manera:

Se da presión con la bomba hidráulica a los gastos hidráulicos de pistón, midiendo esta presión con los manómetros conectados a las celdas de carga (gatos hidráulicos tipo Freyssinet), se miden los desplazamientos con los micrómetros colocados en las anclas o referencias, se dan varios ciclos, consistiendo de 2 etapas, una de carga y otra de descarga, con un número igual de incrementos y decrementos. En cada uno de los incrementos y decrementos de presión, se mantiene la carga por algún tiempo

hasta que se establezca el desplazamiento, considerándolo estable cuando éste es igual o inferior a 0.01 mm en 5 min. En cada ciclo se va aumentando la presión hasta llegar a una carga máxima, igual o mayor, que los esfuerzos a que la roca será sometida.

Resultados

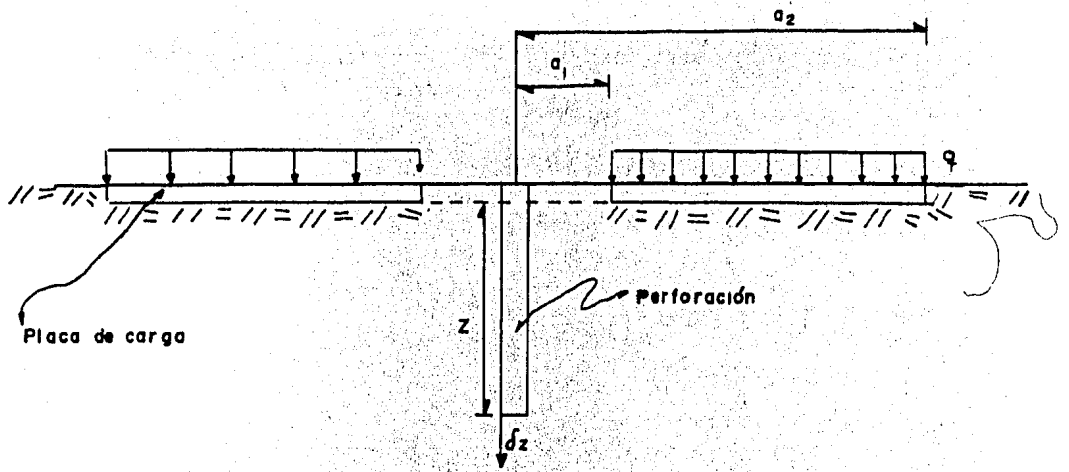
El módulo elástico se calcula con el criterio del módulo secante para valores de la presión aplicada del orden de 30 kg/cm^2 , utilizando una relación de Poisson, obtenida de estudios geofísicos y del valor de la deformación total de la roca para esa presión, medida en un punto a 40 cm de profundidad en el centro de la placa.

Para el cálculo se utiliza la expresión de Boussinesq:

$$E = \frac{P}{\delta_z} \left\{ \left[(1+\nu) z^2 \right] \left[\frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{1/2}} - \frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{1/2}} \right] + 2(1-\nu)^2 \left[\frac{1}{(a_2^2 + z^2)^{1/2}} - \frac{1}{(a_1^2 + z^2)^{1/2}} \right] \right\}$$

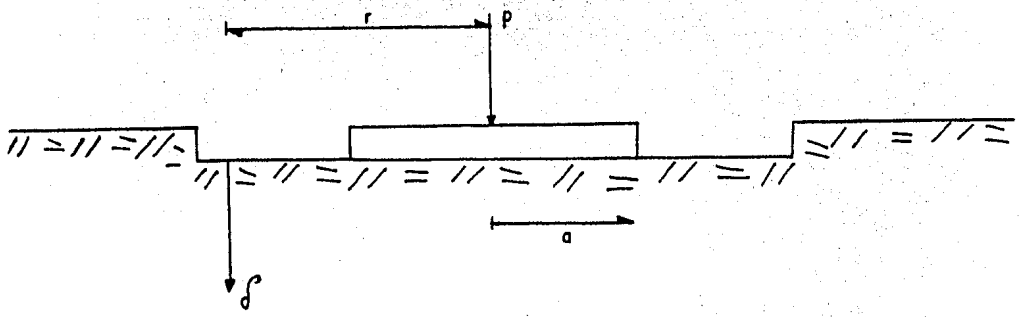
en donde:

- E = módulo de deformabilidad (kg/cm^2)
- p = presión de contacto (kg/cm^2)
- z = profundidad del punto de medición (cm)
- δ_z = desplazamiento a la profundidad medida (cm)
- ν = relación de Poisson
- a_1 = radio interior de la placa (cm)



PLANTA FLEXIBLE

PRUEBA DE PLACA



PLACA RIGIDA

Fig. 2.6

a_2 = radio exterior de la placa (cm)

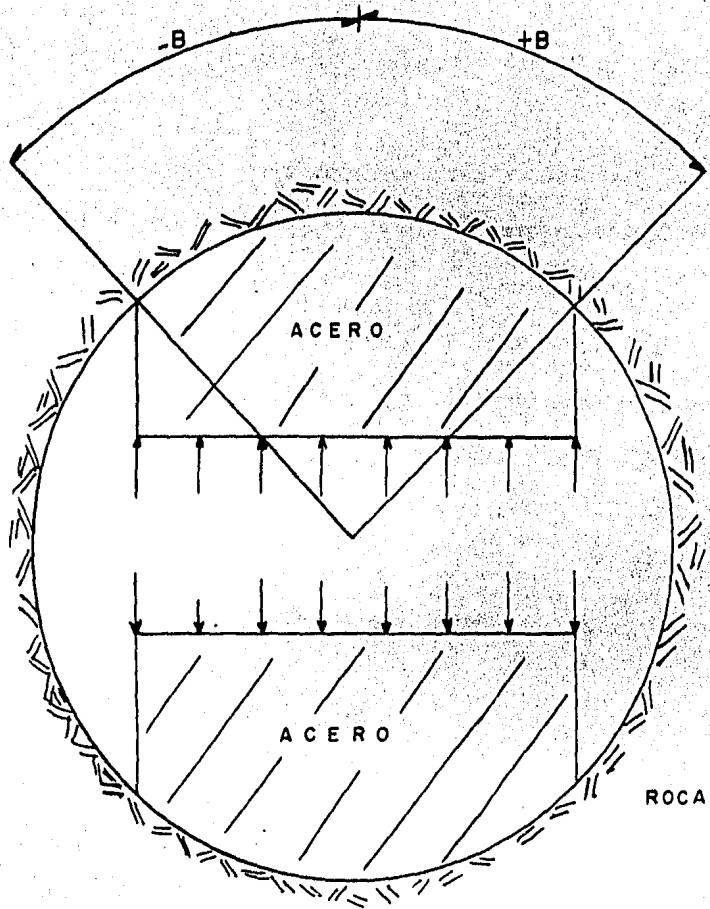
2.4.3 Pruebas con Dilatómetro (Gato de Goodman)

El gato Goodman es un dispositivo de placas rígidas móviles para la medición de deformaciones de las paredes en función de la presión aplicada y se utiliza en perforaciones de diámetro Nx. Está constituido por 2 placas rígidas de acero semicirculares, que se desplazan diametralmente bajo el empuje de 12 pistones hidráulicos, los desplazamientos se miden por medio de 2 extensómetros eléctricos montados dentro del gato en ambos extremos de las placas móviles. El equipo también incluye un indicador portátil para medir los desplazamientos, bomba hidráulica, manómetros, mangueras y conductores eléctricos.

Descripción de la ejecución

Una vez efectuada la perforación de diámetro Nx en el lugar de la prueba, se introduce el gato a la profundidad establecida, se le da presión con la bomba hidráulica hasta que las placas móviles queden en contacto con la roca, tratando que la diferencia de desplazamientos en el gato no fuera excesiva en los 2 puntos de medición, cerca y lejos; cuando esto sucede se mueve el gato hasta encontrar el sitio adecuado para el ensaye.

Al aplicar presión a las paredes de la perforación, se mide el desplazamiento con el indicador portátil.



CROQUIS DE LA SECCION TRASVERSAL DEL -
DILATOMETRO DE GOODMAN.

Resultados

El módulo de deformabilidad se obtiene a partir de la relación-carga-deformación, utilizando la siguiente expresión que fue calculada -- por elementos finitos:

$$E = \frac{3.05 \Delta Q_h}{2\Delta u}$$

donde:

E = módulo de deformabilidad (kg/cm^2)

ΔQ_h = intervalo de presión hidráulica en la línea de presión

$2\Delta u$ = desplazamiento diametral total en el intervalo de presión aplicada

2.5 Resistencia al Esfuerzo Cortante In Situ

Es de gran importancia realizar ensayos de corte directo en el macizo rocoso para determinar su resistencia al esfuerzo cortante.

Los ensayos se realizan en bloques labrados IN SITU, que quedan unidos al macizo por una de sus caras.

El labrado del bloque deberá realizarse con sumo cuidado para minimizar la alteración producida. Se deberá realizar una descripción detallada de la configuración de la superficie, fracturas, tipo de roca, etc., así como de la superficie de falla.

Las dimensiones del espécimen deben ser tan grandes como sea posible, de manera que el área que será ensayada incluya un número de irregularidades suficientes para que sea representativa de las juntas existentes en los macizos.

Las dimensiones laterales del espécimen varían de 0.30 a 1.0 m, siendo limitadas por la capacidad de los gatos que es usualmente de 100 a 300 ton.

El desarrollo de la prueba consiste en:

Aplicar sobre la cara superior de la muestra, una fuerza normal al plano potencial de falla. Esta presión es aplicada en incrementos, dando en cada uno de éstos el tiempo necesario para estabilizar la deformación hasta llegar a la presión establecida y manteniéndola constante durante toda la prueba. Posteriormente, se aplica el esfuerzo desviador o esfuerzo tangencial que induce a la falla del bloque.

La carga lateral es aplicada con una velocidad constante. Durante el ensaye se van midiendo los desplazamientos que va teniendo la muestra, tanto en el sentido normal como en el plano de corte, hasta la falla del bloque.

Con los datos obtenidos de desplazamientos y cargas se calculan los esfuerzos cortantes y desplazamientos tangenciales, obteniéndose con éstos, esfuerzos máximo y mínimo. Posteriormente, se obtiene el ángulo de fricción con la envolvente de Mohr.

La aplicación de la carga lateral, con un cierto ángulo con respecto al plano de falla, es con el objeto de hacer coincidir en el centro del área de falla las 2 cargas aplicadas y evitar tensiones en el material del plano de falla.

Se toman muestras de roca en la vecindad del bloque probado, -- con fines de correlación de los resultados, obtenidos en campo y en laboratorio.

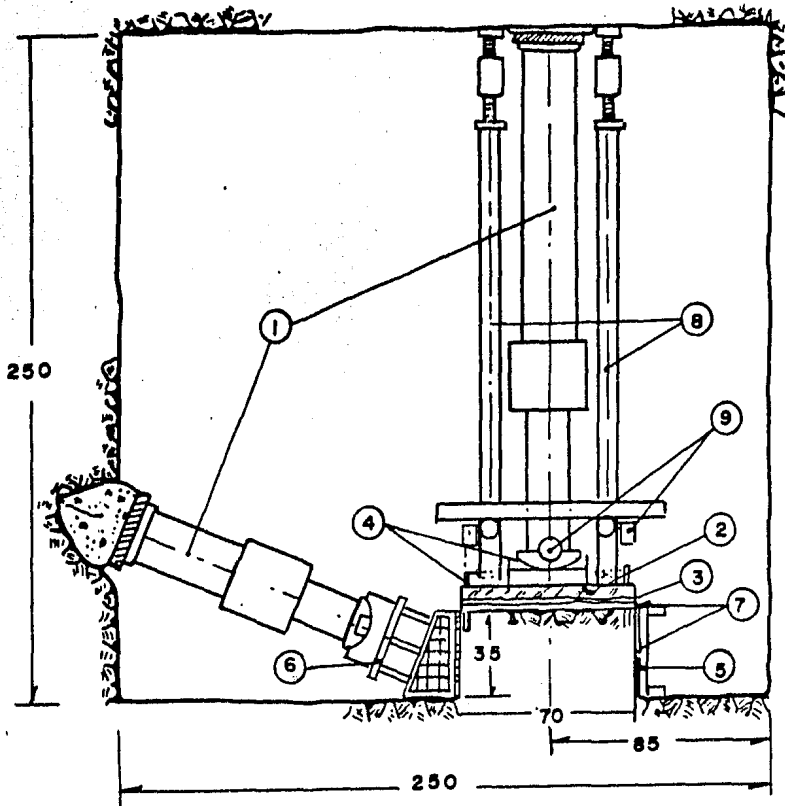
El equipo que se utiliza es el siguiente:

Placas rígidas que sirven para transmitir presión a la roca, gatos hidráulicos de pistón con los que se aplica la carga, gatos planos redondos tipo Freyssinet utilizados como celdas de carga, bombas hidráulicas, un sistema de extensión de niples y coples de acero, manómetros para el control de la presión y micrómetros para medir los desplazamientos.

El montaje del equipo se muestra en la Fig. 2.8.

2.6 Estado de Esfuerzos Interno

Con objeto de prever problemas de estabilidad durante la excavación de las estructuras subterráneas (ej. túneles de desvío), se desarrolla un programa de mediciones de campo para conocer la magnitud y dirección de los esfuerzos preexistentes en las formaciones rocosas involucradas.



- | | |
|----------------------|---|
| ① Gatos de 100 ton | ⑥ Viga de apoyo |
| ② Placas de asiento | ⑦ Asiento de mortero |
| ③ Colchón metálico | ⑧ Template para colocación de medidores |
| ④ Puntas de medición | ⑨ Deformómetro de cardtula |
| ⑤ Marco de cortante | |

Fig 2.8 Montaje general para la prueba de corte

Descripción de los Métodos de Medición

Para tal finalidad se realizan ensayos de relajación de esfuerzos, por medio de la roseta de deformaciones y gato plano. Estas mediciones se llevan a cabo en galerías de exploración geológica.

Las pruebas de roseta se efectúan para determinar la magnitud y direcciones principales de los esfuerzos internos de la roca. La magnitud se determinará indirectamente a partir de las deformaciones producidas por relajación de esfuerzos.

En las pruebas de gato plano se miden directamente los esfuerzos modificados por la excavación de las galerías de prueba, a partir de las cuales se determinan los esfuerzos naturales de la masa de roca.

2.6.1 Roseta de Deformaciones

La prueba consiste en medir las deformaciones internas de la roca en 3 direcciones, a 60° en un prisma que queda aislado del macizo rocoso al barrenar una ranura de forma cilíndrica que produce deformaciones del prisma por liberación de esfuerzos, al romperse la continuidad del macizo rocoso.

En la barrenación de la ranura, se usan generalmente 2 métodos diferentes, uno es del tipo de costureo y el otro con una broca del diámetro del cilindro. Una vez conocidas las deformaciones unitarias en las 3 direcciones en un plano, se determina la dirección de las deformaciones

principales, ya sea en forma analítica o mediante el círculo de Mohr para el estado plano de esfuerzos y deformaciones.

Ejecución de la Prueba

Pulido de la superficie de la roca.

Colocación de puntos de referencia, fijándolos con epoxy.

Medición inicial de la separación entre los puntos de referencia con medidor mecánico tipo Whitmore de carátula, con precisión de 0.001 mm.

Barrenación de la ranura de forma circular de 30 cm de diámetro, 15 de profundidad y 4 cm de ancho.

Proceso de deformación de la roca inducida por rotura de la continuidad de la misma al efectuar la ranura (liberación de esfuerzos que produce deformaciones en el prisma cilíndrico de roca).

Medición de estas deformaciones en 3 direcciones a 60°.

Obtención de la dirección de deformaciones principales.

Resumen de Mediciones

Los esfuerzos principales para un estado de deformación plana -

son:

$$N_1 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_1 + \nu \epsilon_2)$$

$$N_2 = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_2 + \nu \epsilon_1)$$

En este caso, los esfuerzos se determinan utilizando la siguiente expresión de Lekhnitskii, para un medio continuo con anisotropía transversa para un estado de esfuerzos plano:

$$\begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ t_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E_y}{(1-\nu^2)^2} \begin{bmatrix} n & n\nu & 0 \\ n\nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & m(1-\nu^2) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \boxed{D} \begin{Bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

en donde:

ϵ_x = deformación longitudinal unitaria en dirección horizontal

ϵ_y = deformación longitudinal unitaria en dirección vertical

γ_{xy} = deformación transversal unitaria en la dirección x o y

n_x = esfuerzo normal horizontal

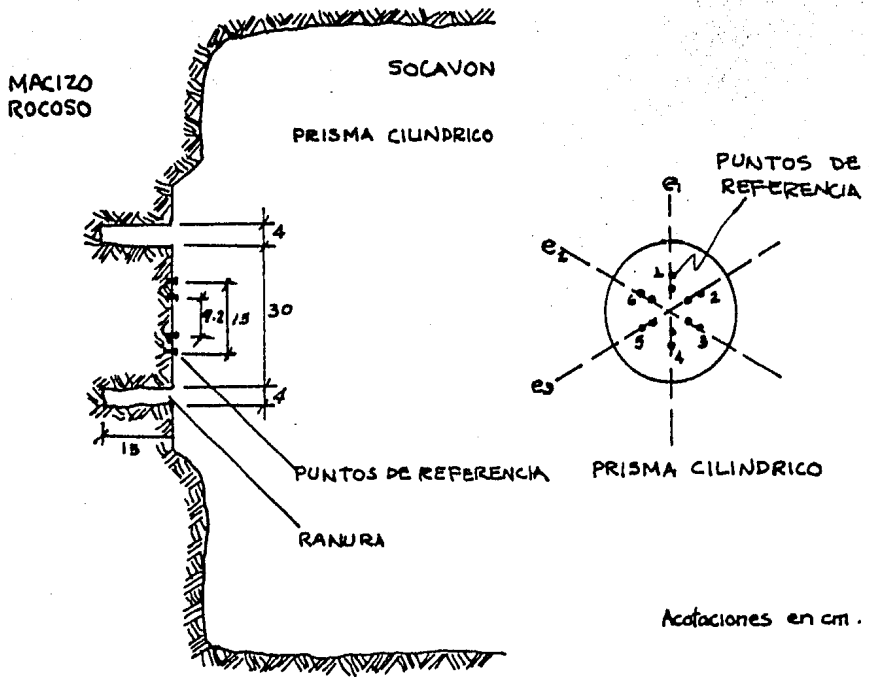
n_y = esfuerzo normal vertical

t_{xy} = esfuerzo cortante en un plano normal al eje -- del cilindro

n = relación de módulos = $\frac{E_y}{E_x}$

ν = relación de Poisson

m = $\frac{G}{E}$



"PRUEBA DE ROSETA"
 DIRECCION Y MAGNITUD DE ESFUERZOS INTERNOS
METODO DE LIBERACION DE ESFUERZOS

Fig. 2.9

Para lo cual se proponen valores de:

E_y - obtenido de ensayos dinámicos.

Basados en la relación anterior, se calculan para cada una de las pruebas los valores de n_x, n_y, t_{xy}

2.6.2 Método de Gato Plano

Este método consiste en inducir artificialmente un cambio en el estado de esfuerzos modificado de la roca por efecto de la excavación de la galería de ensaye. Esto se logra rompiendo la continuidad del macizo rocoso, mediante la barrenación de una ranura que provoca deformaciones internas en la roca, midiéndose éstas deformaciones entre varios puntos y alineados en dirección perpendicular a la ranura.

Posteriormente, se inserta un gato plano de sección cuadrada -- ahogado en mortero, al cual se aplica una presión hidráulica hasta que la presión aplicada a la roca produce deformaciones de una magnitud tal, que los puntos de referencia han alcanzado su posición inicial. A esta presión se le llama presión de cancelación y se interpreta como el valor del esfuerzo interno del macizo rocoso en dirección perpendicular al plano de la ranura.

Ejecución de la prueba

Pulido de la superficie de la roca.

Colocación de puntos de referencia (anclas), fijándolas a la roca, usando mortero con aditivo estabilizador de volumen.

Medición inicial de la separación entre los puntos de referencia, con medidor de 0.0005.

Barrenación de la ranura de 42 x 42 x 4 cm.

Proceso de deformación de la roca inducida por rotura de la continuidad de la misma al efectuar la ranura (liberación de esfuerzos que produce deformaciones perpendiculares al plano de la ranura).

Medición de estas deformaciones, tomando lecturas inmediatamente después de ranurar (que son del orden del 90% de la deformación total) y durante un período de tiempo entre 1 y 3 días después de haber hecho la ranura. Inserción del "gato plano" cuadrado en la ranura, ahogándolo en mortero con aditivo estabilizador de volumen con resistencia de 50 kg/cm^2 a los 7 días.

Aplicación de presión hidráulica hasta que los puntos de referencia regresen a su posición inicial, obteniéndose la presión de cancelación, que es el valor del esfuerzo interno de la roca, en dirección perpendicular al plano de la ranura.

Resumen de Mediciones

Para el cálculo de los esfuerzos normales en los ensayos de ga-

to plano, se utiliza la siguiente expresión:

$$\sigma_n = \frac{P_c (C_j - d)}{C}$$

donde:

σ_n = esfuerzo normal (perpendicular a la ranura kg/cm^2)

P_c = presión de cancelación (kg/cm^2)

$2C_j$ = longitud del gato plano (cm)

d = distancia entre la ranura y el gato (cm)

$2C$ = longitud de la ranura (cm)

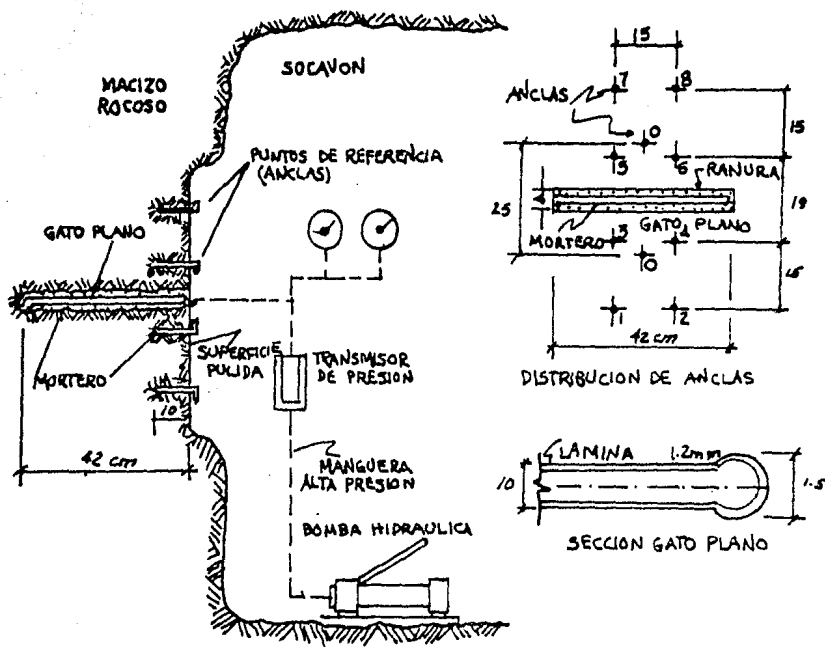
2.7 Determinación del Módulo de Elasticidad de las Rocas

2.7.1 Métodos Geosísmicos

Los métodos de prospección sísmica consisten en generar y registrar diferentes tipos de ondas, sean éstas de cuerpo o de superficie. Dentro del primer grupo se presentan las ondas longitudinales o de compresión (P) y las transversales o de cortante (S). En el segundo grupo se tienen las ondas de Rayleigh y las de Love.

Propagación de las ondas elásticas

Por medio de los métodos sísmicos es posible obtener información IN SITU de las propiedades del subsuelo, las cuales difícilmente se obtendrían con los métodos convencionales de muestreo. La información obtenida en los métodos sísmicos tiene como base las características que se presentan en la propagación de ondas, generándose éstas mediante impac



Acotaciones en cm.

ESQUEMA, PRUEBA DE "GATO PLANO"

DETERMINACION DE ESFUERZOS INTERNOS EN ROCA
METODO DE LIBERACION DE ESFUERZOS

Fig. 2.10

tos o por el uso de explosivos.

Parámetros Elásticos

Teniendo en cuenta la teoría unidimensional de la elasticidad y suponiendo la existencia de un material homogéneo, isótropo y linealmente elástico, se pueden establecer las siguientes definiciones:

Esfuerzo.- Es la intensidad de una fuerza por unidad de área. Los esfuerzos pueden ser normales (σ), de compresión o de tensión, y -- tangenciales (τ) o de cortante.

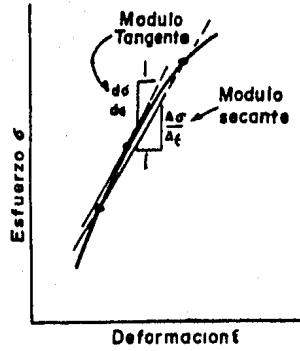
Deformación Unitaria.- Es la intensidad de deformación que presenta un cuerpo al estar sometido a una acción; las deformaciones pueden ser lineales (ϵ) o angulares (γ), dependiendo si los esfuerzos son -- normales o tangenciales.

Módulo de Elasticidad (E).- Es un parámetro de proporcionalidad que relaciona el esfuerzo normal que actúa en un cuerpo con la de deformación unitaria producida en el mismo para estados de tensión o compresión uniaxial. Se escribe:

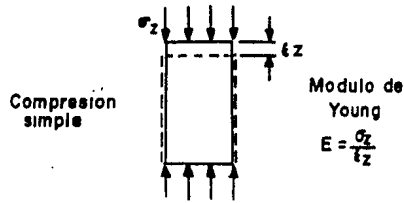
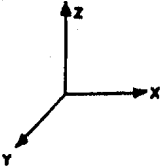
$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

Módulo de Rigidez.- También llamado módulo de elasticidad al cortante, es el parámetro de proporcionalidad que relaciona los esfuerzos cortantes con las deformaciones angulares inducidas por aquéllos.

Respecto a la magnitud del incremento de esfuerzos.

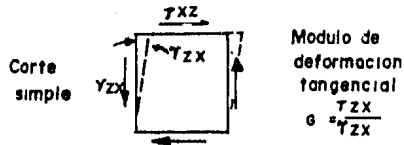


Respecto al tipo de carga



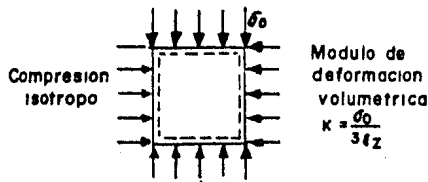
Modulo de Young

$$E = \frac{\sigma_z}{\epsilon_z}$$



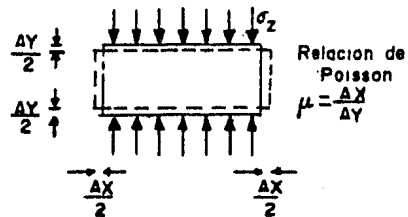
Modulo de deformacion tangencial

$$G = \frac{\tau_{xz}}{\epsilon}$$



Modulo de deformacion volumetrica

$$K = \frac{\sigma_0}{\frac{\Delta V}{V}}$$



Relacion de Poisson

$$\mu = \frac{\Delta X}{\Delta Y}$$

Fig. 2.11 Principales parámetros elásticos.

$$G = \frac{\tau}{\delta}$$

Relación de Poisson.- Cuando un cuerpo está sometido a la acción de esfuerzos normales, éstos experimentan 2 tipos diferentes de deformación: una axial, en el sentido de los esfuerzos aplicados y otra en un plano normal. Así, al valor absoluto de la relación entre las deformaciones laterales y las axiales, se le llama relación de Poisson, esto es:

$$\nu = \frac{\Delta X}{\Delta Y}$$

donde:

ΔY = deformación unitaria lateral

ΔX = deformación unitaria axial

El rango de variación de ν es relativamente reducido; los valores extremos fluctúan entre 0.1 (en algunos concretos) y 0.5 (para el agua), teniendo como valores normales aquéllos que van de 0.25 a 0.35.

Módulo de expansión volumétrica (K).- Es el parámetro que relaciona el aumento de presión uniforme en todas direcciones de un cuerpo y su correspondiente disminución de volumen.

$$K = \frac{P V_i}{V}$$

donde:

P = presión aplicada

V_1 = volumen inicial

ΔV = incremento de volumen

Las deformaciones producidas por esfuerzos normales pueden relacionarse con aquéllas generadas por esfuerzos cortantes, de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

y

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

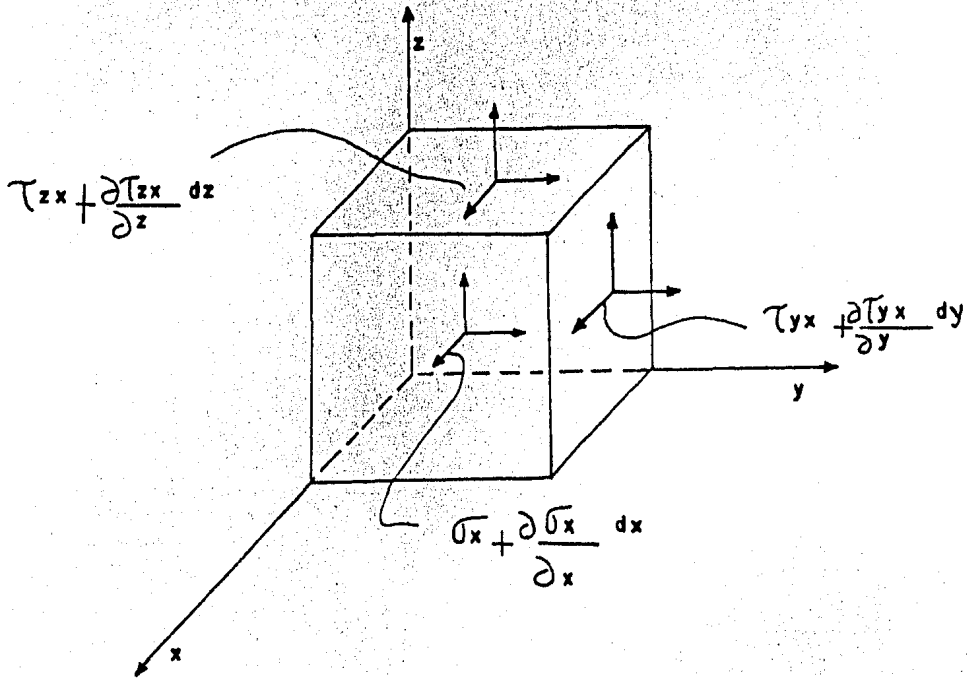
Ondas Elásticas

Origen.- Una onda puede definirse como la propagación de un tren continuo de perturbaciones inducidas a un medio. La velocidad con que esta propagación se realiza depende únicamente de las propiedades físicas del medio y no de la rapidez del desplazamiento inicial. La velocidad de una onda individual se denomina velocidad de fase.

El movimiento ondulatorio está íntimamente relacionado con el movimiento armónico, ya que cuando una onda de cuerpo se propaga en un medio, cada una de sus partículas vibra alrededor de su posición de equilibrio. Si las partículas vibran en la dirección de propagación, la onda se denomina longitudinal, si las vibraciones son perpendiculares a esa dirección, la onda se llama transversal.

Ecuaciones de Movimiento

Consideramos la variación de esfuerzos en el siguiente elemento diferencial perteneciente a un medio elástico, homogéneo, isótropo e infinito:



Del equilibrio dinámico:

$$\sum F_x = M \ddot{u}$$

O sea:

$$\begin{aligned} & (\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dx) dy dz - \sigma_x dy dz + \\ & + (\tau_{yx} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} dy) dx dz - \tau_{yx} dx dz + \\ & + (\tau_{zx} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} dz) dx dy - \tau_{zx} dx dy = \rho dx dy dz \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \end{aligned}$$

donde ρ es la densidad del elemento. Simplificando términos:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z}$$

y si:

$$\Sigma F_y = M \ddot{u}$$

$$\Sigma F_z = M \ddot{w}$$

obtenemos en forma agrupada:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \quad \text{A}$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} \quad \text{B}$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \quad \text{C}$$

además, si los parámetros siguientes:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$\lambda = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

se definen como las constantes de Lamé y

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

como el operador Laplaciano y recordando las relaciones entre los parámetros elásticos, obtenemos a partir de las ecuaciones A, B y C las ecuaciones de movimiento de un medio infinito, homogéneo e isotrópico:

$$\rho + \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \epsilon}{\partial x} + G \nabla^2 u$$

$$\rho + \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \epsilon}{\partial y} + G \nabla^2 v$$

$$\rho + \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \epsilon}{\partial z} + G \nabla^2 w$$

Este sistema de ecuaciones de movimiento acepta 2 soluciones -- completamente diferentes en su interpretación física; la primera de ellas nos lleva al concepto de ondas irrotacionales, con una velocidad de propagación dada por:

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$

en donde únicamente se tienen cambios de volumen. La segunda solución nos conduce a la definición de ondas sin variación de volumen o equivolumentales, en las cuales las partículas presentan un movimiento de rotación pura, con una velocidad de fase:

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

No se han establecido condiciones de frontera, por lo tanto, -- cualquier onda que se propague en un medio infinito será una combinación-

lineal de las ondas P y S ; la velocidad con que se efectúa dicha propagación puede obtenerse a partir de las siguientes relaciones:

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{G(4G-E)}{\rho(3G-E)}}$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}}$$

$$\frac{v_s^2}{v_p^2} = \frac{1-2\nu}{2+2\nu}$$

De las anteriores ecuaciones, se deduce que siempre se cumple

$$v_p > v_s$$

En un fluido ideal ($G=0$), sólo pueden propagarse ondas longitudinales (P), con una velocidad

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda}{\rho}}$$

Debido a que existen diferencias en las velocidades de las cuando se propagan en el subsuelo, éstas pueden emplearse para detectar las discontinuidades que existen en el medio, así como la obtención de sus principales parámetros elásticos.

Ondas de Rayleigh (R)

Además de las ondas de cuerpo estudiadas (P y S) para el caso de un medio infinito, un tercer tipo de ondas puede obtenerse como resultado del estudio de las ecuaciones del movimiento para un espacio semi-infinito. Estas ondas superficiales se conocen como ondas de Rayleigh, cuya amplitud de movimiento decrece exponencialmente con la profundidad, --

siendo su velocidad de propagación menor que la de las ondas transversales.

Si en la superficie del semiespacio bajo estudio se aplica energía mediante impactos o explosiones, ésta será transmitida en el medio -- por combinaciones de ondas P, S y R

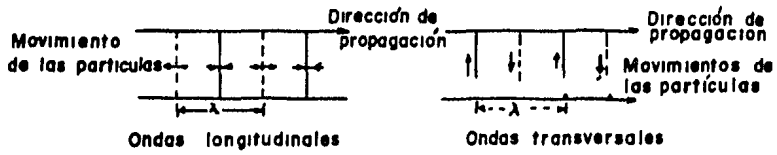
En un medio homogéneo, las ondas de cuerpo se propagan radialmente formando un frente de onda semiesférico; las ondas R producen, en cambio, un frente de onda cilíndrico.

Ondas de Love (L)

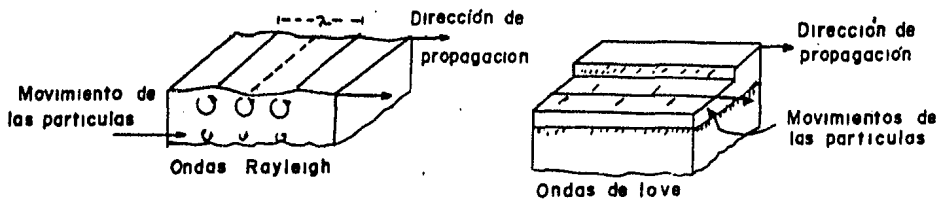
Son ondas superficiales que ocurren cuando un estrato de baja velocidad sobreyace a un medio en el cual las ondas elásticas son de mayor velocidad. El movimiento de la onda es horizontal y transversal al sentido de propagación. Debido a que el movimiento de las partículas en este tipo de ondas es siempre horizontal, éstas no pueden ser detectadas en las pruebas de prospección sísmica cuando los geófonos responden sólo a los desplazamientos verticales del terreno. Ver Fig. 2.12.

Reflexión y Refracción de Ondas

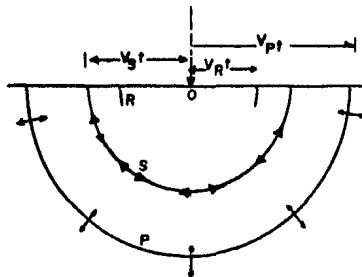
Se ha supuesto que el medio en el que tiene lugar la transmisión de ondas es continuo, sin embargo, si consideramos una superficie horizontal en el medio, la cual limita a 2 materiales con diferentes propiedades elásticas la dirección del frente de onda cambia al llegar a dicha



$\lambda =$ Longitud de onda



a) Movimientos de las partículas de un sólido producidas en la propagación de ondas elásticas



b) Frentes de los impulsos de las ondas P, S, y R, tm seg después de su iniciación en el punto "O"

Fig.2.12 Características de las ondas elásticas en un sólido

superficie, dando lugar a los fenómenos de reflexión y refracción.

Normalmente la mejor aproximación a un terreno real no homogéneo, que de hecho, con frecuencia está constituido por materiales estratificados, en el que cada capa tiene velocidad constante o que varía de un modo sencillo y uniforme con la profundidad. Las interfases (superficies que separan una capa de otra), pueden formar cualquier ángulo con la horizontal; considerarse el modelo más sencillo de una interfase horizontal que, situada a una profundidad h , separa 2 medios en los que las velocidades de las ondas (P y S) son V_1 y V_2 respectivamente, y sea V_2 la velocidad mayor. Ver Fig. 2.13.

Si una onda encuentra una interfase que separa 2 medios de distinta velocidad, se refleja y refracta parcialmente. Teniendo en cuenta la Fig. 2.13, se pueden establecer las siguientes leyes:

Leyes de Reflexión

1.- La onda incidente, la onda reflejada y la normal a la superficie en el punto de incidencia están contenidas en el mismo plano.

2.- El ángulo de incidencia es igual al ángulo de reflexión.

Leyes de Refracción

1.- La onda incidente, la onda refractada y la normal al punto de incidencia están situadas en el mismo plano.

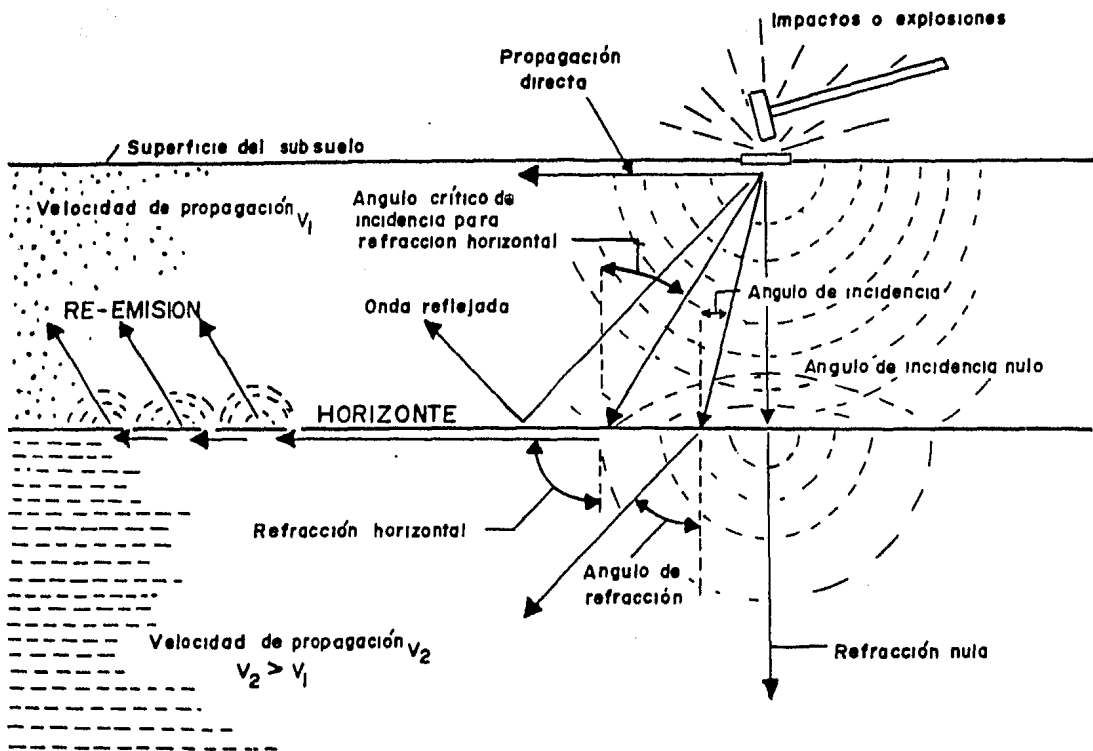


Fig.2.13 Trayectorias de las ondas elásticas en un medio estratificado.

2.- La relación entre el seno del ángulo de incidencia y el seno del ángulo de refracción es constante (Ley de Snell).

Para un cierto ángulo de incidencia, la refracción depende de las velocidades de propagación de ondas en los 2 materiales en la que ésta se efectúa, siendo mínima para aquellos materiales con propiedades ---elásticas semejantes y muy grandes en el caso contrario.

El fenómeno de refracción no se produce cuando la velocidad de propagación en un material es menor que la del material que sobreyace, --siendo esta característica de gran importancia en la práctica, ya que entonces el método de refracción será aplicable sólo a aquellos suelos o rocas en las que la densidad de los materiales aumenta con la profundidad.

Como se dijo anteriormente, los métodos de prospección sísmica consisten en generar y registrar diferentes tipos de onda, atendiendo a las características que éstas presentan durante la reflexión o refracción ocasionadas por las estratificaciones del subsuelo; de aquí que los principales procedimientos sísmicos de exploración sean los métodos de reflexión y refracción. Sin embargo, debido a que el método de reflexión se tienen profundidades mínimas de penetración de 650 m, éste no es aplicable a las exploraciones superficiales que interesan al campo de la ingeniería civil. Fig. 2.14b.

En el método de refracción, la profundidad límite de investigación es igual a la del estrato en el que las ondas se propagan con mayor velocidad, siendo así la determinación de las profundidades de los dife--

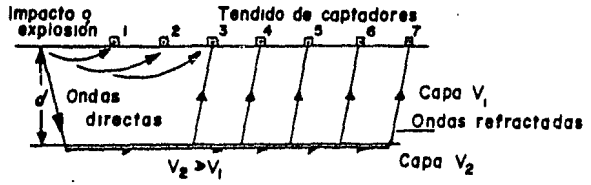


Fig. a Método sísmico de refracción

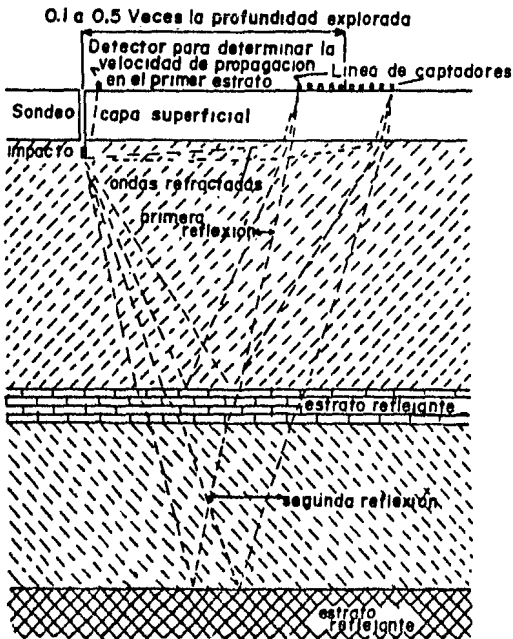


Fig. b
Método sísmico de reflexión

rentes estratos de suelo y roca que se presenten en las capas superficiales de la corteza terrestre. Fig. 2.14a.

El principal objetivo del método sísmico por refracción es determinar las velocidades de propagación de las ondas longitudinales V_p y de las transversales V_s , ya que con estos valores y con la densidad de terreno es posible calcular, entre otras propiedades, el módulo de rigidez dinámico G_d , la relación de Poisson ν y el módulo de elasticidad dinámico E_d .

Debido a que la energía empleada en la generación de ondas se aplica a masas considerables de terreno, los esfuerzos dinámicos producidos son pequeños y actúan durante lapsos muy cortos, del orden de fracciones de segundo. Esto hace que el material en estudio se comporte dentro del rango lineal y que se acepten los principios de la teoría de propagación de ondas en medios elásticos.

Pruebas de campo por el Método de Refracción

Prospección horizontal.- El método consiste en registro de las ondas sísmicas producidas mediante impactos o cargas de dinamita; estas ondas se captan simultáneamente con geófonos en varios puntos localizados a lo largo de una línea horizontal denominada tendido. Fig. 2.15.

En general, las cargas de dinamita se hacen explotar en algún punto de la línea de tendido, repitiendo varias veces cada prueba con objeto de promediar los tiempos de arribo de las ondas de interés.

Las velocidades de las ondas longitudinales se determinan a partir de los tiempos de llegada de la primera onda a cada geófono. Fig. 2.16a.

Con ellas es posible determinar la profundidad. Debido a que las ondas P son las que primero registran los geófonos, los tiempos de llegada se obtienen considerando la señal de disparo y el punto donde aparezca la primera onda, que es donde ocurre un cambio dependiente con respecto a la línea base.

Prospección vertical.- Este método consiste en colocar, dentro de un barreno de aproximadamente 10 cm de diámetro y una profundidad variable, un captador de 3 componentes ortogonales, el cual registra las ondas producidas desde la superficie mediante impactos horizontales o verticales, de acuerdo con el tipo de onda que interesa. Fig. 2.16b.

Debido a que las ondas S se generan por fricción a lo largo de un plano, como fuente generadora de ondas transversales o de cortante-horizontales, SH, puede emplearse un tablón sobre el cual se apliquen varios impactos sobre uno de sus extremos. Ver Fig. 2.17.

Para generar ondas longitudinales basta aplicar impactos verticales sobre un tablón o placa de acero, o bien, producir explosiones.

Para identificar las ondas P en los registros que se obtienen en cada prueba, se toman en cuenta las características que éstas presentan, como son: su mayor velocidad de propagación, menor amplitud y mayor frecuencia comparadas con las ondas S. Para determinar los tiempos -

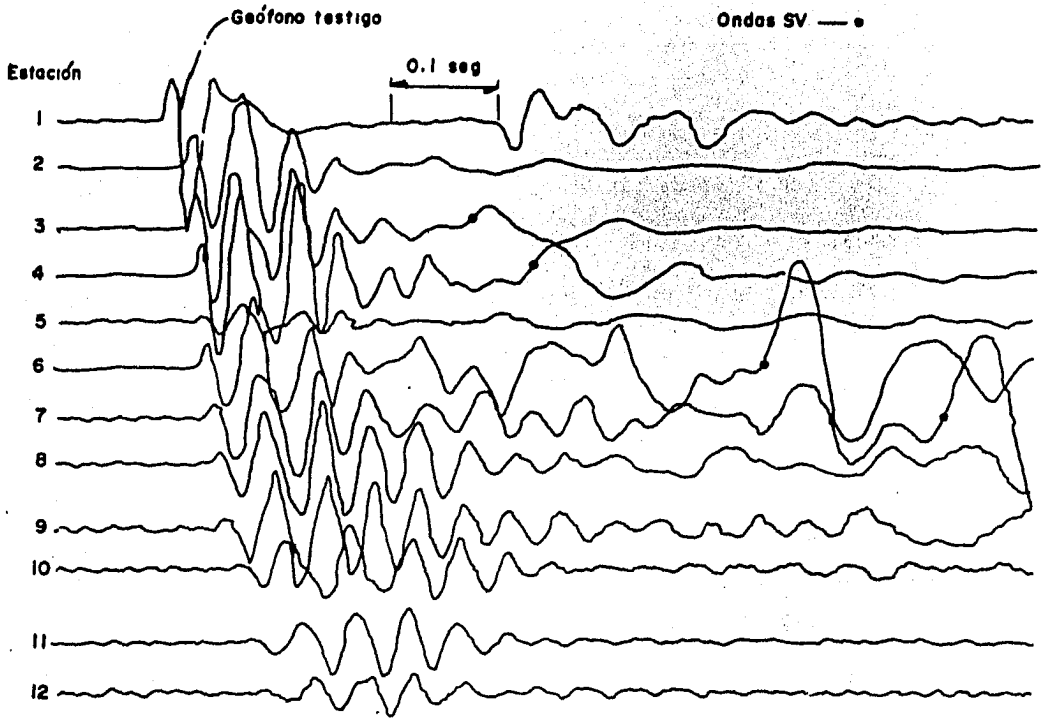


Fig. a Registro típico de ondas longitudinales generadas mediante explosiones

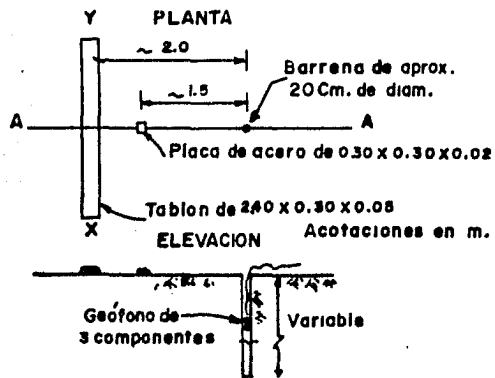


Fig. b Fuentes de excitación para pruebas de prospección vertical.

de llegada de las ondas transversales, se observa en los registros el punto donde se define claramente una onda de mayor amplitud y período.

Interpretación de resultados

El primer paso en la interpretación de resultados es graficar - los tiempos de arribo, determinados para cada punto en que se localiza un geófono y la distancia o profundidad comprendida entre estos captadores y el sitio de la explosión.

En las pruebas de prospección horizontal, el trazo de las gráficas distancia-tiempo de llegada se efectúa con base en los tiempos de llegada.

Al ajustar líneas rectas a los puntos de estas gráficas, se definen las velocidades de las ondas en cada estrato, las cuales son iguales al recíproco de las pendientes. Ver Fig. 2.18a.

Nótese que si todos los puntos graficados caen a lo largo de una línea recta, se tiene entonces el caso de un suelo homogéneo, en el que no se definen horizontes de estratificación, teniéndose una sola velocidad de propagación. Cuando los puntos graficados definen líneas curvas, la resistencia de los materiales estudiados aumenta gradualmente con la profundidad. Ver Fig. 2.18b.

Con base en los registros de las pruebas de prospección vertical, se obtienen las velocidades de propagación de las ondas P y SH ,

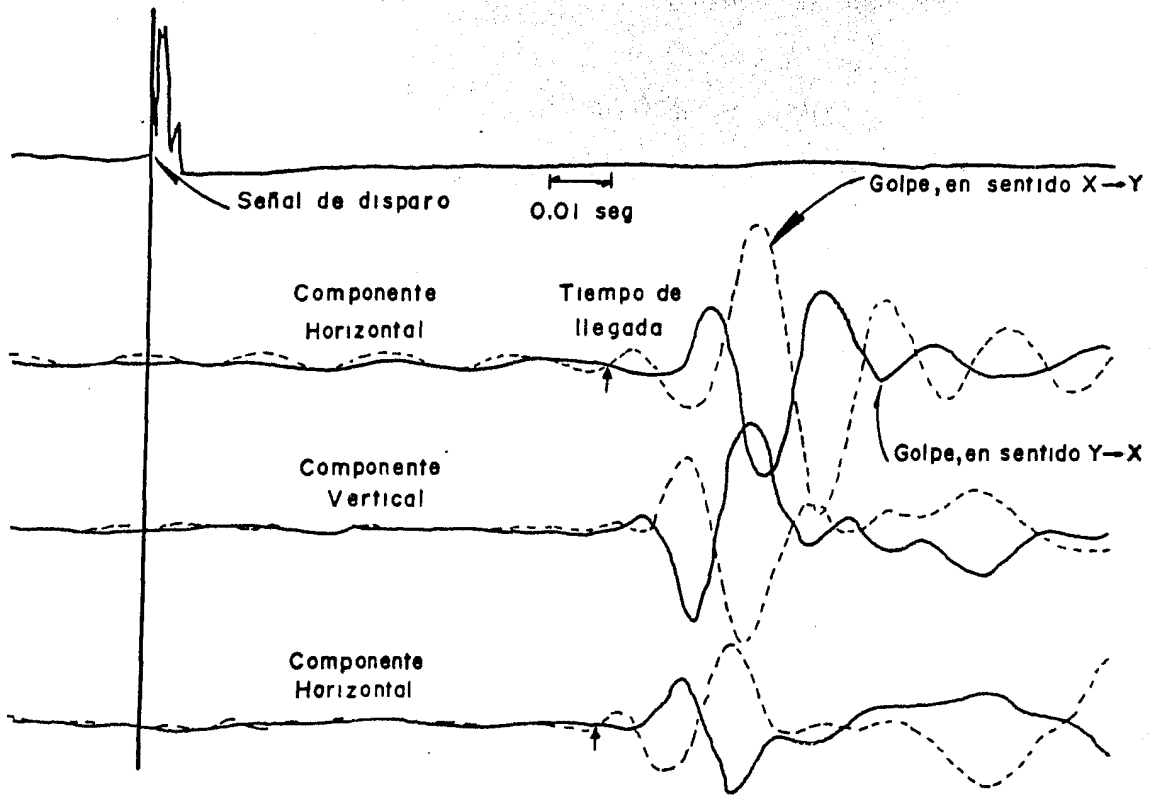


Fig. 2.17 Registro de ondas SH obtenido en una prueba de prospección vertical (notese la inversión de fase de las ondas)

ajustando mediante rectas los valores promedio de los tiempos de arribo - correspondientes a una determinada profundidad del geófono. Cuando la - dispersión de los puntos es grande, el ajuste se puede hacer por el método de mínimos cuadrados; si la tendencia es hacia una recta, dicho ajuste puede hacerse a mano.

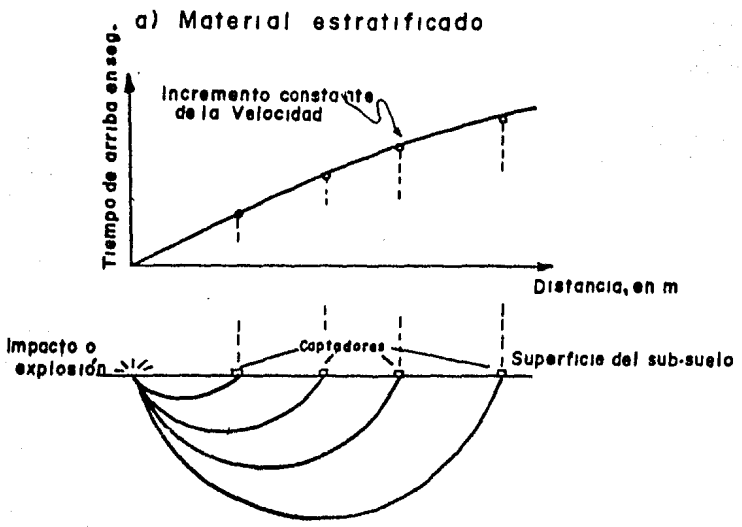
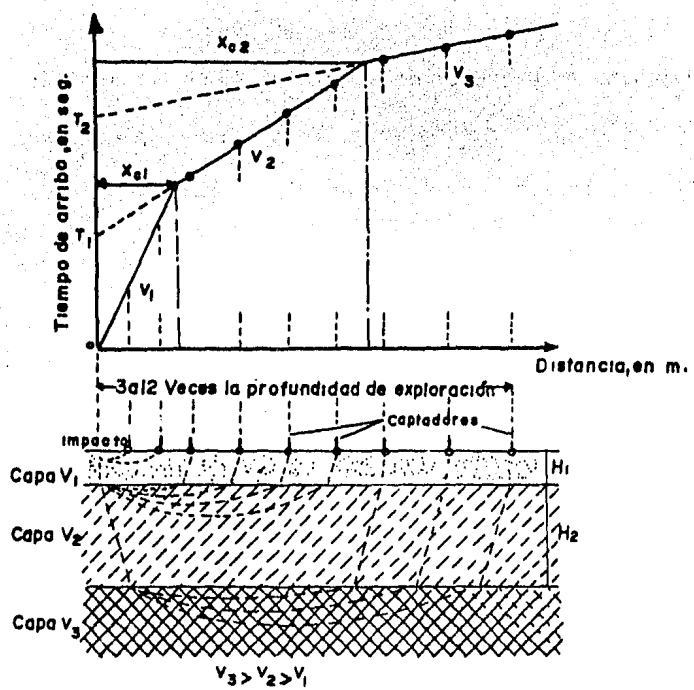
Debido a la presencia del nivel de agua freáticas y a que las - paredes de las perforaciones que se hacen en suelos sueltos son muy inestables, en ocasiones, es necesario protegerlos con algún tipo de ademe; - se ha observado que este ademado no influye en la determinación de las ve locidades de propagación, ni en los espesores de los estratos. Ver Fig. 2.19a.

Cálculo de las profundidades de los estratos

Primer horizonte.- La profundidad H_1 de la primera capa se -- calcula en términos de las velocidades del primer estrato V_{p1} , del segundo V_{p2} , y de la distancia X_{c1} correspondiente a la intersección de -- los segmentos asociados a dichos estratos, ver Fig. 2.18a, mediante la - ecuación:

$$H_1 = \frac{X_{c1}}{2} \sqrt{\frac{V_{p2} - V_{p1}}{V_{p2} + V_{p1}}} \quad \text{-----} \quad A$$

Esta expresión se emplea también para las ondas S cambiando - las velocidades V_{p2} y V_{p1} por V_{s2} y V_{s1} , respectivamente.



b) Material homogéneo

Fig.2.18 Gráficas distancia - tiempo de llegada en prospección horizontal

Segundo horizonte.- Cuando las gráficas distancia-tiempo de arribo indican la existencia de 3 horizontes, el espesor del segundo estrato puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$H_2 = \frac{V_{P2} V_{P3}}{2 \sqrt{V_{P3}^2 - V_{P2}^2}} \left(T_2 - 2H_1 \frac{\sqrt{V_{P3}^2 - V_{P1}^2}}{V_{P1} - V_{P3}} \right) \quad \text{B}$$

indicándose en la Fig. 2.18, el significado de cada término. Como en el caso anterior, el subíndice P puede ser sustituido por el S, haciendo uso entonces de las velocidades de propagación de las ondas transversales. La profundidad de la segunda capa será igual a la suma de H_1 y H_2 .

Horizontes múltiples.- Mediante la aplicación sucesiva de las ecuaciones A y B, es posible obtener los espesores de los diferentes estratos que puedan llegar a presentarse en el medio bajo estudio. La profundidad será igual a la suma de los espesores de los estratos que sobreyacen a la misma.

Estratos inclinados.- En la Fig. 2.19b, se ilustra el caso en el que se tienen horizontes con una cierta pendiente. El ángulo de inclinación es el comprendido entre una superficie del terreno y la primera capa; si el terreno es horizontal, el ángulo de inclinación es también la pendiente del primer horizonte a lo largo del tendido. Cuando la dirección del tendido es tal que se incrementa la profundidad al primer horizonte, la gráfica distancia-tiempo de arribo dará velocidades mayores (V_2') que las reales (V_2) para la capa en cuestión; cuando el tendido se invierte, las velocidades calculadas (V_2'') aparecen menores que las reales en el mismo horizonte.

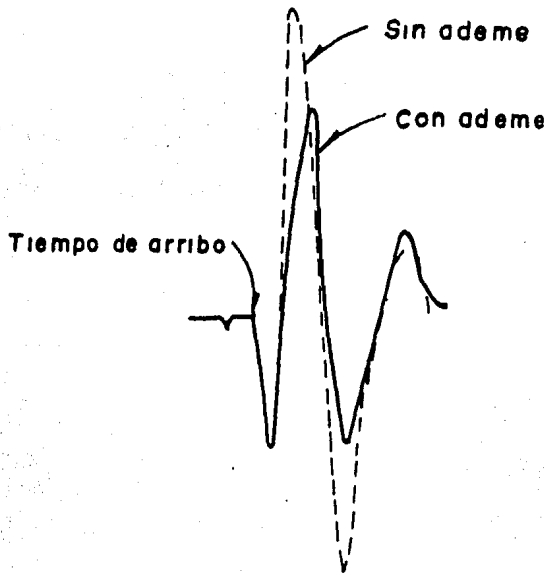


Fig. 2.19a Efecto del ademe utilizado en sondeos para prospección vertical

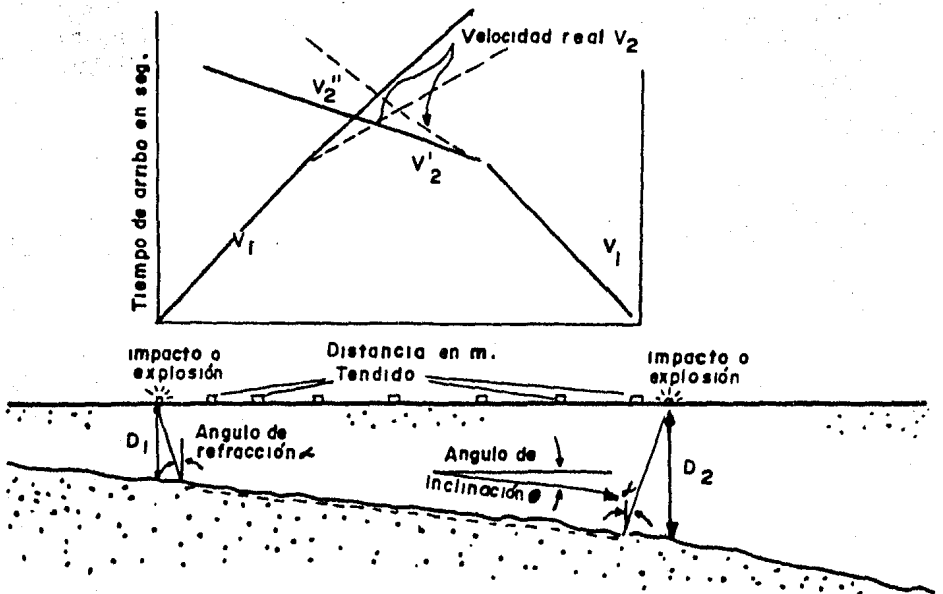


Fig. 2.19b Estratos inclinados

Teniendo en cuenta que $v_2' > v_2''$ la inclinación de la primera capa estará dada por la siguiente relación:

$$\theta = \frac{1}{2} \left(\sin^{-1} \frac{v_1}{v_2} - \sin^{-1} \frac{v_1}{v_2} \right)$$

Si el ángulo de inclinación θ resulta ser menor o igual a 10° , la profundidad media del primer horizonte puede calcularse según la ecuación A, en la cual v_2' y v_2'' .

Otro procedimiento que da resultados más exactos consiste en -- calcular primeramente el ángulo de refracción

$$\sin \alpha = \frac{v_1}{v_2}$$

Donde v_2 es de nuevo la velocidad promedio de v_2' y v_2''

La profundidad de la capa refractora es entonces

$$D = \frac{Xc_1}{2} \left(\frac{1 - \sin(\alpha \pm \theta)}{\cos \alpha \cos \theta} \right)$$

El signo positivo corresponderá al caso en el cual la profundidad aumenta y el negativo al caso contrario.

Determinación de los principales parámetros elásticos

El conocimiento de la velocidad de propagación de las ondas longitudinales V_p , junto con V_s , permite caracterizar al terreno en estudio. Así, a partir de la relación V_p , V_s , es posible determinar los parámetros elásticos dinámicos más importantes del terreno, como la relación de Poisson, el módulo dinámico de elasticidad, las constantes de Lamé (G y λ) y el módulo de compresibilidad K . Esto se logra tomando en cuenta las ecuaciones que definen V_p y V_s en función de λ , G , ρ y la teoría de elasticidad que relaciona λ , E_d , ν y G .

Teniendo en cuenta las ecuaciones

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

se obtiene

$$\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 = \frac{\lambda + 2G}{G}$$

Además de la definición de la constante de Lamé λ , dada por la ecuación

$$\lambda = \frac{\nu E_d}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

Y de la relación

$$\frac{\lambda + 2G}{\lambda} = \frac{1 - \nu}{\nu}$$

Se llega a

$$\lambda = \left(\frac{\gamma g}{1 - \gamma} \right) \frac{v_p}{v_s}$$

Igualando las ecuaciones y teniendo en cuenta que $E_d = 2G(1 + \gamma)$ se obtiene

$$\gamma = \frac{2 - \left(\frac{v_p}{v_s} \right)^2}{2 \left[1 - \left(\frac{v_p}{v_s} \right)^2 \right]}$$

además de la ecuación

$$G_d = \rho v_s^2$$

y sustituyendo las ecuaciones después de reducir términos se --
llegó a

$$E_d = \frac{3 v_p^2 - 4 v_s^2}{\left(\frac{v_p}{v_s} \right)^2 - 1}$$

donde la densidad promedio del material se calcula con la relación

$$\rho = \frac{\gamma_m}{g}$$

donde γ_m es el peso volumétrico natural y g es la aceleración de la gravedad (981 cm/seg^2).

Las ecuaciones permiten determinar los principales parámetros de un medio estratificado, cuando se conocen la velocidad de propagación-

de ondas P y S , y la densidad de los materiales para cada estrato.

Instrumentación

El equipo de prueba consiste básicamente en un transductor de velocidad llamado geófono, un amplificador eléctrico de 12 canales, un oscilógrafo, una fuente de alimentación, un voltímetro y cables de extensión.

Los geófonos son transductores de velocidad que transforman la energía mecánica en una señal eléctrica de bajo voltaje. Su principio de operación está basado en 3 elementos mecánicos: una masa, un resorte y un amortiguamiento, los cuales son excitados por una fuerza exterior.

El amplificador tiene la finalidad de aumentar las señales de bajo voltaje y dar así un nivel más alto en la señal de salida. El oscilógrafo registra las variaciones de las señales eléctricas en papel fotosensible por medio de un galvanómetro que capta las diferencias de señal.

CAPITULO III MATERIALES DE CONSTRUCCION

Introducción

Los 2 materiales estructurales de uso más frecuente son el concreto y el acero. A veces desempeñan papeles complementarios uno respecto del otro y a veces compiten entre sí, pues algunas estructuras de tipo y función similares pueden construirse con uno de estos materiales. Sin embargo, a menudo sucede que el ingeniero sabe menos sobre el concreto con que se hace una estructura que sobre el acero.

El acero se fabrica en condiciones cuidadosamente controladas. Sus propiedades se determinan en un laboratorio y van descritas en un certificado del fabricante. Por lo tanto, el proyectista necesita tan sólo especificar el acero con respecto a una norma adecuada y el ingeniero supervisor se limita a verificar la mano de obra de las conexiones entre los miembros individuales de acero.

En una obra de construcción de concreto, la situación es totalmente distinta. Es cierto que la calidad del cemento está garantizada por el fabricante de manera parecida a la del acero y que si se elige un cemento adecuado, el material será muy raras veces la causa de fallas en una estructura de concreto. Pero el material de construcción no es el cemento, sino el concreto. Los miembros estructurales suelen producirse in situ y su calidad depende en forma casi exclusiva de la calidad de la-

mano de obra en los procesos de elaboración y colocación del concreto.

Por lo tanto, la disparidad en los métodos de producción del -- concreto y el acero es clara, y resulta evidente la importancia de controlar la calidad de los trabajos de concreto en la obra; de ahí que la supervisión del ingeniero en la obra es indispensable. El proyectista debe tener presentes estos hechos, pues un diseño cuidadoso e intrincado -- puede quedar viciado fácilmente si las propiedades del concreto real difieren de las postuladas en los cálculos del proyecto.

Así pues, ¿ qué es el buen concreto ? Existen 2 criterios -- globales: el concreto no sólo debe resultar satisfactorio en su estado endurecido, sino también en su estado fresco; residen en que su consistencia se preste a la compactación por medios convenientes, sin demasiados -- esfuerzos, y también en que la mezcla tenga cohesión suficiente con respecto al método de colocación utilizado, para que no se produzcan segregaciones y la consecuente falta de homogeneidad en el producto terminado.

El requisito primario habitual de un buen concreto en estado endurecido es una resistencia satisfactoria a la compresión. Esto va dirigido no tan sólo a garantizar la capacidad del concreto para soportar un esfuerzo compresivo prescrito, sino también a asegurar la presencia de muchas otras propiedades deseables en el concreto, relacionados con una alta resistencia.

3.1 Cemento

El cemento puede describirse como un material con propiedades - tanto adhesivas como cohesivas, las cuales le dan la capacidad de aglutinar fragmentos minerales para formar un todo compacto. Esta definición abarca una gran variedad de materiales de cementación.

Los cementos que se utilizan en la fabricación de concreto ---- tienen la propiedad de fraguar y endurecer con el agua, en virtud de que experimentan una reacción química con ella y, por lo tanto, se denominan cementos hidráulicos.

Los cementos hidráulicos están compuestos principalmente por silicatos y aluminatos de cal y pueden clasificarse, en general, como cementos naturales, cementos Portland y cementos aluminosos.

Nosotros haremos énfasis en el cemento Portland, que es uno de los materiales primordiales para la fabricación del concreto, el cual es utilizado en la construcción de las cortinas tipo gravedad.

Cemento Portland

El nombre de cemento Portland, concebido originalmente debido a la semejanza de color y calidad entre el cemento fraguado y la piedra de Portland -una caliza obtenida en una cantera de Dorset-, se ha conservado hasta nuestros días para describir un cemento obtenido de la mezcla minuciosa de materiales calcáreos de fierro, quemándolos a una temperatura de formación de clinckers y mezclando el clincker resultante. Esta es la definición actual del British Standard, el cual estipula también que nin-

gún otro material, fuera del yeso y el agua, puede ser adicionado después de la calcinación.

Fabricación del Cemento Portland

Se puede observar que el cemento Portland está compuesto principalmente por materiales calcáreos, tales como: caliza, alúmina y sílice, que se encuentran como arcilla o pizarra. También se utiliza marga, que es un material calcáreo-arcilloso.

El proceso de fabricación del cemento consiste en moler finamente la materia prima, mezclarla en un horno rotatorio de gran dimensión, a una temperatura de $1\ 300^{\circ}$ a $1\ 400^{\circ}$ C, a la cual el material se sintetiza y se funde parcialmente, formando bolas conocidas como clínker. El clínker se enfría y tritura hasta obtener un polvo fino; a continuación, se adiciona un poco de yeso y el producto comercial resultante es el cemento Portland que tanto se usa en todo el mundo.

La mezcla y la trituración de las materias primas pueden efectuarse tanto en húmedo como en seco; de aquí provienen los nombres de proceso "húmedo" o "seco". El método de fabricación a seguir depende, además de la naturaleza de las materias primas usadas.

Consideremos inicialmente el proceso húmedo. Cuando se emplea marga, este material se tritura finamente y se dispersa en agua en un molino de lavado, el cual es un pozo circular con brazos revolventes radiales con rastrillos, los cuales rompen los aglomerados de materias sólidas.

das. La arcilla también se tritura y se mezcla con agua, generalmente en un molino de lavado semejante al anterior. En seguida, se bombean -- las 2 mezclas de forma tal que se mezclen en proporciones determinadas y pasen a través de una serie de cribas. La lechada resultante fluye a es tanques de almacenamiento.

Si se emplea caliza debe barrenarse, triturarse generalmente en 2 trituradoras, una más pequeña que la otra y luego depositarse en un molino de bolas, con la arcilla dispersa en agua. Ahí se continúa el molido de la caliza hasta el grado de finura de harina y la lechada resultante se bombea a estanques de almacenamiento.

La lechada es un líquido de consistencia cremosa con un contenido de agua, entre un 35 y un 50%, y sólo una pequeña fracción del material, alrededor del 2%, es mayor que la malla (No. 170). Generalmente, hay varios tanques de almacenamiento en los cuales se guarda la lechada; la sedimentación de los sólidos suspendidos se impide mediante agitación mecánica o por burbujeo de aire comprimido. El contenido de cal de la lechada está determinado por la proporción de materiales calcáreos o arcillosos originales. Un ajuste final para obtener la composición química requerida puede efectuarse mezclando lechadas de diferentes tanques de almacenamiento, utilizando a veces un sistema complicado de tanques mezclados.

Finalmente, la lechada con el contenido de cal deseado pasa a un horno rotatorio, se deposita en el extremo superior del horno, mientras que se añade carbón pulverizado mediante la insuflación de un chorro de -

aire en el extremo inferior, donde la temperatura alcanza de 1 400° a -- 1 500° C. El carbón, que no debe tener un contenido demasiado alto de cenizas, merece una mención especial, puesto que se consumen hasta 350 Kg para fabricar una tonelada de cemento.

Es importante tener esto en cuenta al considerar el precio del cemento. En lugar de carbón se puede emplear petróleo o gas natural.

Cuando la lechada desciende dentro del horno, encuentra progresivamente mayores temperaturas. Primero se elimina el agua y se libera el CO_2 , posteriormente el material seco sufre una serie de reacciones químicas hasta que, finalmente en la parte más caliente del horno, un 20 a 30% del material se vuelve líquido y la cal, la sílice y la alúmina --- vuelven a combinarse. Después la masa se funde en bolas de diámetro que varían entre 3 y 25 mm conocidas como clincker. El clincker cae dentro de enfriadores de diferentes tipos que, a menudo, favorecen un intercambio de calor con el aire que después se usa para la combustión del carbón pulverizado.

El clincker frío, que es característicamente negro, reluciente y duro, se mezcla con yeso para evitar un fraguado relámpago del cemento. La mezcla se efectúa en un molino de bolas compuesto por diversos compartimientos, los cuales tienen bolas de acero cada vez más pequeñas.

Una vez que el cemento se ha mezclado satisfactoriamente, cuando alcanza a tener hasta 1.1×10^{12} partículas por kilogramo, está en condiciones para empacarse en los conocidos sacos de papel.

En los procesos seco y semisecho, las materias primas se trituran y adicionan en las proporciones correctas en un molino de mezclado, donde se secan y se reducen en su tamaño a un polvo fino. El polvo seco, llamado molido crudo, se bombea al silo de mezclado y se hace un ajuste final en la proporción de los materiales requeridos para la manufactura del cemento.

El grano molido y mezclado se pasa por una malla y se deposita en una cuba rotatoria llamada granulador. Simultáneamente, se agrega agua en una cantidad correspondiente a un 12% del peso del grano molido adicionado. De esta forma, se obtienen pastillas duras de alrededor de 15 mm de diámetro interior. Las pastillas se hornean en una rejilla de precalentamiento, mediante gases calientes del horno hasta endurecer. En seguida, las pastillas se meten al horno y las operaciones posteriores son las mismas que para el proceso de fabricación en húmedo, con la diferencia que el horno empleado en el proceso seco tiene dimensiones considerablemente menores. La cantidad de calor requerida es mucho más baja, puesto que hay que eliminar alrededor de sólo un 12% de humedad, aunque ya se ha utilizado previamente calor adicional para remover la humedad original de las materias primas (generalmente del 6 al 10%). El proceso es, por lo tanto, bastante económico, pero sólo si las materias primas están relativamente secas. En tal caso, el consumo total de carbón puede ser tan pequeño, como 100 kg por tonelada de cemento.

Las dificultades de control de mezclado seco han impedido hasta tiempos recientes un uso más amplio de este tipo de proceso.

Fraguado

Este es el término utilizado para describir la rigidez de la pasta del cemento. Hablando en forma aproximada, el fraguado se refiere a un cambio de un fluido a un estado rígido. Aunque durante el fraguado la pasta requiere de alguna resistencia, para efectos prácticos es conveniente distinguir el fraguado del endurecimiento, pues este último término se refiere al aumento de resistencia de una pasta de cemento fraguada.

En la práctica se utilizan los términos de fraguado inicial y fraguado final para describir etapas de fraguado elegidas arbitrariamente. El método para determinar estos tiempos de fraguado se mide usando un aparato de Vicat* con distintos accesorios de penetración.

El proceso de fraguado va acompañado por cambios de temperatura en la pasta del cemento; el fraguado inicial corresponde a un rápido aumento en temperatura y el final al máximo de temperatura.

Se le da el nombre de fraguado falso a una rigidez prematura y anormal del cemento, que se presenta dentro de los 2 primeros minutos después de haberlo mezclado con agua. Las principales causas se deben a los procesos químicos de hidratación.

* Ver tecnología del concreto - A.M. Neville, Tomo I, IMCYC, pág. 57.

Finura del Cemento

Debe recordarse el hecho de que una de las últimas etapas en la fabricación del cemento es la mezcla del clínker molido con el yeso. Puesto que la hidratación comienza sobre la superficie de las películas de cemento, el área superficial total del cemento constituye el material de hidratación. De este modo, la velocidad de hidratación depende de la finura de las partículas de cemento, por lo tanto, para un desarrollo rápido de la resistencia se precisa un alto grado de finura.

Podemos observar que la finura es una propiedad vital del cemento y tiene que someterse a un control cuidadoso.

Pruebas de las Propiedades Físicas del Cemento

La fabricación del cemento requiere de rigurosos controles, por lo tanto, se realizan diversas pruebas en los laboratorios de las fábricas de cemento para asegurar que éste posee la calidad deseada y está dentro de todos los requisitos de las normas de cada país. Sin embargo, -- puede convenir a un comprador o a cualquier laboratorio independiente hacer pruebas de aceptación o, lo que es más común, examinar las propiedades del cemento que va a ser utilizado para alguna aplicación especial.

A continuación, se dan los nombres de algunas pruebas prescritas por las normas británicas para cementos Portland ordinarios.

- Consistencia normal de la pasta

- Tiempo de fraguado
- Sanidad
- Resistencia del cemento

Haciendo énfasis en la última de las pruebas que se mencionaron, tenemos que:

La resistencia mecánica del cemento endurecido es la propiedad del material que posiblemente resulta más obvia en cuanto a los requisitos para usos estructurales. Por lo tanto, no es sorprendente que las pruebas de resistencia estén indicadas en todas las especificaciones del cemento.

La resistencia de un mortero o concreto depende de la cohesión de la pasta de cemento, de su adhesión a las partículas de los agregados y, en cierto grado, de la resistencia del agregado mismo. Esto último no se considera en esta etapa y se elimina en las pruebas de la calidad del cemento mediante el uso de agregados standard.

No se efectúan pruebas de resistencia en pastas de cemento puro, debido a las dificultades experimentales de moldeo que originarían una gran variación en los resultados. Para determinar la resistencia del cemento, se utilizan morteros de cemento-arena y, en algunos casos concretos, de proporciones determinadas, hechos con materiales específicos en condiciones estrictamente controladas.

Existen varias formas de pruebas de resistencia, como son: ten-

sión directa, compresión directa y flexión. Esta última determina, en realidad, la resistencia a la tensión por flexión porque, como es bien sabido, la pasta de cemento es considerablemente más resistente a la compresión que a la tensión.

Tipos de Cemento

Anteriormente hablamos de las propiedades del cemento Portland en general y hemos visto cómo cementos que difieren en sus características pueden mostrar diferentes propiedades. Así, debería ser posible seleccionar mezclas de materias primas para la producción de cementos con diversas propiedades deseadas.

A continuación, se enumeran los diferentes cementos Portland, junto con su equivalencia o nombre según normas americanas e inglesas:

<u>Descripción Inglesa</u>	<u>Descripción ASTM</u>
Portland ordinario	Tipo I
Portland de endurecimiento rápido	Tipo III
Portland de endurecimiento extra-rápido	
Portland de ultra-alta resistencia rápida	
Portland de bajo calor	Tipo IV
Cemento modificado	Tipo II
Portland resistente a los sulfatos	Tipo V
Portland de escoria de alto horno	Tipo IS
Portland blanco	
Portland puzolana	Tipo IP

Muchos de los cementos se han desarrollado para asegurar una buena duración del concreto sometido a una variedad de condiciones. Sin embargo, no ha sido posible encontrar en la constitución del cemento una respuesta completa al problema de durabilidad del concreto: las principales propiedades del concreto endurecido, como resistencia, contracción, permeabilidad, resistencia a la intemperie y fluencia, se ven afectados también por factores distintos de la constitución del cemento, aunque esto último determina, en gran parte, la rapidez del aumento en resistencia.

El obtener una propiedad especial del cemento puede significar características indeseables en otros aspectos. Por esta razón, el equilibrio de requisitos puede ser necesario y, asimismo, es preciso tomar en cuenta las consideraciones económicas de manufactura.

Los métodos de manufactura han mejorado constantemente con los años y ha habido un constante desarrollo de cementos que sirven para diferentes finalidades; con su correspondiente cambio en las especificaciones, tenemos que, para diferentes solicitaciones que tiene la obra y características particulares de clima, condiciones de carga, intemperismo, agentes y factores que intervienen en ella, se hacen una serie de especificaciones que deben de cumplir los diferentes tipos de cemento Portland. En consecuencia, se deben determinar los principales factores que intervienen en la obra, por lo que para lograr una durabilidad y estabilidad requeridas en la obra de cortinas de concreto, es necesario utilizar un cemento resistente al ataque químico, hidrolización y solubilidad en el agua y al intemperismo. Además, es preciso asegurar el máximo de resistencia mecánica y una mínima producción de calor de fraguado. Por lo --

que podemos decir que el cemento de bajo calor (tipo IV) de endurecimiento es el indicado para la construcción de grandes masas de concreto.

Cemento Portland de bajo calor (tipo IV).- Este tipo de cemento, como su nombre lo dice, genera menos calor que los otros tipos y más lentamente. Se inventó para reducir el agrietamiento que resulta de la gran elevación de temperatura y contracción subsecuente con descensos de temperatura que, en general, acompañan el uso de los cementos tipo I o tipo II en las estructuras gruesas de concreto. Además, el concreto en el que se usa el cemento tipo IV tiene una resistencia algo mayor al ataque de los sulfatos que el tipo I o el tipo II; desarrolla más lentamente su resistencia, pero tiene una resistencia igual con el tiempo (especialmente en el concreto en grandes masas).

Este desarrollo para que la resistencia sea más lenta se debe al bajo contenido de componentes de hidratación más rápida, como son: el silicato tricálcico (C_3S) y el aluminato tricálcico (C_3A), comparado con el cemento Portland ordinario, pero como se mencionó anteriormente, la resistencia final no se ve afectada. En cualquier caso para asegurar un aumento suficiente en resistencia, la superficie específica del cemento no debe ser menor de $320 \text{ m}^2/\text{kg}$.

Otro tipo de cemento con bajo calor de hidratación que se puede utilizar en este tipo de obras es el cemento Portland puzolánico.

Las puzolanas son a menudo más baratas que el cemento Portland que reemplazan, pero su ventaja principal estriba en la hidratación lenta;

esto reviste gran importancia en construcción masiva.

Aditivos.- Muy a menudo, en lugar de usar un cemento especial, se pueden modificar algunas de las propiedades del cemento común mediante el uso de un aditivo adecuado. Hay un gran número de productos; sus propiedades las describen ampliamente los productores, pero el funcionamiento exacto en cualquier concreto deberá ser cuidadosamente verificado antes de usarlo.

Los aditivos se clasifican de acuerdo al fin con que se usan en el concreto, existiendo para ello diversas normas, por ejemplo: aditivo - acelerante que ya ha sido muy probado (tipo C; según la clasificación de ASTM) se utiliza principalmente cloruro de calcio, aditivos reductores de agua (tipo A).

La nomenclatura es un poco confusa, pues la acción de los retardadores se refiere al fraguado del concreto, mientras que la aceleración se refiere al rápido desarrollo de resistencia, esto es al endurecimiento.

Existen también aditivos para otros objetivos, como acción fungicida, que inducen la inclusión de aire, exclusión de aire, impermeabilización, etc.

Una característica importante de los aditivos para concreto consiste en que se usan principalmente sobre bases de experiencia y pruebas adhoc; en general, no hay información teórica mediante la cual se pueda predecir el comportamiento en un concreto, en diversas circunstancias de-

trabajo. Sin embargo, se están realizando más estudios sobre aditivos.

3.2 Agregados

Puesto que el agregado ocupa, por lo menos, tres cuartas partes del volumen del concreto, no es de sorprender que su calidad revista considerable importancia.

El agregado se consideraba originalmente como un material inerte, que estaba disperso dentro de la pasta de cemento y cuya motivación era, sobre todo, económica. De hecho, el agregado no es realmente inerte y sus propiedades físicas y térmicas, y algunas veces también químicas, influyen sobre el comportamiento del concreto.

El agregado es más barato que el cemento y, por lo tanto, resulta económico poner en la mezcla un máximo de agregado y el mínimo posible de cemento. Pero la economía no es la única razón por la que se utiliza este material; el agregado confiere considerables ventajas técnicas al concreto, el cual tiene más estabilidad de volumen y mejor durabilidad que la pasta de cemento sola.

Existen factores muy importantes que nunca deben perderse de vista, que tienen gran influencia en las propiedades del concreto, como granulometría, tamaño máximo, limpieza de los agregados, etc.

Los agregados para el concreto, generalmente consisten en arena natural, grava, roca triturada, o en una mezcla de estos materiales. Se

trabajo. Sin embargo, se están realizando más estudios sobre aditivos.

3.2 Agregados

Puesto que el agregado ocupa, por lo menos, tres cuartas partes del volumen del concreto, no es de sorprender que su calidad revista considerable importancia.

El agregado se consideraba originalmente como un material inerte, que estaba disperso dentro de la pasta de cemento y cuya motivación era, sobre todo, económica. De hecho, el agregado no es realmente inerte y sus propiedades físicas y térmicas, y algunas veces también químicas, influyen sobre el comportamiento del concreto.

El agregado es más barato que el cemento y, por lo tanto, resulta económico poner en la mezcla un máximo de agregado y el mínimo posible de cemento. Pero la economía no es la única razón por la que se utiliza este material; el agregado confiere considerables ventajas técnicas al concreto, el cual tiene más estabilidad de volumen y mejor durabilidad que la pasta de cemento sola.

Existen factores muy importantes que nunca deben perderse de vista, que tienen gran influencia en las propiedades del concreto, como granulometría, tamaño máximo, limpieza de los agregados, etc.

Los agregados para el concreto, generalmente consisten en arena natural, grava, roca triturada, o en una mezcla de estos materiales. Se

considera que un agregado es, físicamente bueno si es suficientemente resistente y si es capaz de resistir los agentes del intemperismo, sin destruirse o descomponerse.

Obtención de los Agregados

Primeramente se definirá el tipo de agregados que se encuentran en el Banco de Materiales, así como su localización y distancia del sitio de la cortina. Se definen sus dimensiones y se especifica qué zona puede contener la grava y qué zona tiene arena, si es que existen los dos -- agregados, igualmente se determina la cantidad o espesor del banco de materiales que puede estar contaminado. Se muestrea el banco mediante la excavación de pozos para extraer las muestras representativas que serán sujetas a los análisis que se detallarán más adelante.

Se determinan igualmente las dimensiones del banco de materiales para ver la cantidad con que se cuenta y ver si es costeable explotarlo.

Clasificación General del Agregado

El tamaño del agregado usado en el concreto varía desde fracciones de milímetros hasta varios centímetros en sección transversal. En la fabricación de concreto de "baja graduación", se usan a veces agregados de depósito que contienen toda una variedad de tamaños, desde el más grande hasta el más pequeño, éste puede llamarse agregado de tamaño indiscriminado. La otra posibilidad, mucho más común, que se usa siempre en

la fabricación de concreto de buena calidad, consiste en obtener el agregado en 2 grupos de tamaños por lo menos. La principal división se hace entre el agregado fino, que a menudo se llama arena, cuyo tamaño no excede de 5 mm ó 3/16 pulgadas, y el agregado grueso, el cual comprende material de no menos de 5 mm.

Generalmente, se considera que la arena tiene un tamaño menor límite de alrededor de 0.07 mm o un poco menor. El material entre 0.06 mm y 0.002 mm se clasifica como limo y las partículas menores se denominan arcilla.

Todas las partículas de agregados proceden de una masa mayor, que pudo haberse fragmentado por procesos naturales de intemperismo y abrasión, o mediante la trituración artificial. Por lo tanto, muchas de las propiedades del agregado dependen de las propiedades de la roca original, tal es el caso de las propiedades químicas, la composición mineral, la descripción petrográfica, la densidad, la dureza, la resistencia, la estabilidad física y química, la estructura de poros, el color, etc. Por otra parte, algunas propiedades corresponden al agregado, pero no a la roca original: forma y tamaño de la partícula, textura superficial, absorción. Todas estas propiedades ejercen gran influencia en la calidad del concreto, ya sea fresco o endurecido.

Las pruebas de diversas propiedades de los agregados se lleva a cabo con muestras del material, por lo tanto, en un sentido estricto, el resultado debería aplicarse sólo al agregado utilizado en la prueba. Sin embargo, como nos interesa todo el lote recibido o en existencia de agre-

gado, necesitamos estar seguros de que la muestra es típica del promedio de propiedades del agregado. Una muestra así se llama representativa y para obtenerla se deben tomar ciertas precauciones.

Los agregados también se pueden clasificar de acuerdo a su composición mineralógica, describiendo los minerales más comunes o importantes que se encuentran en los agregados. La clasificación mineralógica ayuda a determinar las propiedades de un agregado, pero no ofrece ninguna base para predecir la actuación del concreto.

De igual manera los agregados naturales se clasifican según el tipo de roca.

Análisis Granulométrico de los Agregados

Este nombre se le da a la sencilla operación de dividir una muestra de agregado en fracciones, cada una compuesta de partículas del mismo tamaño. En la práctica, cada fracción contiene partículas de distintos tamaños dentro de límites específicos, los cuales consisten en las aberturas de las mallas experimentales standard.

Las mallas utilizadas para los agregados del concreto tienen -- aberturas cuadradas y sus propiedades deben ajustarse a las normas establecidas. Las mallas suelen describirse por el tamaño de la abertura (en pulgadas) para los tamaños grandes y por el número de aberturas por pulgada lineal para mallas menores que $1/8$ de pulgada.

Las mallas menores que 4 mm (0.16) se hacen normalmente de tela de alambre, aunque si se requiere este material puede utilizarse para mallas hasta 16 mm (0.62 pulgadas). La tela de alambre adecuada debe ser de bronce fosforado, pero en algunas mallas puede usarse también latón y acero blando.

Todas las mallas vienen montadas en marcos que pueden encajarse unos en otros. Por ende, es posible poner todas las mallas en una pila vertical, en orden de tamaño, con la malla de mayor abertura en la parte superior y el material retenido en cada malla, después de sacudir el agregado por todo el conjunto representará la fracción de material que es más gruesa que la malla inmediata superior.

Se usan marcos de 200 mm (8 pulgadas) de diámetro para tamaños de 5 mm (3/16 pulgadas) o menores y de 300 ó 400 mm (12 ó 18 pulgadas) de diámetro para tamaños de 5 mm o mayores. Puede recordarse que 5 mm (3/16 pulgadas) marcan la línea divisoria entre los agregados fino y grueso.

El resultado de un análisis en las mallas se comprende con facilidad mucho mayor si se representa gráficamente y, por esta razón, se utilizan mucho las gráficas de granulometría. Si se usa una gráfica, se puede determinar de un sólo vistazo si la granulometría de una muestra dada se conforma a las especificaciones, si es demasiado fina o demasiado gruesa, o si es deficiente en un tamaño particular.

En una gráfica de granulometría, las ordenadas representan el porcentaje acumulado que pasa la malla y las abscisas las aberturas de la

Requisitos de Granulometría.- Como la resistencia de un concreto totalmente compactado, con una relación agua-cemento dada, es independiente de la granulometría reviste importancia tan sólo en la medida en que afecta la trabajabilidad.

Se ha sugerido que los factores principales que rigen la granulometría deseada del agregado son: la superficie del agregado, que determina la cantidad de agua necesaria para humedecer todos los cuerpos sólidos; el volumen relativo ocupado por el agregado; la trabajabilidad de la mezcla; la tendencia a la segregación.

Para que una mezcla sea trabajable a un grado satisfactorio, debe cumplir con un requisito adicional: necesita contener una cantidad suficiente de material menor que una malla de 300 mm (No. 52). Como las partículas de cemento van incluidas en este material, una mezcla más rica necesita un menor contenido de arena fina que una mezcla pobre.

No cabe duda, que la granulometría del agregado es uno de los factores principales en la trabajabilidad de una mezcla de concreto. La trabajabilidad, a su vez, afecta las necesidades de agua y cemento, controla la segregación, tiene algunos efectos sobre el sangrado e influye en la colocación y el acabado del concreto. Estos factores representan características importantes del concreto fresco, y afectan también sus propiedades en estado endurecido: resistencia, contracción y durabilidad.

Por lo tanto, la granulometría reviste importancia vital en el proporcionamiento de mezclas de concreto, pero no se conoce totalmente su

papel exacto, en términos matemáticos y la comprensión de la actuación de este tipo de mezcla semilíquida de materiales granulares se encuentra todavía en estado imperfecto.

Debe recordarse, sin embargo, que en la práctica el agregado -- que existe en la localidad o a una distancia económica es el que tiene -- que usarse y, por lo general, este material producirá un concreto satisfactorio, si se procede con inteligencia y se tiene suficiente cuidado.

Algunas características de los agregados y métodos para determinar la calidad de éstos:

Forma y textura de las partículas.- Se puede considerar que -- las características externas de los agregados son importantes, en particular, la forma de la partícula y su textura superficial.

Una clasificación que se puede usar de acuerdo a su forma, es -- la siguiente:

- Muy redonda: sin caras originales
- Redonda: casi sin caras
- Subredonda: desgaste considerable, caras de área reducida
- Subangular: algún desgaste, pero caras intactas
- Angular: pocas señales de desgaste

La clasificación de la textura superficial se basa en el grado -- en que la superficie de una partícula es pulida o mate, suave o áspera; -

es preciso describir también el tipo de aspereza. La textura de la superficie depende de la dureza, el tamaño del grano y las características propias de la roca original, así como del grado en que las fuerzas que actúan sobre la superficie de la partícula han modificado sus características. La estimación visual de la aspereza es bastante confiable, pero a fin de evitar equivocaciones, conviene seguir la clasificación de alguna norma ya establecida y reconocida.

Parece ser que la forma y la textura del agregado ejercen gran influencia en la resistencia del concreto. La resistencia a la flexión se ve más afectada que la resistencia a la compresión, y los efectos de la forma y la textura revisten particular importancia en el concreto de alta resistencia.

No se conoce plenamente qué papel desempeñan la forma y la textura del agregado en el desarrollo de la resistencia del concreto, pero posiblemente la textura áspera produce una mayor fuerza de adhesión entre las partículas y la matriz de cemento. De igual modo, la mayor área superficial de un agregado angular significa que puede haber aumentado en la fuerza de adhesión.

Adherencia del agregado.- La adherencia entre el agregado y la pasta de cemento es un factor importante en la resistencia del concreto, especialmente la resistencia a la flexión, y el papel de la adherencia no se había podido entender hasta fechas recientes. La adherencia se debe, en parte, a la trabazón entre el agregado y la pasta por la aspereza de la superficie del primero. Cuando se emplean partículas trituradas

das, con una superficie más áspera, el resultado es una mejor adherencia; se obtiene también una buena adherencia con el empleo de partículas suaves, porosas y mineralógicamente heterogéneas. Generalmente, las partículas cuya textura superficial no permite penetración no producen una buena adherencia. Además, la adherencia es afectada por otras propiedades físicas y químicas del agregado, relacionados con su composición química y mineralógica.

Un exceso de partículas fracturadas, sin embargo, puede sugerir que el agregado es demasiado débil. Debido a que la resistencia de la adherencia depende de la pasta, así como de las propiedades de la superficie del agregado, dicha resistencia de adherencia aumentará con la edad del concreto; parece que la resistencia de adhesión a la resistencia de la pasta se eleva con el paso del tiempo.

Resistencia del agregado.- Se ve claramente que la resistencia a compresión de un concreto no puede ser mayor que la de la mayor parte del agregado que contiene. Es, sin embargo, difícil de probar la resistencia a la trituración del agregado por sí solo, y la información requerida, por lo general, tendría que obtenerse mediante pruebas indirectas: resistencia a la trituración de muestras de roca, valores de trituración de agregado a granel y comportamiento del agregado en el concreto.

La resistencia inadecuada del agregado representa un caso límite, porque las propiedades del agregado tienen influencia sobre la resistencia del concreto, aún cuando el agregado tenga suficiente resistencia propia para no fracturarse prematuramente. Si comparamos concretos he-

chos con diferentes agregados, podemos observar que la influencia del --- agregado en la resistencia del concreto, es cualitativamente la misma, -- cualesquiera que sean las proporciones de la mezcla, y lo es tanto bajo - compresión como bajo tensión. Es posible que la influencia del agregado en la resistencia del concreto se deba no únicamente a la resistencia mecánica del agregado, sino también en un grado considerable a sus características de absorción y adherencia.

En general, la resistencia y la elasticidad del agregado dependen de su composición, textura y estructura. Esto es, una baja resistencia puede ser debida a la debilidad de los granos constituyentes, o bien, el grano puede ser fuerte, pero no estar bien ligado o cementado.

Raras veces se determina el módulo de elasticidad del agregado; esto, sin embargo, no carece de importancia, pues el módulo de elasticidad del concreto es generalmente más alto a medida que aumenta el módulo de elasticidad del agregado que lo constituye, aunque esto depende también de otros factores. El módulo de elasticidad del agregado afecta también la magnitud de fluencia y contracción del concreto.

Algunas veces se determina por separado la resistencia de la -- muestra mojada y seca. El valor de la relación de la resistencia de la muestra húmeda a la seca mide el efecto de ablandamiento; si el efecto es alto, puede sospecharse poca durabilidad de la roca.

Densidad.- Puesto que el agregado generalmente contiene poros, tanto permeables como impermeables; el significado del término densidad -

tiene que ser cuidadosamente definido y, de hecho, hay varios tipos de densidad.

La densidad absoluta se refiere al volumen del material sólido que excluye todos los poros y puede, por lo tanto, definirse como la relación del peso del cuerpo sólido, referido al vacío, al peso de un volumen igual de agua destilada libre de gas, ambos valores tomados a una temperatura determinada.

Si el volumen del cuerpo sólido se mide incluyendo los poros impermeables, pero no los capilares, la densidad correspondiente lleva el calificativo de aparente. La densidad aparente es, entonces, la relación del peso del agregado secado en un horno a 100 - 110° C durante 24 horas al peso de agua, que ocupa el mismo volumen con todos los poros impermeables.

La densidad del agregado se usa en el cálculo de cantidades, pero el valor real de la densidad de un agregado no mide la calidad del agregado. El valor de la densidad no debe determinarse a menos que se esté experimentando con un material de carácter petrológico conocido en que una variación en la densidad sea un reflejo de la porosidad de las partículas. Pero se hace importante para el caso de construcciones masivas, como una cortina donde un peso específico mínimo del concreto es esencial para la estabilidad de la estructura.

Peso volumétrico.- El peso volumétrico claramente depende de cuán densamente se ha empacado el agregado, y de ahí se sigue que un mate

rial de una cierta densidad, el peso volumétrico dependerá del tamaño, la distribución y la forma de las partículas del agregado; las partículas de un mismo tamaño pueden empacarse sólo hasta un cierto límite, pero las de menor tamaño pueden caber en los huecos, y esto aumentaría el peso volumétrico del material empacado. La forma de las partículas afecta grandemente el grado de empaque que puede alcanzarse.

Para un agregado grueso de un peso específico dado, un peso volumétrico alto significa que hay menos huecos por llenarse con arena y cemento, y la prueba de peso volumétrico tiene que usarse como base para proporcionar las mezclas.

Porosidad y absorción del agregado.- La porosidad del agregado, su permeabilidad y su absorción tienen influencia en las propiedades del agregado, como la adherencia con el cemento, la resistencia del concreto al congelamiento y al deshielo, la estabilidad química y la resistencia a la abrasión. Como se dijo anteriormente, la densidad aparente del agregado depende de su porosidad y, en consecuencia, afecta el rendimiento del concreto para un agregado determinado.

Sustancias perjudiciales en el agregado.- Hay 3 categorías amplias de sustancias perjudiciales que pueden encontrarse en los agregados: impurezas, que interfieren en el proceso de hidratación del cemento; recubrimientos, que impiden el desarrollo de una buena adherencia entre el agregado y la pasta de cemento; y algunas partículas individuales que son en sí mismas débiles o inestables. Un agregado puede ser también total o parcialmente dañino, debido al desarrollo de reacciones químicas entre-

el agregado y los álcalis del cemento.

Las causas físicas, de cambios de volumen grandes o permanentes del agregado son el congelamiento y deshielo, los cambios térmicos a temperaturas sobre el punto de congelamiento y los estados mojados y secos sucesivos.

Se dice que el agregado es inestable, en este sentido, cuando las causas anteriores inducen cambios en volumen que resultan en deterioro del concreto. Estos daños pueden variar de descascaramiento locales, hasta agrietamiento extendido superficial y desintegración a una profundidad considerable, es decir, los efectos van de tan sólo un aspecto deficiente hasta una situación peligrosa, desde el punto de vista estructural.

Propiedades térmicas del agregado.- Hay 3 propiedades térmicas del agregado que pueden resultar importantes en el concreto: el coeficiente de expansión térmica, el calor específico y la conductividad térmica. Las dos últimas revisten importancias en el concreto masivo o cuando requierese aislamiento.

3.3 Agua

El agua para la mezcla y curado del concreto debe ser razonablemente limpia y libre de cantidades perjudiciales de limo, materia orgánica, álcali, sales y otras impurezas; las impurezas del agua pueden interferir con el fraguado del cemento, afectar adversamente la resistencia --

del concreto o causar manchas en su superficie y provocar, además, la corrosión del acero de refuerzo. Por estas razones, debe considerarse la cantidad conveniente de agua en relación con el mezclado y el curado.

Antes de usarla para el concreto, el agua de una corriente que lleve una cantidad excesiva de sólidos en suspensión, debe dejarse reposar en depósitos de decantación o debe clasificarse por cualquier otro procedimiento. Algunas veces se especifica un límite de turbidez de 2 000 partes por millón (p.p.m.) para el agua de mezcla. Si el agua clara no tiene sabor salado o desagradable, puede usarse para mezclar y curar concreto sin más pruebas.

3.4 Concreto

El Concreto es uno de los materiales de construcción más versátiles y durables. Está compuesto de arena, grava, roca triturada u otros agregados que se mantienen juntos entre sí por una pasta de cemento hidráulica y agua.

Una estructura debe construirse correctamente con concreto que sea lo suficientemente resistente para soportar las cargas de proyecto y que sea económica, no solamente en costo sino en función de todo el servicio que preste. Además de resistencia, el concreto debe tener las propiedades de manejabilidad y durabilidad.

La Manejabilidad se define como la facilidad con la que un grupo dado de materiales se puede mezclar para formar concreto y después ma-

nejarse, transportarse y colarse en la manera que pierda menos su homogeneidad. La Manejabilidad depende de las proporciones de sus elementos, así como de otras características individuales. El grado de Manejabilidad necesario para su colado correcto y consolidación está gobernado por las dimensiones y la forma de la estructura y por la separación y tamaño del refuerzo.

La prueba de revenimiento asociada al buen criterio que se desarrolla con la experiencia constituye medios para evaluar la manejabilidad del concreto.

La Durabilidad del concreto es aquella que puede soportar, en un grado satisfactorio, los efectos químicos y el desgaste.

Resistencia al Intemperismo.- La desintegración del concreto por intemperismo se debe principalmente al efecto destructor de la congelación y fusión, y a la dilatación y contracción cuando está confinado, que son resultados de las variaciones de temperatura y a las alternativas de humedad y sequedad. Se puede hacer un concreto que tenga muy buena resistencia a los efectos de estos agentes del intemperismo, si se da una atención cuidadosa a la selección de los materiales y a todas las fases de control de la obra, la adición intencional de pequeñas burbujas de aire ayuda mucho a mejorar la durabilidad del concreto.

Resistencia a la destrucción química.- Las causas comunes de destrucción química del concreto incluyen: afinidad álcali-agregado, a la que se debe que los álcalis del cemento reaccionen químicamente con los

elementos minerales constituyentes de los agregados del concreto; deterioro resultante del contacto con varios agentes químicos; y el ataque por los sulfatos, en los que las sales (principalmente los sulfatos dobles), que están presentes en el agua subterránea o en el suelo que queda en contacto con el concreto, atacan la pasta del cemento.

a) Pruebas para el Concreto

Prueba de Compresión.- Esta es una de las pruebas más frecuentes en la rama de la construcción.

El espécimen standard es un cilindro de 30 x 15 cm.

La máquina de falla tendrá una velocidad de aplicación de la carga de 1.5 a 3.5 kg/cm²/seg y deberá estar provista de dos bloques de apoyo de acero, uno de asiento esférico que se apoyará sobre la parte superior del espécimen y el otro es un bloque rígido sencillo sobre el que descansa el espécimen.

El diámetro del espécimen de prueba se deberá determinar con una aproximación de 0.1 cm, promediando dos diámetros medidos en ángulos rectos entre sí; este diámetro promedio se usará para calcular la sección transversal.

Al hacer fallar el espécimen se anota la carga máxima, el tipo de falla y la apariencia del concreto. Se calcula la resistencia a la compresión dividiendo la carga máxima entre el área de la sección trans-

versal promedio y el resultado se expresa con una aproximación de 1 kg/cm^2 .

Prueba de Revenimiento.- Esta prueba nos da una idea clara de la manejabilidad del concreto, así como de su grado de fluidez.

Se usa un cono truncado de diámetro de 10 y 20 cm y altura de 30 cm, se coloca el molde sobre una base horizontal y se vacían en él hasta llenarlo 3 capas de igual espesor de concreto, picando cada capa con 25 golpes con una varilla de $5/8''$.

Se saca cuidadosamente el molde hacia arriba, al faltarle apoyo a las paredes laterales de la revoltura, ésta cede y se empieza a asentar más o menos dependiendo de su fluidez. La diferencia entre la altura original y la altura de la pasta será el revenimiento obtenido.

El Revenimiento más usual para cortinas es el siguiente:

Fluidez de la Mezcla:	Seca		
Revenimiento en cm:	Min.	Máx.	Prom.
	0	8	4

Proporcionamiento.- El fin de todo proporcionamiento es el hacer un concreto resistente, durable y económico.

Los proporcionamientos se dan en peso, en volúmenes absolutos y en volúmenes aparentes, y para esto es necesario conocer los pesos volumétricos y pesos específicos de los materiales.

b) Efectos en las Propiedades del Concreto

Segregación.- La segregación puede definirse como la separación de los constituyentes de una mezcla heterogénea de modo que su distribución deje de ser uniforme. En el caso del concreto, la diferencia en tamaño de las partículas y la densidad de los constituyentes de la mezcla son las causas principales de la segregación, pero su magnitud puede controlarse escogiendo mediante la selección de granulometría adecuada y un manejo cuidadoso.

Hay dos formas de segregación, en la primera, las partículas gruesas tienden a separarse porque suelen desplazarse a lo largo de una pendiente o se asientan más que las partículas finas. La segunda forma de segregación ocurre particularmente en mezclas húmedas y se manifiesta por la separación de la lechada (agua-cemento) de la mezcla. Con algunas granulometrías cuando se usan mezclas pobres, el primer tipo de segregación puede ocurrir si la mezcla es demasiado seca; la adición de agua puede mejorar la cohesión de la mezcla, pero cuando la mezcla se vuelve demasiado húmeda se corre el riesgo de una segregación del segundo tipo.

El Sangrado es una forma de segregación en la cual una parte del agua de la mezcla tiende a elevarse a la superficie de un concreto recién colado. Esto se debe a que los constituyentes sólidos de la mezcla no pueden retener toda el agua cuando se asientan.

Una consecuencia del sangrado es que la parte superior de una porción de concreto puede volverse demasiado húmeda y si el agua queda --

atrapada por la siguiente capa de concreto, el concreto será poroso, débil y poco durable.

La tendencia al sangrado depende en gran parte de las propiedades del cemento. El sangrado disminuye al incrementarse la finura del cemento y se ve afectado también por ciertos factores químicos; hay menos sangrado cuando el cemento tiene un alto contenido de álcalis o cuando se añade cloruro de calcio.

Curado del Concreto.- A fin de obtener un buen concreto, la colocación de la mezcla apropiada debe ir seguida de un curado en un ambiente adecuado durante las etapas tempranas de endurecimiento. Curado es el nombre que se da a los procesos para promover la hidratación del cemento y consiste en controlar la temperatura y los movimientos de humedad hacia adentro y afuera del concreto.

Más específicamente, el objeto del curado es mantener el concreto saturado, o tan saturado como sea posible, hasta que el espacio de la pasta fresca de cemento que originalmente estaba llena de agua, se llene al tamaño deseado con los productos de la hidratación del cemento. En el caso del concreto en la obra, el curado activo casi siempre cesa mucho antes de que haya tenido lugar la máxima hidratación posible.

Inclusión de aire.- Excepto por lo que toca a la resistencia a la compresión, todas las propiedades del concreto incluyendo la manejabilidad, durabilidad, permeabilidad, contracción al secarse, exudación, etc., se mejoran mucho por la inclusión intencionada de 2 a 6% de aire; la can-

tividad óptima depende del tamaño máximo del agregado usado. También se obtienen beneficios adicionales que consisten en la disminución del agua y del cemento necesario, y aumenta la facilidad en su acabado.

3.5 Concretos Masivos

El concreto masivo se define como cualquier volumen de concreto con dimensiones suficientemente grandes para ameritar que se tomen medidas para soportar la generación de calor de hidratación del cemento y el concurrente cambio de volumen, a fin de evitar o reducir al máximo el agrietamiento.

Por lo anterior, es importante combinar los materiales de manera que la mezcla resultante no exceda el límite de temperatura determinado como permisible y que, sin embargo, cumpla con los requerimientos de resistencia y durabilidad establecidos. En algunos casos, pueden requerirse dos mezclas: un concreto masivo interior y un concreto exterior que resista las diversas condiciones de la exposición, por lo cual se deben tomar en cuenta en el diseño de la mezcla, los efectos que ejerce la temperatura sobre las propiedades del concreto.

El diferencial de temperatura entre el interior y el exterior del concreto, generado por las reducciones en las condiciones de temperatura del medio ambiente, puede causar agrietamiento en las superficies expuestas. Además, a medida que el concreto alcanza su temperatura máxima y se establece el subsecuente enfriamiento, se inducen esfuerzos de tensión debidos a dicho enfriamiento.

El agrietamiento térmico en estructuras masivas puede reducir la vida de servicio de una estructura, propiciando un deterioro prematuro o la necesidad de mantenimiento excesivo; asimismo, cabe señalar que la selección de las proporciones adecuadas para la mezcla es sólo un medio para controlar la elevación de la temperatura.

La proporción adecuada de los componentes para lograr que la mezcla de concreto tenga las propiedades deseadas requiere una evaluación de los materiales que van a emplearse.

Los materiales aglutinantes para trabajos de concreto masivo pueden consistir en cemento Portland o una combinación de cemento Portland y puzolana.

La hidratación del cemento Portland es exotérmica, es decir, el calor se genera durante la reacción del cemento con el agua. La cantidad de calor producida está en función de la composición química del cemento.

El cemento tipo II es el empleado más comúnmente en concretos masivos, ya que es un cemento de calor moderado; cuando se emplea con un aditivo puzolánico, el calor generado por la combinación del tipo II y la puzolana es comparable al del tipo IV, pueden especificarse requerimientos opcionales del calor de hidratación para el cemento tipo II.

La edad del concreto para alcanzar el f_c' es 90 días o más, dado que la estructura no va a estar sujeta a cargas tempranas.

Una temperatura inicial baja de colado comúnmente empleada en trabajos de concretos masivos, generalmente reducirá la velocidad de hidratación del concreto y el calor inicial generado.

La finura del cemento también afecta el grado de calor de hidratación, sin embargo, tiene poco efecto sobre el calor inicial generado, los cementos finos producen calor con más rapidez que el cemento grueso durante su edad temprana, siendo iguales todas sus otras propiedades.

Los cementos hidráulicos compuestos de cemento Portland y escoria de altos hornos o puzolanas pueden emplearse con buenos resultados en el concreto masivo. Del empleo de las puzolanas se han derivado importantes beneficios económicos y destinados a controlar el ascenso en la temperatura.

Las puzolanas se definen como un material silíceo o silíceo y aluminico, que por sí mismo posee poco o ningún valor aglutinante, pero que finamente dividido y en presencia de humedad reacciona químicamente con el hidróxido de calcio a temperaturas comunes para formar compuestos que poseen propiedades aglutinantes.

Entre las puzolanas existen algunas tierras diatomáceas, hornos opalinos y pizarras, cenizas volcánicas o piedra pómez, cualquiera puede o no ser procesada por calcinación, así como otros materiales diversos que requieren calcinación para inducir propiedades satisfactorias, como algunas arcillas y esquistos. La ceniza volante, residuo finamente que resulta de la combustión del carbón triturado o en polvo y que se des

plaza de la cámara de combustión por medio de los gases de escape, también es una puzolana.

La utilización de puzolanas en el concreto masivo proporciona un sustituto parcial del cemento con un material que genera mucho menos calor a edades tempranas. La cantidad de calor que genera a edad temprana una puzolana puede estimarse conservadoramente entre el 15 y 50% del de un peso equivalente de cemento.

Los efectos de la puzolana sobre las propiedades según el tipo y la finura, las características químicas, mineralógicas y físicas de la puzolana, la finura y composición del cemento y de la relación cemento-puzolana.

La proporción cemento-puzolana depende de la resistencia deseada a determinada edad.

Con respecto a los agregados, debe considerarse un agregado de tamaño máximo nominal hasta de 6", siempre que el agregado de tamaño grande esté disponible, sea económico y lo permitan las condiciones del colado.

Puesto que el agregado grande proporciona menos superficie para ser cubierta con pasta de cemento, puede efectuarse una reducción en la cantidad de cemento y agua para la misma relación agua-cemento.

La proporción de agregado fino en el concreto masivo depende de la granulometría combinada final del agregado grueso, del módulo de finura

del agregado fino y de la cantidad de material aglutinante.

Al dosificar el concreto masivo debe considerarse el empleo de aditivos. Los dos aditivos que se emplean con más frecuencia en el concreto masivo son los de inclusión de aire y los de reducción de agua.

Más que por cualquier otra razón, la inclusión de aire en el concreto masivo es necesaria para incrementar la trabajabilidad de las mezclas de concreto pobre. La inclusión de aire en el concreto masivo, como en los demás concretos, permite una notable mejoría en cuanto a trabajabilidad, fluidez y durabilidad; así como una reducción de segregación y sangrado.

La reducción de segregación y sangrado y de agua permite una reducción proporcional en el contenido del cemento.

Asimismo, ciertos reductores de agua tienden a mejorar la movilidad del concreto y su respuesta a la vibración particularmente en muestras que contienen agregados grandes.

El objetivo de dosificar el concreto masivo es el de controlar la generación de calor y el ascenso en la temperatura, satisfaciendo al mismo tiempo los requerimientos de resistencia y durabilidad.

Las propiedades de resistencia y durabilidad están regidas por la relación agua-cemento.

En cortinas tipo gravedad puede emplearse una mezcla en la cara exterior con un contenido adicional de cemento para proporcionar la durabilidad requerida.

3.5.1 Control de Agrietamiento en Concreto Masivo

Generalidades

Es posible prevenir el agrietamiento causado por temperatura en una masa de concreto, si se toman las medidas para reducir la cantidad y el ritmo de cambio de temperatura. Las medidas que se utilizan con más frecuencia incluyen preenfriamiento, posenfriamiento o una combinación de ambos; recientemente se ha usado el aislamiento térmico para proteger las superficies expuestas. El grado necesario de control de temperatura para evitar el agrietamiento varía, en gran parte, de acuerdo con factores, tales como: la localización, la altura y el espesor de la estructura, el tipo de agregado, las propiedades del concreto y las restricciones externas.

La localización de la estructura afecta el grado de control de temperatura que será necesario. Por lo general, en latitudes altas, las variaciones diarias de temperatura son mayores que en latitudes bajas. A menudo, las variaciones de la temperatura ambiente en latitudes altas pueden ser suficientes para causar grietas en superficies expuestas. Estas grietas superficiales continúan hacia el interior, con casi la mitad del esfuerzo necesario para causar agrietamiento interno.

En el caso de una Cortina los efectos de la altura incrementan la necesidad de un control sobre las grietas. Si la Cortina es muy alta, el cálculo de esfuerzos será alto y se usará más cemento para proporcionarle el factor necesario de seguridad. Esto produce mayor generación de calor y una tendencia a mayor temperatura interna. Del mismo modo, una Cortina más alta tendrá mayores dimensiones horizontales, las que causarán mayor restricción, así como la necesidad de tener un control más estricto sobre la temperatura.

Las propiedades del concreto influyen en el problema del control de grietas. Los concretos difieren en la cantidad de deformación a la tensión que puede soportar antes de agrietarse. Para la deformación que se aplica en forma rápida, los dos factores que rigen la capacidad de deformación son el módulo de elasticidad y la resistencia a la tensión.

Otra propiedad importante del concreto es el coeficiente de expansión térmica. La cantidad de deformación que puede producir un cambio de temperatura es directamente proporcional al coeficiente de expansión térmica del concreto.

El grado de control de grietas necesario para la segura eliminación de juntas, puede variar de cero absoluto para una Cortina construída en el Ecuador con agregados adecuados y cuyo procedimiento es muy costoso, en un lugar en que las variaciones de temperatura sean grandes y en donde los agregados tengan altos módulos de elasticidad y alta expansión térmica. En este último caso, actualmente en la práctica se utiliza tanto el preenfriamiento como el posenfriamiento.

Existen dos procedimientos que pueden utilizarse para proporcionar seguridad contra el agrietamiento. El primero es modificar los materiales y el proporcionamiento de la mezcla, para producir un concreto que tenga la mayor resistencia al agrietamiento o la mayor capacidad de deformación a la tensión. Esto puede requerir una selección cuidadosa de los agregados, usando el contenido mínimo de cemento para la matriz del concreto disminuyendo el tamaño máximo del agregado o usando otros procedimientos especializados. El segundo procedimiento para prevenir agrietamientos consiste en controlar los factores que producen deformaciones por tensión. Esto puede significar preenfriamiento, posenfriamiento, aislamiento (y posiblemente calentamiento) de las superficies expuestas del concreto durante clima frío y evitar al mínimo las deformaciones.

Control de Agrietamiento

Algunas de las condiciones que facilitan la prevención de grietas son:

1. Un concreto con gran capacidad a la deformación por tensión.
2. Variaciones pequeñas de temperatura diaria y temporal.
3. Bajo contenido de cemento (permitido para el cálculo con bajos esfuerzos).
4. Cemento de baja generación de calor.
5. Bloques cortos.
6. Ritmo lento de construcción cuando no se usa enfriamiento.
7. Bajo grado de restricción, como en el caso de cimentación controlable o en partes de la estructura alejada de las restric-

ciones de la cimentación.

8. Alta temperatura promedio anual.
9. Ausencia de generadores de esfuerzos, tales como galerías.
10. Baja temperatura de colado.

En primer lugar, se deberá hacer un intento para producir un concreto con gran capacidad a la deformación por tensión. Esto podrá significar tener que limitar el tamaño máximo del agregado a un determinado valor, menor al que se considera más económico. Cuando se tengan disponibles varios bancos de agregados económicos, deberá darse preferencia al que tenga mayor resistencia a las grietas; por lo general, éste será un material triturado de baja expansión térmica y bajo módulo de elasticidad.

Las características de producción de calor del cemento representan un papel importante en la elevación de la temperatura. El cemento tipo II (de calor mejorado) ASTM deberá usarse para construcciones con concreto masivo al igual que el cemento tipo IV de bajo calor que es más recomendable, pero no se tiene gran disponibilidad de éste. Las puzolanas pueden utilizarse para sustituir una parte del cemento y reducir así la temperatura máxima debida al calor por la hidratación. En algunos casos, hasta 35% o más de cemento puede sustituirse por una cantidad igual de puzolana adecuada y seguir con la misma resistencia a los 90 días o a un año.

Deberá usarse el mínimo contenido de cemento permitido para obtener la resistencia y durabilidad especificadas, para reducir el calor de hidratación y consecuentes esfuerzos térmicos y deformaciones.

Por lo general, una reducción en el contenido de agua del concreto permite una correspondiente reducción en el contenido de cemento. El concreto con menos agua y menos cemento es superior por dos razones: sufre menos cambios de temperatura y menor contracción por secado. El contenido mínimo de agua puede lograrse con medidas como el uso de vibradores poderosos que permiten un bajo revenimiento, por medio de aditivos reductores de agua y colando el concreto a baja temperatura.

El preenfriamiento del concreto durante su producción y el posenfriamiento por el sistema de tubos incrustados, después de haber sido colado, son medidas especiales muy efectivas.

Una medida conveniente es la de poner concreto resistente al agrietamiento en los extremos (lados y parte superior). Aun cuando el concreto resistente al agrietamiento, puede ser muy costoso como para utilizarlo en toda la estructura, puede utilizarse en forma limitada sin que esto tenga serias repercusiones económicas.

Ya que la mayoría de las grietas se originan en los extremos, si se toma esta medida se puede lograr que la estructura completa quede libre de grietas.

El aislamiento térmico de superficies expuestas a climas fríos puede proteger al concreto del agrietamiento si se usa en cantidad suficiente, y si se deja en el lugar durante el tiempo adecuado.

Es posible que, en climas extremos en los que se requiera gran

cantidad de aislamiento durante los meses más fríos, sea necesario quitar el aislamiento por etapas a medida que se acercan los meses calurosos. - Las temperaturas interiores del concreto que se encuentran justo bajo aislamiento, deberá dejarse que se aproximen lentamente a la temperatura ambiente. Esto evitará la creación de choques térmicos que, a su vez, produzcan agrietamientos en la superficie, con una probable propagación hacia el interior del concreto.

Datos Típicos

Propiedades Térmicas del Concreto.- La difusividad Térmica y la expansión Térmica son importantes en el control del agrietamiento debido al cambio de temperatura.

Fluencia del Concreto.- La fluencia puede definirse como la deformación continua del concreto bajo esfuerzos sostenidos. Es difícil medir la fluencia del concreto a tensión, por lo tanto, la fluencia medida en compresión se supone que es la misma a la tensión.

Cambio Autógeno de Volumen.- El cambio autógeno de volumen es la expansión o contracción del concreto debida a otras causas que no sean: cambio de temperatura, humedad o esfuerzo. Por lo tanto, es una expansión o contracción autoinducida. La expansión puede ser útil en la prevención de grietas, pero una contracción incrementa la tendencia al agrietamiento.

Capacidad de Deformación a la Tensión.- La capacidad de defor-

mación se determina en pruebas bajo carga rápida y lenta para simular cambios rápidos y lentos de la temperatura en el concreto.

Controles de Construcción y Especificaciones Básicas

Los controles de construcción y las especificaciones para concreto masivo deben ser tales que las estructuras resulten seguras, económicas, duraderas y de apariencia agradable. Cada uno de estos requisitos afecta, a su vez, la resistencia al agrietamiento. La seguridad se obtendrá si el concreto tiene suficiente resistencia y continuidad (ausencia de grietas). La economía dependerá de hechos, tales como: la mejor selección de los agregados, del control adecuado pero no excesivo de la temperatura, del bajo contenido de cemento, etc. La durabilidad dependerá de la calidad del concreto, de las condiciones de exposición y carencia de reacciones químicas deteriorantes. La apariencia agradable, la ausencia de grietas y manchas, la ausencia de escurrimientos y deslavados, etc., se obtendrá mediante una buena mano de obra.

Selección del Agregado.- Si el agregado natural disponible cerca del lugar tiene condiciones desfavorables para la prevención del agrietamiento, podría recurrirse al trituramiento del mismo, para aumentar su resistencia al agrietamiento y que reditúe beneficios económicos por su consecuente ahorro en el control de la temperatura. Cuando el trituramiento es ventajoso o necesario, deberá escogerse una piedra que cuente con las propiedades más favorables. Esta piedra deberá tener un bajo coeficiente de expansión térmica, un bajo módulo de elasticidad y deberá producir partículas de buena forma y textura superficial. Factores que son im

portantes para aumentar la resistencia del concreto al agrietamiento.

Contenido de Agua.- Una reducción en el contenido de agua de un concreto permite una correspondiente reducción del contenido de cemento. El concreto que tiene menos agua y menos cemento es superior en muchos aspectos: sufre menos cambios de temperatura, menos contracción por secado y, por consecuencia, es más duradero y más resistente a las grietas.

Uso de Puzolanas.- En casi todas partes se encuentran disponibles buenas puzolanas, como la ceniza volante, y pueden usarse para sustituir una parte del cemento. Esto puede dar como resultado un ahorro monetario considerable y, lo que es más importante, se podrá reducir así la generación de calor y mejorar la resistencia contra el agrietamiento.

Durabilidad.- La durabilidad del concreto está íntimamente relacionada con sus condiciones de exposición. En climas tropicales, por ejemplo, puede no haber influencias deteriorantes que actúen en el concreto, con excepción del concreto que esté sujeto a flujo de agua a alta velocidad.

En donde el clima es severo, de tal manera que haya mucha congelación y deshielo en invierno, la relación agua-cemento del concreto superficial deberá ser menor que la necesaria para la resistencia. La inclusión de aire es obligatoria.

CAPITULO IV CRITERIOS DE DISEÑO

4.1 Determinación de la Altura Estructural

Una cortina tipo gravedad es aquella cuya estabilidad frente a las fuerzas externas actuantes sobre ella, se debe fundamentalmente a su peso propio.

Se entiende por cortina, una estructura que se coloca atravesada en el lecho de un río, como obstáculo al flujo del mismo, con el objeto de formar un almacenamiento o una derivación.

La altura estructural de una cortina de concreto se define como la diferencia en elevación entre la corona de la cortina y el punto inferior en la superficie de desplante, sin incluir dentellones o trincheras.

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

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

La altura hidráulica de una cortina estará formada por la suma-

de las alturas correspondientes a la capacidad de azolve más la de aprovechamiento, o sea,

$$Hh = h1 + h2$$

y la altura total de la cortina será

$$H = h1 + h2 + h3 + h4$$

en donde

$h1$ = altura correspondiente a la capacidad para azolves o capacidad muerta en su caso

$h2$ = altura correspondiente a la capacidad para aprovechamiento

$h3$ = altura correspondiente al superalmacenamiento

$h4$ = altura correspondiente al bordo libre

Ver figura 4.1.

De la figura, podemos definir:

NAME = Nivel de aguas máximo extraordinario

NAMO = Nivel de aguas máximo ordinario

NAMIN = Nivel de aguas mínimas

Capacidad de Azolves

Es un volumen perdido destinado a la acumulación de los azolves, que lleguen al vaso durante la vida útil de la obra.

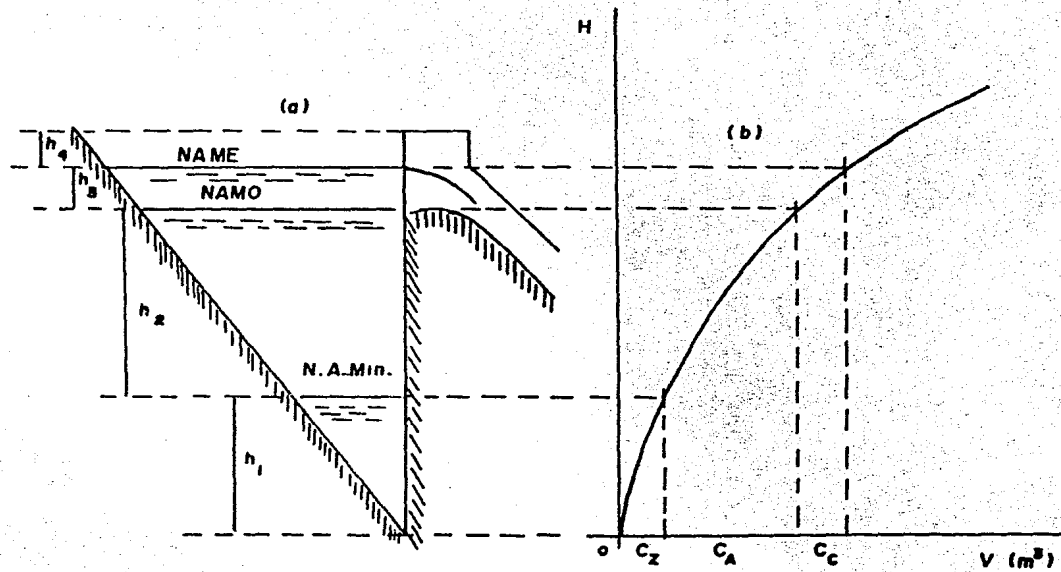


FIG. 4.1 Curva Elev-cap.

Capacidad Muerta

Es la capacidad que se encuentra por abajo del NAMIN.

El NAMIN es una elevación tal que permita hacer los desfogues - adecuadamente.

Capacidad Util

Es el volumen destinado a regularizar los escurrimientos aprovechables de una corriente. Está limitado por el NAMIN y el NAMO.

Esta capacidad útil se determina mediante el análisis de funcionamiento de vaso.

Capacidad de Control

Es el volumen que se destina a la regularización de los escurrimientos producidos por avenidas.

La capacidad de control se determina con el análisis de tránsito de avenidas.

Bordo Libre

Es la distancia vertical que existe entre el NAME y la corona de cortina. Se preve esta distancia para que el oleaje del vaso no inva-

da la corona y a la larga ponga en peligro la estabilidad de la cortina.

Existen diferentes criterios para calcular el bordo libre.

CÁLCULO DE LAS CAPACIDADES DE UN VASO

4.1.1 Capacidad de Azolves

$$C_{az} = V \alpha$$

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 muestreo en el río en estudio

4.1.2 Capacidad Util

Análisis de funcionamiento del vaso, consiste en la simulación de las entradas, salidas y almacenamientos del vaso en un cierto período de tiempo.

El modelo de simulación se basa en la ecuación de continuidad que expresada en volumen:

$$\text{Vol. entradas} = \text{Vol. salidas} + \Delta \text{ Almacenamiento}$$

Entradas:

I: Vols. escurridos por ríos u otras aportaciones

Salidas:

D: Vols. demandados

E: Vols. evaporados en el vaso

F: Vols. infiltrados en el vaso y boquilla. Por lo general, se desprecian.

S: Vols. derramados por el vertedor

Vi: Vol. de almacenamiento al inicio del Δt

Vf: Vol. de almacenamiento al final del Δt

La ecuación se puede escribir:

$$I = D + E + S + (V_f - V_i)$$

donde
$$E = e \frac{(A_i + A_f)}{2}$$

e = lámina de evaporación neta (mm)

$$e = K E_p - P$$

K = cte. del evaporímetro (0.7 a 0.8)

E_p = evaporación medida (mm)

P = precipitación (mm)

A_i = área del embalse al inicio del Δt

A_f = área del embalse al final del Δt

Considerando la ecuación queda:

$$\underbrace{I + V_i - D - \frac{e A_i}{2}}_{M_1} = \underbrace{V_f + \frac{e A_f}{2} + S}_{M_2}$$

Que es la ecuación de funcionamiento de vaso, donde los términos del primer miembro son conocidos y los del segundo desconocidos al inicio del Δt .

Esta ecuación se resuelve por tanteos, suponiendo un V_f , hasta que se cumpla la igualdad. Por lo tanto, el proceso es iterativo.

Información necesaria:

a) Curva elevación-áreas-capacidades del vaso, se obtiene a partir de un plano topográfico por cubicación.

Sirve para conocer el área del embalse A , en función del almacenamiento V o de la elevación del embalse.

b) Entradas mensuales al vaso I , son los volúmenes, en forma mensual, que entran al vaso por ríos y otras aportaciones.

c) Demandas D , son los volúmenes mensuales que tienen que satisfacer la presa para los fines a que se destinó.

Para abastecimientos de agua potable a poblaciones:

La cantidad de agua necesaria para abastecer a una población se obtiene de la expresión siguiente:

$$V = De P \ 365 \ (\text{litos})$$

donde:

D_e = dotación específica en lts/hab/día

P = población a servir

V = Vol. anual en litros

La población a la que se va a servir se calcula de acuerdo con leyes de incremento demográfico, teniendo en cuenta factores sociales y de desarrollo industrial.

Para la determinación del agua requerida para riego, las demandas son función de los cultivos (uso consuntivo).

Por uso consuntivo o evapotranspiración se designará la suma de los volúmenes de agua utilizados por las plantas, evaporados por la superficie del suelo.

El uso consuntivo varía con la temperatura, la duración del día y la humedad disponible.

Multiplicando la temperatura media mensual (t) por el porcentaje mensual de horas del día con relación a los del año (p), se obtiene un factor mensual de uso consuntivo (f).

La expresión matemática en sistema métrico:

$$u = k f$$

$$\text{y } U = \text{suma de } k f = KF$$

en donde:

u = uso consuntivo mensual mm

U = uso consuntivo (o evapotranspiración) por período de desarrollo

$$f = \frac{45.7t + 813}{100} \quad p = \text{factor mensual}$$

de uso consuntivo en sistema métrico

t = temperatura media mensual en grados centígrados

p = porcentaje mensual de horas del día en relación con las del año

F = suma de los factores mensuales del uso consuntivo para el período considerando (suma de los productos de la temperatura media mensual y de los porcentajes mensuales de horas del día con relación a las del año)

K = coeficiente empírico del uso consuntivo

Para el caso del agua que se requiere en una planta hidroeléctrica, la potencia efectiva en KW estará dada por la ecuación

$$P_e = 8.2 QH \text{ (KW)}$$

donde:

Q = gasto de flujo en m^3/seg

H = carga bruta de trabajo en m

Con la expresión anterior se obtiene la relación entre una potencia dada y el producto QH .

4.1.3 Capacidad de Control

El tránsito de avenidas permite revisar la capacidad de control (sobrealmacenamiento).

Consiste en la simulación del paso de una onda de avenida por un vaso que controla las descargas mediante un vertedor de dimensiones conocidas o supuestas.

El modelo de simulación se basa en la ecuación de continuidad que establece para un intervalo de tiempo:

$$\text{Vol. entrada} = \text{Vol. de salida} + \Delta \text{ Almacenamiento}$$

Desarrollando la ecuación de continuidad para

$$\frac{(I_i + I_f)}{2} \Delta t = \frac{(S_i + S_f)}{2} \Delta t + V_f - V_i$$

donde:

I_i = gasto de entrada al vaso al inicio del Δt

I_f = gasto de entrada al vaso al final del Δt

Δt = intervalo de tiempo

S_i = gasto de salida por el vertedor al inicio del Δt

S_f = gasto de salida por el vertedor al final del Δt

V_i, V_f = volumen inicial y final del sobrealmacenamiento -

(éste se encuentra a partir del NAMO)

$$Q = CLH^{3/2}$$

donde:

Q = gasto de descarga

C = constante del vertedor

L = longitud de la cresta vertedora

H = carga sobre la cresta

4.1.4 Bordo Libre

Es una magnitud en metros que mide el desnivel entre el NAME y la corona de la cortina. Es función de:

Marea de viento

Oleaje de viento

Pendiente y características del paramento mojado

Factor de seguridad

La marea de viento es la sobreelevación del agua arriba del nivel de aguas tranquilas, debida al arrastre provocado por el viento en el sentido del mismo.

La determinación de la marea del viento en metros se puede determinar con la ecuación:

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

donde:

F = fetch efectivo en km

V = velocidad del viento en km/hr (a 7.5 m de altura -
sobre el nivel del agua)

D = profundidad media del vaso en m.

El efecto del oleaje de viento es una función de la altura de la ola H_o .

En la Fig. 4.2 aparece el diagrama propuesto por Saville para determinar la altura de la ola significativa h_s que, para efectos de cálculo, se puede suponer como igual a H_o . En la figura aparece la relación propuesta por Saville entre el fetch en km, la velocidad del viento en km/hr y el período T de la ola en segundos.

Con el valor de T obtenido en la Fig. 1.4*, se puede encontrar la longitud aproximada de la ola L_o , medida de cresta a cresta.

$$L_o = 1.57 T^2$$

en donde:

T está dado en segundos y

L en metros

En la Fig. 1.5** se pueden obtener los valores relativos de remonta je de la ola R/H_o , función de sus características H_o/L_o , la pendiente del parámetro mojado y el acabado de dicho parámetro

* Obras Hidráulicas. Francisco Torres H., pág. 19.

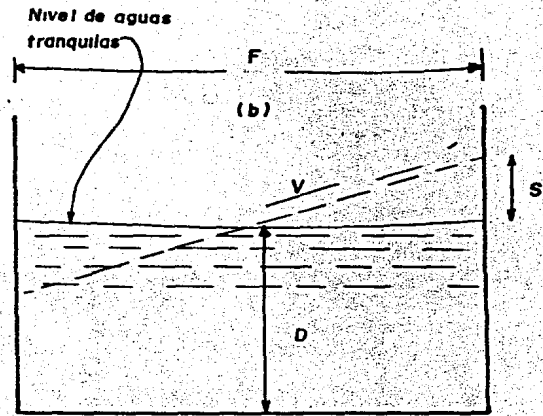
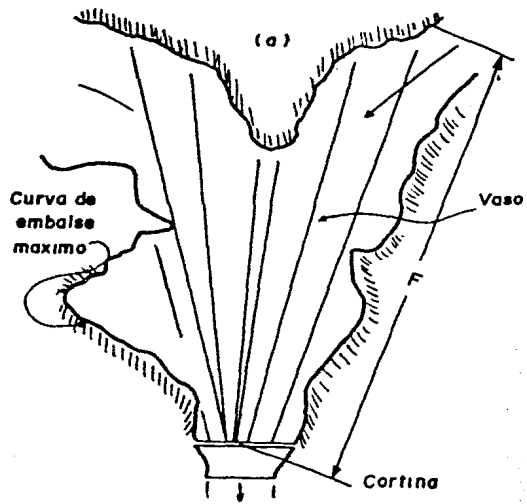


FIG 4.2

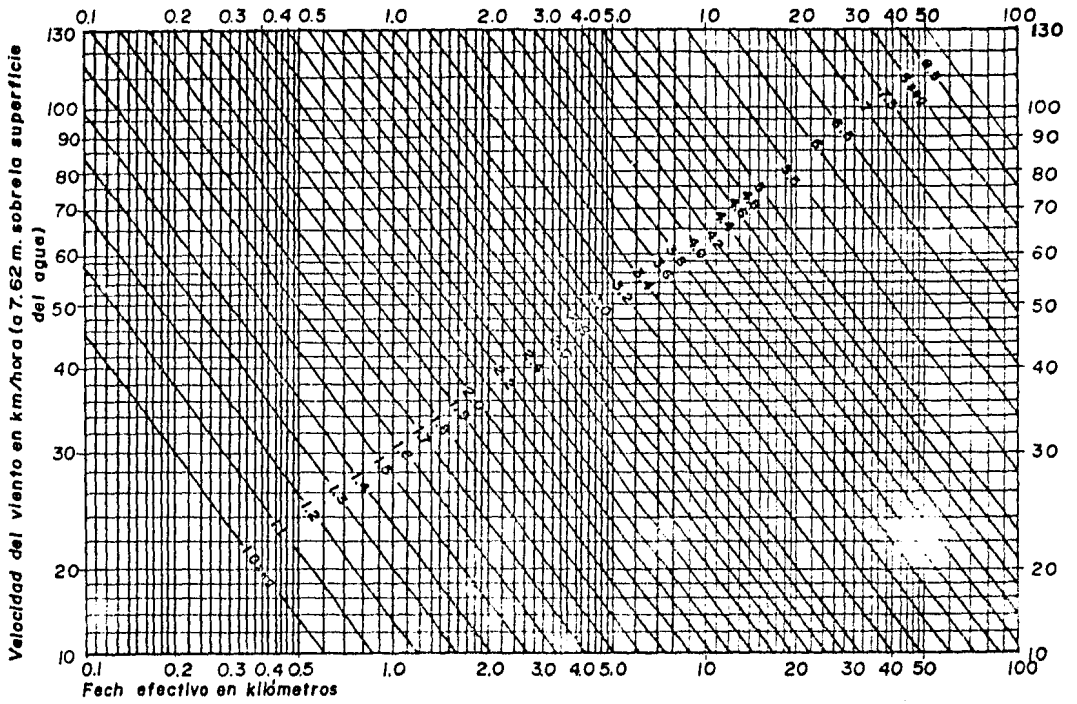


FIG. 1.4 Diagrama para determinar el periodo máximo de la ola en función de la velocidad del viento y del fetch.

Fig. 1.4 Obras Hidráulicas.

Fco. Torres H. pág. 19

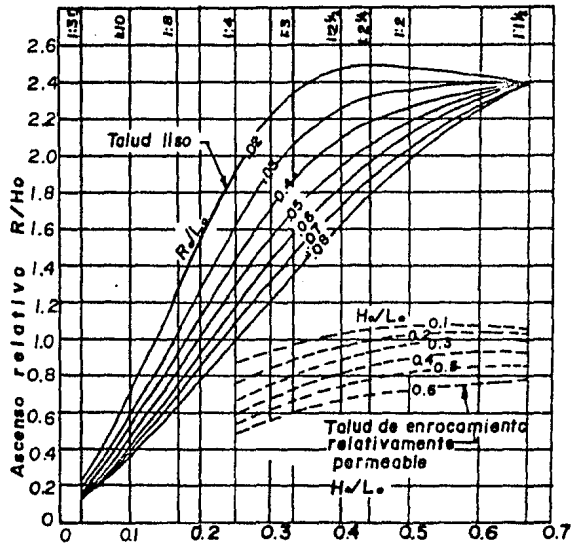


FIG. 1.5 Pendiente del talud aguas arriba.

Fig. 1.5 Obras Hidráulicas

Fco. Torres H. pág. 10

donde:

$R =$ remontaje de la ola en m

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

4.2 Cargas en una Cortina Tipo Gravedad

Los factores que atentan contra la estabilidad de una cortina tipo gravedad son:

- a) Vuelco.- Bajo la acción de las fuerzas externas, las cortinas tipo gravedad tienden a girar alrededor de su pie. Fig. 4.3. Evidentemente, antes de que la cortina llegar a voltearse como cuerpo rígido, tendrían que haber fallado sus materiales - por tensión (en el talón) o por aplastamiento (en el pie).
- b) Deslizamiento.- La fuerza horizontal H tiende a desplazar en dirección horizontal a la cortina, las fuerzas resistentes son las producidas por la fricción y por la resistencia al corte del concreto y la cimentación, obviamente, antes de que la cortina deslizará como cuerpo rígido, habrían fallado sus materiales (o la liga con la concentración o ésta última) por esfuerzo cortante.
- c) Esfuerzos excesivos.- Como se ha visto, la falla de la estabilidad de la estructura irá asociada siempre a la ruptura de

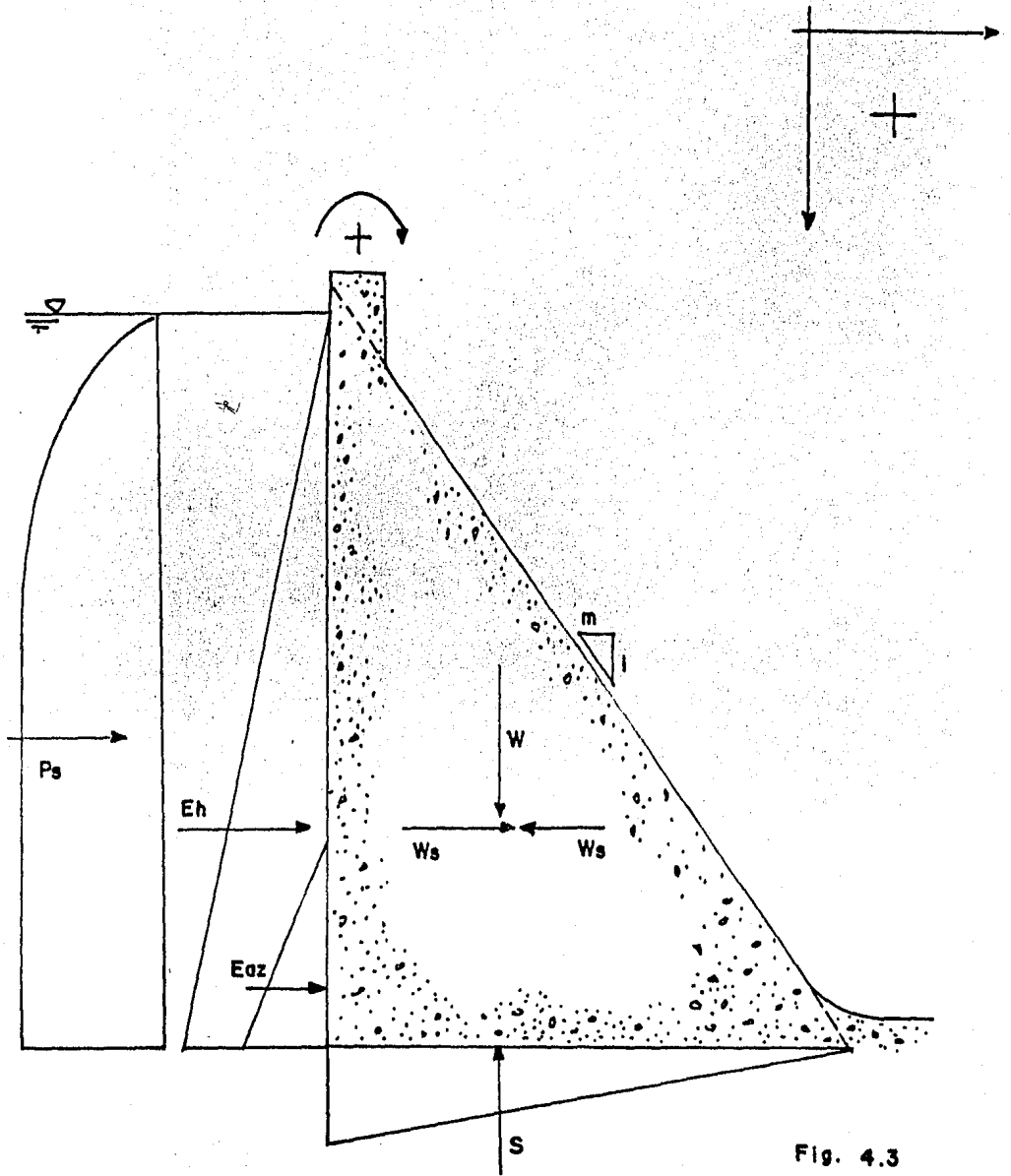


Fig. 4.3

sus materiales por esfuerzos excesivos, por lo que es necesario mantenerlos dentro de los límites aceptables.

En general, sin embargo, al menos en lo que respecta a la compresión es relativamente fácil cumplir con esta condición, pues los esfuerzos en el concreto de las cortinas, inducidos por fuerzas externas son normalmente muy bajos.

4.2.1 Peso Propio

El peso propio se calculará con la ecuación

$$W = \gamma_m V$$

siendo:

$$\gamma_m = \text{peso volumétrico del concreto } \left(2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}\right)$$

$$V = \text{volumen}$$

4.2.2 Empuje Hidrostático

En el cálculo de este empuje se considera:

El peso específico del agua es de 1 ton/m^3

Es válida la Ley de Pascal: "La presión actúa en cada punto con igual magnitud en todas las direcciones y sentidos, los empujes resultantes son normales a las superficies sobre las que actúan".

El empuje hidrostático, por lo tanto, estará dado por:

$$E_h = \frac{\gamma_w H^2}{2}$$

actuando en el centroide de la cuña de distribución de presiones

siendo:

γ_w = peso específico del agua

H = altura hidráulica

4.2.3 Empuje de Azolves

Los azolves que acarrea la corriente se depositan en el vaso y ejercen empujes en el parámetro aguas arriba de la cortina.

La expresión que da la presión horizontal actuante sobre la cortina debido a los azolves es

$$p_h = \frac{\gamma' h}{N\phi}$$

En un elemento de sobre el respaldo de la cortina obra el empuje

$$dE_A = \frac{1}{N\phi} \gamma' z dz$$

Por lo tanto, para una altura H el empuje total sería

$$E_A = \frac{\gamma'}{N\phi} \int_0^H z dz = \frac{1}{2 N\phi} \gamma' H^2 = \frac{1}{2} K_A \gamma' H^2$$

donde:

K_A = coeficiente activo de presión de tierras, quedando definido como:

$$K_A = \frac{1}{N\phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \text{sen } \phi}{1 + \text{sen } \phi}$$

donde:

ϕ = ángulo de fricción interna

γ' = peso volumétrico sumergido

4.2.4 Sismo

Los sismos comunican aceleraciones a las cortinas que aumentan las presiones del agua sobre ellas, así como los esfuerzos dentro de ellas mismas.

El incremento de fuerza horizontal en la estructura (cortina) debido al efecto del sismo es:

$$\text{Si la FUERZA} = \text{masa} \times \text{aceleración} = ma \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 1$$

$$\text{y la MASA} = \frac{\text{peso}}{\text{aceleración de la gravedad}} = \frac{W}{g} \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 2$$

Sustituyendo 2 en 1, tenemos:

$$F = ma = \frac{W}{g} a \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 3$$

De la ecuación 3, si definimos

$$\frac{a}{g} = \text{coeficiente sísmico} = \alpha$$

tenemos sustituyendo α en 3:

$$F = W\alpha = \text{peso de la estructura} \times \text{coeficiente sísmico}$$

donde:

a = aceleración del temblor

g = aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg

Por otra parte, el aumento de presión hidrostática horizontal a la profundidad "y" sobre el paramento mojado de una cortina, debido a los efectos de un temblor de aceleración αg , está dado por la ecuación

$$P_h = C \gamma_w \alpha H$$

donde:

$$\gamma_w = \text{peso específico del agua} = \frac{1 \text{ ton}}{\text{m}^3}$$

$$\alpha = \text{coeficiente sísmico} = \frac{a}{g}$$

C = coeficiente del agua

El valor de c para una profundidad "y" se calcula por medio de la ecuación

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{Y}{H} \left(2 - \frac{Y}{H} \right) + \sqrt{\frac{Y}{H} \left(2 - \frac{Y}{H} \right)} \right]$$

El valor de C_m se calcula con la Fig. 4.4

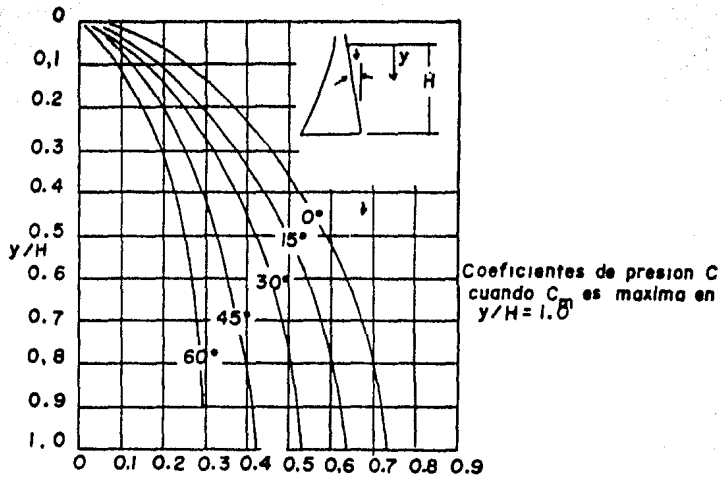


FIG. 4.4 Coeficientes sísmicos horizontales para calcular la carga hidrodinámica en superficies verticales e inclinadas.

donde:

ψ = ángulo del parámetro aguas arriba

Si el paramento aguas arriba es vertical, puede usarse:

$$P_{\text{sismo}} = \frac{7}{8} \gamma_w \alpha \sqrt{H Y}$$

Cabe señalar que el diagrama de presiones hidrostáticas debido - al sismo es parabólico, siendo máximo en la base, o sea, cuando

$$Y = H$$

Por lo tanto, si $Y = H$ entonces $P_{\text{máx}}$

$$P_{\text{máx}} = \frac{7}{8} \gamma_w \alpha H$$

4.2.5 Supresión

Ocurren fuerzas internas o de subpresión en los poros, grietas y hendiduras, tanto en la cortina como en la cimentación; los espacios huecos dentro del concreto y del material de cimentación están llenos de agua que ejerce presión en todas direcciones.

La intensidad de la subpresión depende de las cargas hidráulicas, es decir, de la profundidad del vaso. La variación de la subpresión es - lineal, pues corresponde al gradiente hidráulico debido sólo a pérdidas -- por fricción que son proporcionales al camino recorrido.

La subpresión ocurre en el concreto y en las cimentaciones de roca, así como en las cimentaciones blandas y permeables.

El total de la subpresión que se usa en el proyecto es en gran parte cuestión de criterio, basado en el carácter de la cimentación, las medidas que se tomen para evitar la filtración, la eficiencia de los drenes y los métodos de construcción.

Las subpresiones debajo de las cortinas de concreto sobre cimentaciones blandas están relacionadas con filtraciones a través de materiales permeables, por lo que debe tenerse cuidado en evitar la tubificación del material de la cimentación.

El agua que pasa a través de materiales permeables lo hace lentamente, la intensidad de este flujo debe tomarse muy en consideración.

De entre las medidas más importantes para reducir la subpresión, se tienen:

Tratar de reducir las filtraciones a través de la cortina, entre ella y la cimentación y a través de ésta, para lo cual es conveniente cuidar la calidad del concreto para evitar huecos, grietas o disgregaciones que faciliten la intromisión del agua en el cuerpo de la cortina.

Debe cuidarse la calidad de la unión cortina-cimentación, para esto debe limpiarse perfectamente la superficie de desplante, tratando de que quede rugosa y controlando la primera capa de concreto colocado; tam-

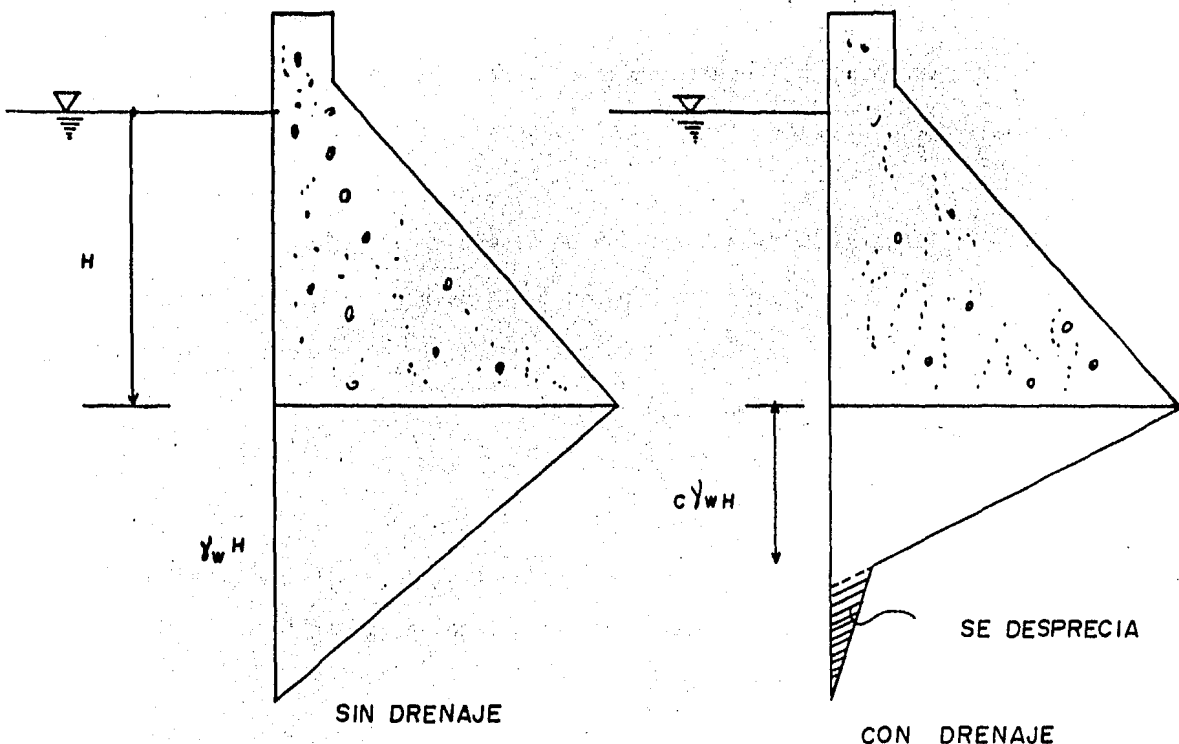


DIAGRAMA DE SUBPRESIONES

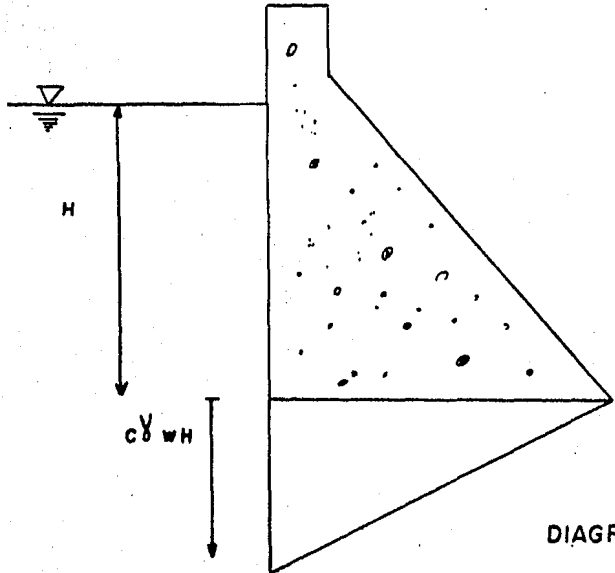


Fig. 4.8

bién es muy común la utilización de pantallas de impermeabilización por inyectado.

La roca fracturada, que usualmente queda como superficie de des--
plante, es un medio que puede permitir filtraciones de importancia, en es--
te caso debe inyectarse para impermeabilizarla.

Generalmente, se usa una pantalla de inyecciones, que se lleva a
una profundidad de entre 0.5 y 0.7 H, siendo H altura del nivel máximo ---
aguas arriba, salvo que se hayan detectado posibles vías de agua a mayor -
profundidad.

Otra alternativa para la reducción de la subpresión es mediante--
la utilización de drenes.

Cuando se construyen drenes, el diagrama original de subpresio--
nes se abate como se muestra en la Fig. 4.5 . La subpresión se calcula
con la ecuación

$$s = \frac{\gamma_w H T C}{2}$$

siendo:

γ_w = peso específico del agua

H = carga hidráulica

T = ancho de la base

C = coeficiente de subpresión, para lo cual se propo--
nen:

$C = \frac{1}{3}$ para el Bureau of Reclamation

$C = \frac{1}{2}$ para el Cuerpo de Ingenieros

$C = 1$ sin drenes

En la Fig. 5.3 se muestra una distribución de los drenes.

4.3 Combinaciones de Carga

Las Cortinas tipo Gravedad deberán ser diseñadas para todas las combinaciones apropiadas de carga, usando un factor de seguridad conveniente para cada caso.

a) Combinaciones de Carga Normales.

Presa llena al NAMO.

Peso Propio.

Subpresión.

Azolves.

b) Combinaciones no usuales de Carga.

Presa llena al NAMO.

Peso Propio.

Subpresión.

Azolves.

c) Combinaciones Extremas de Carga.

Presa llena al NAMO.

Peso Propio.

Subpresión.

Azolves.

Sismo.

d) Presa Vacfa.

Con Sismo.

Sin Sismo.

4.4. Condiciones de Seguridad

Se deberán analizar los siguientes conceptos:

- Los esfuerzos máximos de compresión en el concreto deberán ser menores a los permisibles.
- No se permiten tensiones en el concreto.
- La resistencia al deslizamiento debe ser superior a las fuerzas deslizantes.

En cuanto a la resistencia a la compresión del concreto, es recomendable que ésta se alcance a los 90 días o más, dado que la estructura no va a estar sujeta a cargas a temprana edad.

En las cortinas tipo gravedad, normalmente se desarrollan esfuerzos en el concreto menores que la resistencia real que puede desarrollarse si se usa la mezcla adecuada en el concreto.

Los factores de seguridad que recomienda el Bureau of Reclamation para esfuerzos de compresión son los siguientes:

Para condiciones normales:

FS = factor de seguridad = 3

Por lo tanto, el esfuerzo de trabajo f_c será:

$$f_c = \frac{\text{Resistencia Ultima}}{FS} = \frac{f'_c}{3} \leq 100 \text{ kg/cm}^2$$

Para condiciones no usuales:

FS = 2

Por tanto, el esfuerzo de trabajo f_c será:

$$f_c = \frac{f'_c}{2} \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

Para condiciones extremas:

FS = 1

Para la cimentación, los factores de seguridad son:

Para combinaciones usuales FS = 4

Para combinaciones no usuales FS = 2.7

Para combinaciones extremas FS= 1.3

Esfuerzos de Tensión

Para no exceder los esfuerzos de tensión permisibles, el mínimo esfuerzo de compresión permisible será determinado con la expresión

$$\sigma_{zv} = p \cdot \delta \cdot H - \frac{f_t}{FS}$$

donde:

σ_{zv} = esfuerzo mínimo permisible en el parámetro

p = término de reducción de subpresión, igual a uno si no hay drenes y 0.4 si los hay

δ = peso volumétrico del agua

H = profundidad de la carga de agua en la sección analizada

f_t = resistencia última de tensión en el concreto, del 5 al 6% de f'_c

FS = factor de seguridad para combinaciones usuales 3 y 2 para no usuales

El valor permisible de σ_{zv} para combinaciones usuales de carga nunca deberán ser menor que cero.

Deslizamiento

Para evaluar la seguridad contra el deslizamiento, se debe cumplir:

$$Q > FS$$

donde:

FS es un factor de seguridad que vale:

FS = 3 para condiciones usuales de cargas

FS = 2 para combinaciones no usuales de cargas

FS = 1 para combinaciones extremas de cargas

Calculándose Q mediante la expresión:

$$Q = \frac{cA + (\sum N + u) \tan \phi}{\sum H}$$

donde:

Q = coeficiente de fricción cortante

c = cohesión en el concreto (0.1 f'c)

ϕ = ángulo de fricción interna del concreto, 45° obtenido de pruebas triaxiales

A = área de la superficie de desplante o de la sección horizontal analizada a nivel Z de profundidad

u = subpresión

$\sum N$ = suma de pesos propios

$\sum H$ = suma de fuerzas horizontales

CAPITULO V
DETERMINACION DE LAS DIMENSIONES DE LA CORTINA

5.1 Esfuerzos en una Cortina Tipo Gravedad

Un caso particular de esfuerzos axiales y de flexión combinados es el que se presenta en la cortina triangular que se utilizará para este estudio, en donde las fuerzas que intervienen son peso propio, empuje hidrostático y subpresión.

Si consideramos el área de la base de la cortina triangular como $A = T \times 1$, los esfuerzos axiales debidos a la fuerza normal N , componente de la resultante R , serán de compresión de magnitud N/A y distribuidos uniformemente en cada unidad de área. Ver Fig. 5.1.

Ahora, los esfuerzos debidos a la flexión quedarán definidos por la ecuación $\frac{My}{I_y} X$, que para nuestro caso el momento flexionante es $My=Ne$, $X = \frac{T}{2}$, y el momento de inercia $I_y = \frac{1T^3}{12}$. Ver Fig. 5.1.

Por tanto, los esfuerzos totales quedarían definidos como la suma de esfuerzos axiales y de flexión:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{My}{I_y} X$$

que es la ecuación de la escurdria a flexocomprensión; sustituyendo los valores correspondientes a My , I_y y X , se tiene:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{N e}{\frac{T^3}{12}} \frac{T}{2}$$

Simplificando términos:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{6 N e}{T^2}$$

si $A = T \times l$ entonces:

$$\sigma = \frac{N}{T} \pm \frac{6 N e}{T^2}$$

$$\sigma = \frac{N}{T} \left(1 \pm \frac{6 e}{T} \right)$$

ecuación que nos permite determinar los esfuerzos en una sección rectangular.

Condición de Estabilidad

Los esfuerzos en la sección analizada deben ser de compresión.

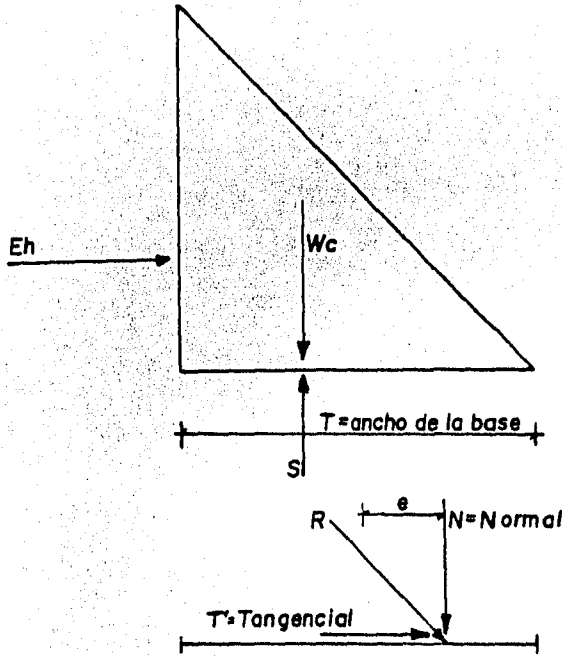
Para lograr esto, determinaremos cuál es el valor de la excentricidad máxima para no tener tensiones.

Es evidente que si los esfuerzos axiales de compresión son iguales o mayores que los máximos esfuerzos de flexión, no existirá zona alguna que trabaje a tensión.

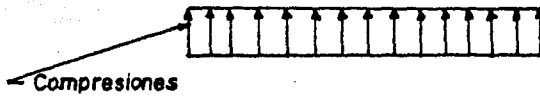
Ahora, para conseguir lo anterior, en una sección rectangular de áreas $A = T \times l$, igualando los esfuerzos de compresión y de flexión se tie

ne:

$$\frac{N}{A} = \frac{M y}{I y} \quad X$$

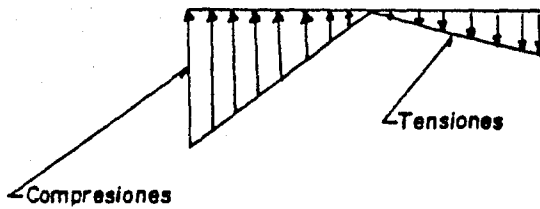


||



$$\sigma_c = \frac{N}{A}$$

+



$$\sigma_f = \frac{M}{I} X$$

donde:

$$M = N \cdot e$$

$$I = \frac{1 \cdot T^3}{12}$$

$$X = \frac{T}{2}$$

FLEXOCOMPRESION
(FIG. 5.1)

Sustituyendo tenemos:

$$\frac{N}{T} = \frac{N e \frac{T}{2}}{\frac{T^3}{12}}$$

Simplificando

$$\frac{N}{T} = \frac{6 N e}{T^2} \quad ; \quad 1 = \frac{6 e}{T}$$

Por tanto

$$e = \frac{T}{6}$$

que es el valor de la excentricidad máxima para no tener tensiones.

Si N está en el borde exterior del tercio medio, esto es $e = T/6$, sustituyendo este valor de e en la ecuación

$$\sigma = \frac{N}{T} \left(1 \pm \frac{6 e}{T} \right)$$

se tiene

$$\sigma = \frac{N}{T} \left(1 \pm \frac{6}{T} \frac{T}{6} \right)$$

$$\sigma = \frac{N}{T} (1 \pm 1)$$

por tanto

$$\sigma_1 = 2 \frac{N}{T}$$

$$\sigma_2 = 0$$

De lo anterior, se observa que si N está en el borde del tercio-medio, el esfuerzo mayor de compresión es el doble del esfuerzo promedio $\left(2 \frac{N}{T} \right)$, y el esfuerzo sobre el lado opuesto es cero $(\sigma_2 = 0)$. El área de-

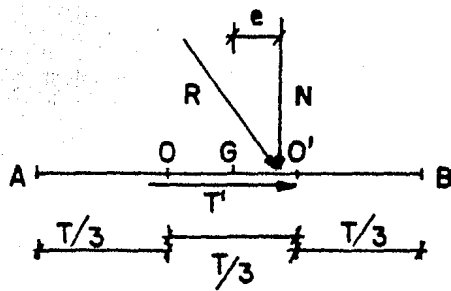
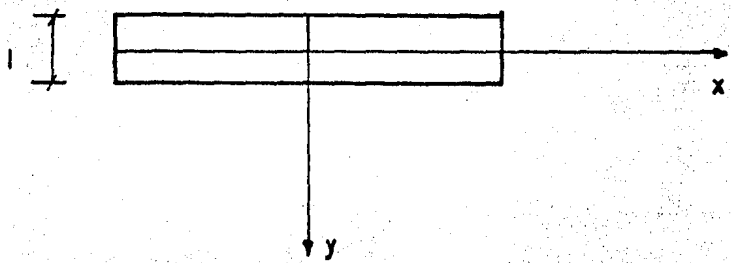
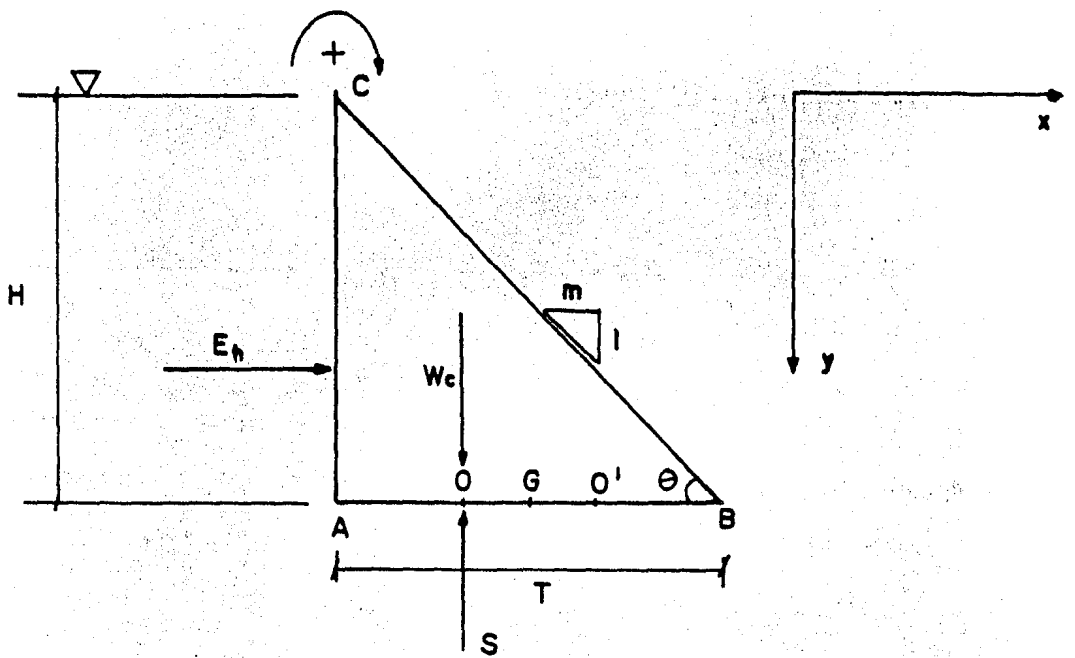


Fig. 5.2

la sección transversal completa está bajo compresión.

5.2 Determinación del Ancho de la Base "T" que hace Estable una Cortina -- Triangular

De la Fig. 5.2 si hacemos $\sum M_o' = 0$ (de las fuerzas debidas al peso propio, subpresión y empuje hidrostático) dado que restringimos que nuestra resultante caiga dentro del tercio medio, tenemos:

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

$$\text{si } E = \gamma_w \frac{H^2}{2}$$

$$S = \gamma_w \frac{H T}{2} \cdot C$$

$$W_c = \frac{H T}{2} \gamma_c$$

sustituyendo, se tiene:

$$\gamma_w \frac{H^2}{2} \left(\frac{H}{3} \right) + \gamma_w \frac{H T C}{2} \left(\frac{T}{3} \right) - \frac{H T}{2} \gamma_c \left(\frac{T}{3} \right) = 0$$

simplificando:

$$\gamma_w \frac{H^3}{6} + \gamma_w \frac{H T^2 C}{6} - \gamma_c \frac{H T^2}{6} = 0 \quad \text{----- A}$$

siendo:

$$\gamma_w = \text{peso volumétrico del agua } 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$H = \text{carga hidráulica (m)}$$

$$T = \text{ancho de la base (m)}$$

γ_c = peso volumétrico del concreto $2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$

C = coeficiente de subpresión

C = 1 si no se tienen drenes

C = $\frac{1}{2}$ según el Cuerpo de Ingenieros

C = $\frac{1}{3}$ según el Bureau of Reclamation

Multiplicando por 6 la ecuación A, se tiene

$$\gamma_w H^3 + \gamma_w H T^2 C - H T^2 \gamma_c = 0$$

Multiplicando por $\frac{1}{H}$

$$\gamma_w H^2 + \gamma_w T^2 C - T^2 \gamma_c = 0$$

Agrupando términos

$$\gamma_w H^2 + T^2 (\gamma_w C - \gamma_c) = 0$$

De lo anterior, podemos hacer

$$\gamma_w H^2 = -T^2 (\gamma_w C - \gamma_c)$$

$$\gamma_w H^2 = T^2 (\gamma_c - \gamma_w C)$$

despejando el valor de T

$$T = H \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_c - C \gamma_w}} \quad \text{B}$$

Ecuación que nos da el ancho de la base que hace estable una cortina triangular sin permitir tensiones.

5.3 Talud Mínimo sin Permitir Tensiones

Para la determinación del talud mínimo, si de la ecuación B hacemos

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

siendo Θ el mostrado en la figura, tenemos:

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

por tanto:

$$m = \sqrt{\frac{\gamma_w}{\gamma_c - C \gamma_w}}$$

Ecuación que nos da el talud mínimo de una cortina triangular.

Para tener una idea de los valores mínimos que se tienen, demostremos algunos valores a la ecuación anterior.

Si $C=0$ (no hay subpresión), $\gamma_w = 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$, $\gamma_c = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$

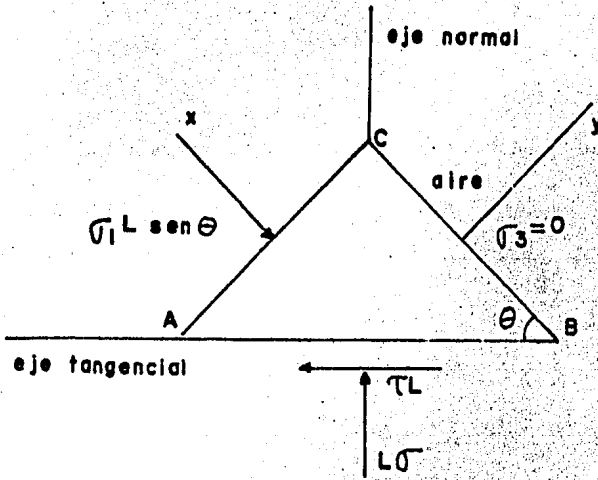
$$m = \sqrt{\frac{1}{2.4}} \doteq 0.65$$

Si $C = \frac{1}{3}$ (coeficiente según Bureau of Reclamation)

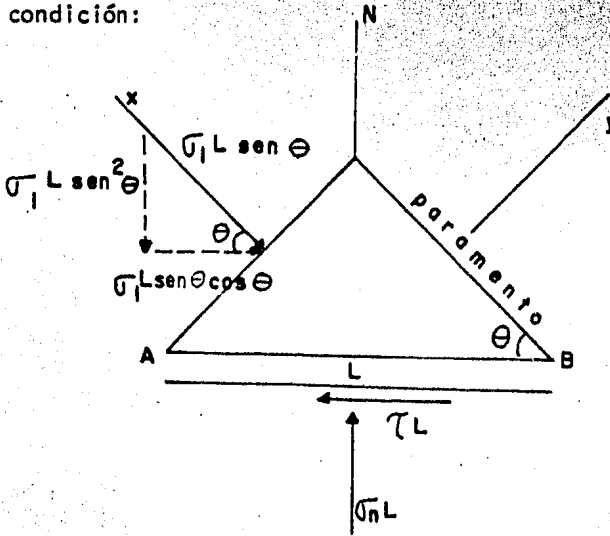
$$m = \sqrt{\frac{1}{2.4 - \frac{1}{3} (1)}} \doteq 0.70$$

Si $C = \frac{1}{2}$ (coeficiente de subpresión según el Cuerpo de Ingenieros)

mal también unitaria, las fuerzas que actúan en los lados serán:



Para nuestro caso particular, en el punto B se presenta la siguiente condición:



si hacemos $\sum F_N = 0$

$$L \sigma_n = \sigma_1 L \text{ sen } \theta \text{ sen } \theta$$

simplificando

$$L \sigma_n = \sigma_1 L \sin^2 \theta$$

por $\frac{1}{L}$ tenemos

$$\sigma_n = \sigma_1 \sin^2 \theta$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_n}{\sin^2 \theta} = \sigma_n \operatorname{cosec}^2 \theta$$

por lo que podemos escribir:

$$f_{\max.} = \sigma_n \operatorname{cosec}^2 \theta$$

5.5 Altura Estructural Máxima (Hmáx.)

Considerando la Fig. 5.2 , se tiene que:

$$N = Wc - S$$

siendo N la componente normal de la resultante R

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

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

sustituyendo los valores de Wc y S , tenemos

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

$$\text{Ahora, como } f_{\max} = \sigma \operatorname{cosec}^2 \theta$$

$$\text{y el valor de } \sigma \text{ es } \frac{2N}{T}$$

podemos escribir $f_{\text{máx.}} = \frac{2 \cdot N}{T} \operatorname{cosec}^2 \Theta$

De trigonometría sabemos que

$$\operatorname{cosec}^2 \Theta = 1 + \cot^2 \Theta$$

si $\cot \Theta = \frac{T}{H}$ definida de la Fig. 5.2

podemos escribir

$$\operatorname{cosec}^2 \Theta = 1 + \left(\frac{T}{H}\right)^2$$

que al sustituirlo en $f_{\text{máx.}}$ tenemos:

$$f_{\text{máx.}} = \frac{2N}{T} \left(1 + \left(\frac{T}{H}\right)^2\right)$$

si sustituimos el valor de N tenemos:

$$f_{\text{máx.}} = \frac{2}{T} \left[\frac{\gamma_c H T}{2} - \frac{C H T}{2} \gamma_w' \right] \left[1 + \frac{T^2}{H^2} \right]$$

simplificando términos:

$$f_{\text{máx.}} = \left[\gamma_c H - C H \gamma_w' \right] \left[1 + \frac{T^2}{H^2} \right]$$

$$f_{\text{máx.}} = H (\gamma_c - C \gamma_w') (1 + m^2)$$

$$\text{siendo } m = \frac{T}{H} = \sqrt{\frac{\gamma_w'}{\gamma_c - C \gamma_w'}}$$

por tanto

$$f_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = H (\gamma_c - c \gamma_w) \left(1 + \frac{\gamma_w}{\gamma_c - c \gamma_w} \right)$$

$$f_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = H (\gamma_c - c \gamma_w + \gamma_w)$$

despejando H se tiene

$$H = \frac{f_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}}}{\gamma_c - c \gamma_w + \gamma_w}$$

expresi3n que nos da la Hm\acute{a}x.

$$\text{si } f_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} \leq 100 \text{ Kg/cm}^2.$$

Seg\un{u}n el Bureau of Reclamation, bajo ninguna circunstancia el es fuerzo de compresi3n permisible nunca podr\acute{a} exceder de

$$100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

si $C = 0$ (no existe subpresi3n), sustituyendo en la ecuaci3n anterior los valores, tenemos:

$$H_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \frac{10^6}{2400 + 1000} \doteq 294 \text{ m}$$

si $C = \frac{1}{2}$ (seg\un{u}n el Cuerpo de Ingenieros):

$$H_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \frac{10^6}{2400 - 500 + 1000} \doteq 345 \text{ m}$$

si $C = 1$ (act\un{u}a la subpresi3n total):

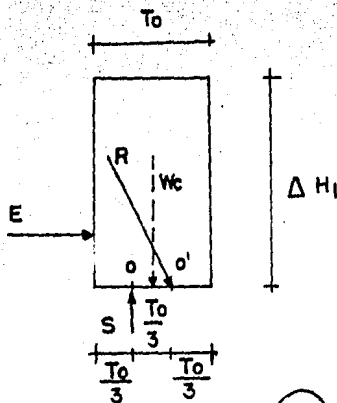
$$H_{\text{máx.}} = \frac{10^6}{2400 - 1000 + 1000} = 416 \text{ m}$$

5.6 Sección Transversal

Para fines prácticos, la sección que se ha manejado es la triangular, sin embargo, la sección real de una cortina es la que se muestra en la Fig. 5.3

Siendo T_0 el ancho de la corona, proponiéndose $T_0 = \sqrt{H}$

Determinación de ΔH_1 , considerando la Presa Llena



Haciendo $\sum M_{o'} = 0$

$$E \frac{\Delta H_1}{3} - W_c \frac{T_0}{6} + S \frac{T_0}{3} = 0$$

pero

$$E = \gamma_w \frac{\Delta H_1^2}{2}$$

$$W_c = \Delta H_1 \gamma_c T_0$$

$$S = \frac{C \gamma_w \Delta H_1 T_0}{2} \quad \text{donde } C = 1$$

Sustituyendo estos valores en $\sum M_o' = 0$:

$$\gamma_w \frac{\Delta H_1^2}{2} \left(\frac{\Delta H_1}{3}\right) - \Delta H_1 \gamma_c T_0 \left(\frac{T_0}{6}\right) + \frac{1}{2} C \gamma_w \Delta H_1 T_0 \left(\frac{T_0}{3}\right) = 0$$

$$\gamma_w \frac{\Delta H_1^3}{6} - \gamma_c \frac{\Delta H_1}{6} T_0^2 + \frac{1}{6} C \gamma_w \Delta H_1 T_0^2 = 0$$

Multiplicando por $\frac{6}{\Delta H_1}$, tenemos:

$$\gamma_w \Delta H_1^2 - \gamma_c T_0^2 + \gamma_w T_0^2 = 0$$

Despejando ΔH_1 y simplificando:

$$\Delta H_1^2 = \frac{\gamma_c T_0^2 - \gamma_w T_0^2}{\gamma_w} = T_0^2 \frac{(\gamma_c - \gamma_w)}{\gamma_w}$$

$$\Delta H_1^2 = T_0^2 \frac{(\gamma_c - \gamma_w)}{\gamma_w}$$

$$\Delta H_1 = T_0 \sqrt{\frac{\gamma_c - \gamma_w}{\gamma_w}}$$

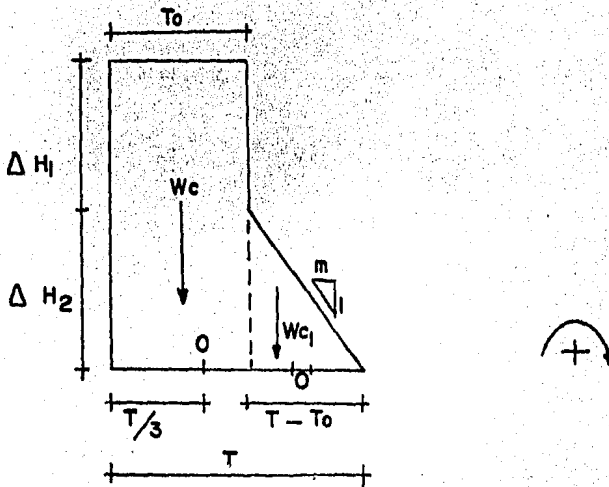
$$\Delta H_1 = T_0 \sqrt{\frac{\gamma_c}{\gamma_w} - 1}$$

$$\text{si } \gamma_w = 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}; \quad \gamma_c = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$\Delta H_1 = 1.20 T_0$$

Se propone $\Delta H_1 = 1.5 T_0$

Determinación de ΔH_2



$$m = \frac{T - T_o}{\Delta H_2}$$

Despejando T :

$$T = m \Delta H_2 + T_o$$

$$\text{si } T_o = \frac{2}{3} \Delta H_1 \quad \text{-----} \cdot 1$$

$$\text{dado que } \Delta H_1 = \frac{3}{2} T_o$$

$$\text{por tanto } T = m \Delta H_2 + \frac{3}{2} \Delta H_1$$

$$\text{suponiendo } m = \frac{2}{3}$$

$$T = \frac{2}{3} \Delta H_2 + \frac{3}{2} \Delta H_1 \quad \text{-----} \cdot 2$$

haciendo $\sum M_o' = 0$

$$- W_c \left(\frac{T}{3} - \frac{T_o}{2} \right) + W_{c_1} \left(\frac{T - T_o}{3} + \left(T_o - \frac{T}{3} \right) \right) = 0$$

Simplificando términos tenemos que:

$$- W_c \left(\frac{T}{3} - \frac{T_o}{2} \right) + W_{c_1} \left(\frac{2}{3} T_o \right) = 0$$

como

$$W_c = T_o (\Delta H_1 + \Delta H_2) \gamma_c$$

$$W_{c_1} = \frac{1}{2} (T - T_o) \Delta H_2 \gamma_c$$

sustituyendo términos tenemos que:

$$\gamma_c T_o (\Delta H_1 + \Delta H_2) \left(\frac{T_o}{2} - \frac{T}{3} \right) + \frac{1}{2} (T - T_o) \Delta H_2 \left(\frac{2}{3} T_o \right) \gamma_c = 0$$

simplificando

$$\frac{\Delta H_1 T_o}{2} - \frac{\Delta H_1 T}{3} + \frac{\Delta H_2 T_o}{2} - \frac{\Delta H_2 T}{3} + \frac{\Delta H_2 T}{3} - \frac{\Delta H_2 T_o}{3} = 0$$

$$\frac{\Delta H_1 T_o}{2} - \frac{\Delta H_1 T}{3} + \frac{1}{6} \Delta H_2 T_o = 0$$

sustituyendo los valores correspondientes de T y T_o tenemos:

$$\frac{2}{9} \Delta H_1^2 - \frac{2}{9} \Delta H_1 \Delta H_2 - \frac{2}{9} \Delta H_1^2 + \frac{2}{18} \Delta H_1 \Delta H_2 = 0$$

Simplificando

$$\frac{2}{18} \Delta H_1^2 - \frac{2}{18} \Delta H_1 \Delta H_2 = 0$$

$$\Delta H_1^2 - \Delta H_1 \Delta H_2 = 0$$

la solución de esta ecuación es:

$$\Delta H_1 (\Delta H_1 - \Delta H_2) = 0$$

$$\Delta H_1 = 0$$

$$\Delta H_1 - \Delta H_2 = 0$$

por tanto

$$\Delta H_1 = \Delta H_2$$

por lo que podemos escribir:

$$\Delta H_2 = 1.5 T_0$$

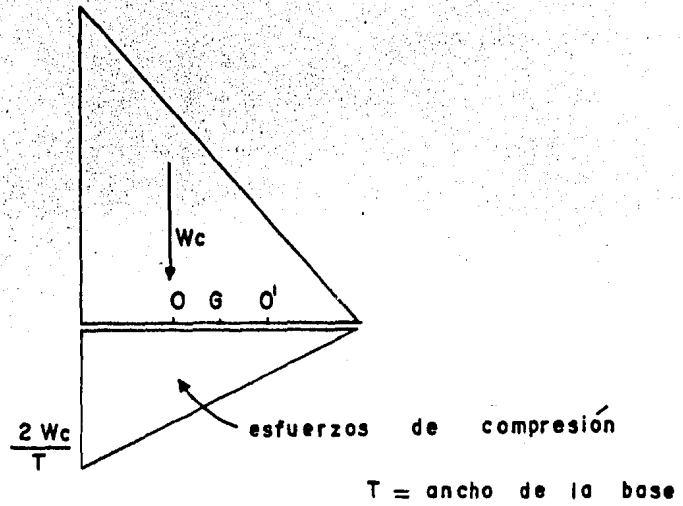
Ancho de Corona

El ancho de corona propuesto es $T_0 = \sqrt{H}$

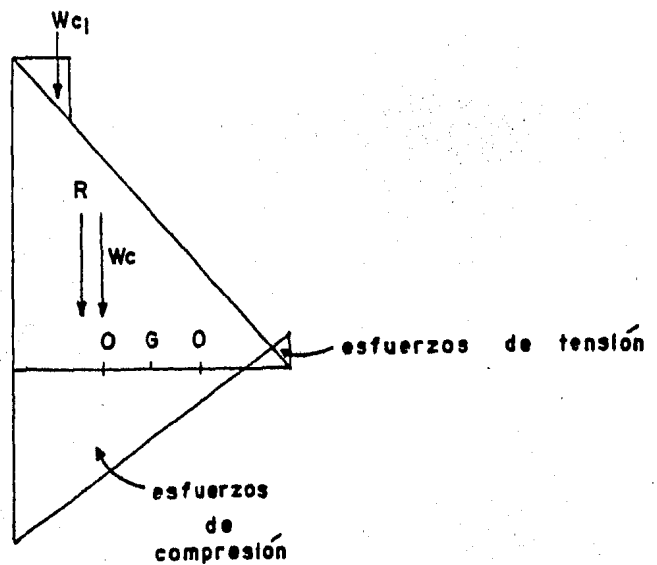
siendo H la altura estructural de la cortina.

Cabe mencionar que el ancho de corona queda a criterio del proyectista.

La distribución de esfuerzos a presa vacía sin corona es la siguiente:



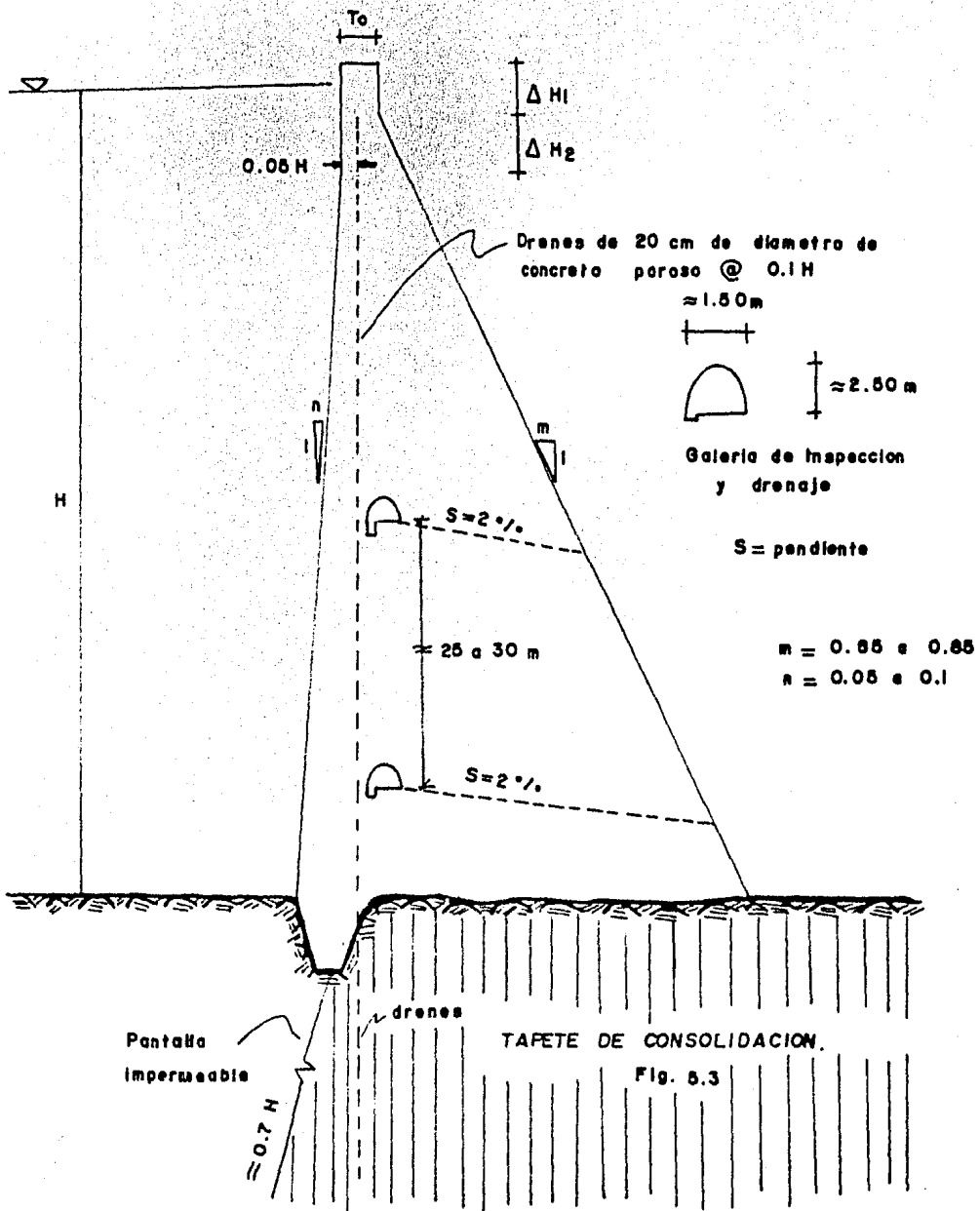
La distribución de esfuerzos en la base de la cortina con la presencia de la corona a presa vacía es la siguiente:



De la figura anterior podemos observar que se generan tensiones, por lo que una proposición para evitar esas tensiones es la de ampliar la base hacia aguas arriba.

El talud n que se propone aguas arriba del parámetro varía de -- 0.05 a 0.1.

De lo anterior, la sección real de una cortina es la que se muestra en la figura 5.3



CAPITULO VI ALGUNOS CONCEPTOS SOBRE PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Los conceptos básicos que han modelado la Tecnología de la Construcción de estructuras de concreto masivo son: el costo y la generación de calor de hidratación.

La problemática de construcción de Cortinas de Concreto siguiendo la tecnología de etapas sucesivas comúnmente utilizada hasta la fecha, consiste en resolver individualmente de la manera más eficiente posible y coordinar entre sí adecuadamente cada una de las etapas que integran el proceso para obtener la máxima eficiencia del conjunto. Dichas etapas se pueden resumir de la siguiente manera;

Obtención, tratamiento, transporte, almacenamiento y dosificación de los materiales que integran el concreto (agregados, cemento, agua y aditivos).

Mezclado, transporte de la mezcla de concreto de la planta dosificadora a la cortina.

Colocación del concreto en la estructura.

Consolidación del concreto en la estructura.

Varios

1.- Forma

2.- Tratamiento de las juntas de colado

Agregados

Una de las tendencias en el diseño de las mezclas de concreto masivo, es usar agregados de tamaño máximo posible. Dentro de la experiencia nacional, el tamaño máximo usado es 3", teniéndose conocimiento de que en otros países (USA y RUSIA) han empleado agregados hasta de 6".

Los agregados más usados para la fabricación de concreto masivo son: los provenientes de depósitos aluviales o el producto de la trituración de formaciones rocosas cercanas al sitio de la Cortina; eventualmente se ha usado como aditivo para la fabricación de concreto, escoria de alto-horno.

Tratamiento.- Consiste en la separación por diversos rangos de tamaño y en la eliminación de todos los elementos contaminantes; a continuación, se describe cada una de las operaciones que lo integran:

Rejilla estacionaria de barras con abertura igual al tamaño máximo del agregado por producirse.

Trituradora primaria que puede ser del tipo giratorio, de quijadas, simple o de doble acción y de impacto.

Con objeto de alimentar en forma uniforme y constante la quebra-

dora primaria, generalmente se dispone como equipo complementario, de un alimentador sobre carriles tipo oruga.

El alimentador suministra material a la quebradora primaria y ésta se calibra al tamaño máximo del agregado por producirse.

Las quebradoras primarias generalmente se carga por su parte superior y descargan el producto procesado por el extremo inferior, por donde se alimenta una banda transportadora que eleva el material hasta las instalaciones de lavado y clasificación.

Cuando existe una alta contaminación de material arcilloso, se requiere antes del proceso de clasificación, un lavado combinado con la aplicación de una enérgica acción mecánica.

El equipo de lavado primario entregará su producto a una criba vibratoria que consta de un número de plataformas igual al número de tamaños gruesos por producirse.

Cada uno de los agregados clasificados será recibido por una tolva de almacenamiento o una banda transportadora que conduce el material hasta el sitio de su almacenamiento.

Sobre cada una de las plataformas de cribado, se dispone de un sistema de aspersión que mediante aplicación de agua a presión durante el proceso de cribado, somete el agregado a un segundo lavado que elimina cualquier residuo de contaminación.

Los materiales productos de los procesos anteriormente descritos deben almacenarse de manera tal que no se contamine uno con otro volviendo a mezclarse. Para la carga y transporte a la planta dosificadora el procedimiento más limpio y generalmente más económico es el túnel de recuperación, éste es un dispositivo consistente en un túnel dentro del cual se -- instala una banda transportadora que es alimentada por una serie de compuertas.

Cemento

Siendo el cemento producto de un proceso industrial, generalmente se justifica el uso de unidades especiales para el transporte de cemento a granel, que básicamente consiste en unidades de remolque sobre las -- que se monta un recipiente cerrado.

Generalmente, resulta conveniente construir una batería de silos de capacidad tal que permita mantener el ritmo de trabajo.

Agua

Normalmente se dispondrá del caudal del río como fuente básica -- de aprovisionamiento de agua, por lo que se proyectarán las instalaciones necesarias para captar agua del río y bombearla a una cisterna o almacenamiento.

Fabricación del Concreto

Para fabricar el concreto se requiere tomar los materiales básicos de sus depósitos o almacenamientos en la planta, pesarlos, alimentarlos a las unidades de mezclado y entregar el producto mezclado a las unidades de transporte hacia la cortina.

Para el transporte de la mezcla de concreto a la cortina, esta operación debe realizarse lo más rápidamente posible, de manera que las propiedades del concreto al descargarse se mantengan sustancialmente hasta su colocación en el bloque.

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 o locomotora según sea el caso. La colocación del concreto a la forma se realiza mediante grúas móviles o semiestacionarias.

El cablevía consiste en un cable-carril suspendido en cada uno de sus extremos de torres montadas en las márgenes de la boquilla.

Eventualmente ambas torres pueden ser móviles (cablevía paralelo) o una fija y otra móvil (cablevía radial).

En una de las márgenes se instala el equipo motriz que consiste en un malacate de capacidad adecuada, accionado por un motor eléctrico.

Suspendido el cable-carril por un sistema de poleas, se traslada la unidad móvil o carro, la que mediante aparejos convenientes opera dos cables principales cuya función es translación horizontal de todo el equipo y movimiento vertical de la carga.

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

El de baja presión requiere contar de una fuente de aire comprimido, 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.

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 efectivo para lograr lo anterior es aplicar a la superficie cuando el concreto no ha endurecido totalmente un chiflón de agua y aire a presión.

Colocación del Concreto

Para iniciar el colado, se coloca sobre la junta una capa de mortero, cuyo proporcionamiento es el de la mezcla de concreto al cual se le han suprimido los agregados gruesos. Este mortero se tiende sobre una superficie de la junta mediante cepillos, el mortero no debe extenderse sobre una superficie mayor que la que se pueda cubrir con concreto antes de que el mortero se seque.

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 neumáticos o eléctricos, siendo los primeros los que producen mejores resultados.

Cuando por alguna circunstancia especial se tenga que suspender un colado, si el avance se ha llevado en la forma aquí descrita, únicamente se requiere proceder a tratar la junta fría en la misma forma que la indicada para las juntas de colado, pero si no es así, es necesario demoler parte del bloque para perfilar la junta fría según una escalera uniforme y continúa a todo lo ancho del bloque.

El curado posterior de la junta se inicia con la aplicación de un chiflón de agua y aire a presión y se prolonga hasta el colado del siguiente bloque.

Las paredes verticales del bloque se curan mediante una membrana de curado o mediante la aplicación permanente de riego por aspersion.

Formas

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

Cabe mencionar que es necesario tomar medidas adicionales para mantener la temperatura del concreto dentro de los límites permitidos.

El Posenfriado consiste generalmente en la instalación de serpentines de pared delgada dentro de los bloques de la cortina, haciendo pasar a través de ellos una corriente continua de agua a una temperatura entre 2 y 5 grados durante el tiempo necesario para estabilizar el gradiente térmi co dentro de los límites permitidos.

Hasta aquí se ha descrito someramente el proceso a base de etapas sucesivas, algunas si no todas las operaciones parciales de este proceso se desarrollan aplicando procedimientos y equipos de un alto grado de sofisticación, pero el esquema básico de etapas sucesivas no ha cambiado durante los últimos 35 años. En todo el mundo se ha observado una tendencia perfectamente definida de abandonar este tipo de proceso, probablemente porque el costo comparativo de una cortina de concreto respecto a una de materiales graduados es casi siempre favorable a este tipo de estructura.

Por lo anterior, se han desarrollado investigaciones tendientes a buscar medios de procesamiento continuo que permitan abatir sustancial-

mente el costo de construcción de cortinas de concreto.

CONCLUSIONES

El enfoque que se ha dado a este trabajo, es de presentar algunos de los elementos más relevantes para la elaboración de un anteproyecto de una cortina tipo gravedad.

Cabe mencionar que no se presentaron pruebas de laboratorio, siendo éstas de gran apoyo, sino sólo pruebas de campo, una de las razones es que los resultados obtenidos mediante las pruebas de campo son más representativos.

La realización de las pruebas de Mecánica de Rocas, en el sitio mismo del macizo rocoso, nos permite obtener parámetros a escala natural de sus deformaciones, esfuerzos y resistencia; estos resultados son de gran utilidad en los análisis numéricos realizados para obtener factores de seguridad que se requieren en la construcción de las estructuras subterráneas y superficiales.

Con respecto a la geometría de la cortina, ésta se determinó partiendo del análisis de una sección triangular, los valores teóricos obtenidos permiten darnos una idea de las dimensiones que se aproximan a una sección real, con los cuales sólo nos resta proponer una sección y revisarla; obviamente la tendencia es la de obtener un perfil óptimo, sa-

tisfaciendo las condiciones de seguridad y estabilidad necesarias.

En lo que se refiere a la tecnología de construcción de cortinas de concreto, durante los últimos 35 años no se ha observado un cambio substancial, manteniéndose dentro del marco clásico de etapas sucesivas, sin embargo aunque se han hecho muchas sugerencias, los únicos cambios reales en el método de construcción, han sido la aplicación del colado horizontal y recientemente la introducción de la compactación -- con rodillos para el concreto interior.

El desarrollo de este nuevo método tiene como objetivo combinar los eficientes métodos de construcción de cortinas de tierra, para la construcción de cortinas de concreto.

B I B L I O G R A F I A

KRININE "PRINCIPIOS DE GEOLOGIA Y GEOTECNICA PARA INGENIEROS" ED. OMEGA.

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS "ALMACENAMIENTOS PEQUEÑOS"

OSCAR VEGA ROLDAN "PRESAS DE ALMACENAMIENTO Y DERIVACION"
D.E.P.F.I.

RAUL RAMIREZ ARANDA. TESIS "CALCULO DE ESFUERZOS EN EL INTERIOR DE UNA PRESA DE GRAVEDAD APLICANDO EL METODO DE PIGEAUD" UNAM.

CARLOS EDUARDO GUTIERREZ SAMIENTO. TESIS "LA PROSPECCION SISMICA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL. UNAM.

INGENIERIA HIDRAULICA EN MEXICO. "CEMENTO PORTLAND DE BAJO CALOR - DE ENDURECIMIENTO ESPECIFICADO PARA LA PRESA LA ANGOSTURA"

MANUAL" COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD "PRUEBAS DE MECANICA DE - ROCAS"

BUREAU OF RECLAMATION "PRESAS PEQUEÑAS" ED. CECSA.

RESENDIZ - MARSAL. "PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO" ED. LIMUSA.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION "PRESAS PEQUEÑAS DE CONCRETO" ED. LIMUSA.

BUREAU OF RECLAMATION "DESIGN CRITERIA FOR CONCRETE ARCH AND - GRAVITY DAMS".

INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y EL CONCRETO "TECNOLOGIA DEL CONCRETO TOMO I Y II.

FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM. "APUNTES DE MECANICA DE ROCAS".

FRANCISCO TORRES HERRERA "OBRAS HIDRAULICAS" ED. LIMUSA.

ROBERT F. LEGGET "GEOLOGIA PARA INGENIEROS". ED. OMEGA.

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES. "OBRAS SUBTERRANEAS" C.F.E.

LINSLEY - FRANZINI "WATER RESOURCES ENGINEERING" ED. MC.GRAW HILL.

INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y EL CONCRETO. "CONTROL DEL AGRI-
MIENTO EN ESTRUCTURAS DEL CONCRETO"

CAMBEFORT "PERFORACIONES Y SONDEOS". ED. OMEGA.

DONALD. W. TAYLOR "PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE MECANICA DE SUELOS"
ED. CECSA.

PARKER "MECANICA Y RESISTENCIA DE MATERIALES" ED. LIMUSA .