

2
Rij



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

"CRITERIOS DE UBICACION DE TUBERIAS FORZADAS DENTRO DE LOS MACIZOS ROCOSOS"

T E S I S

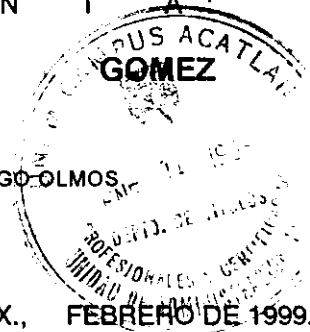
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

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

P R E S E N T A

ALBERTO CALDERON GOMEZ

ASESOR: M. EN I. IVAN LUGO-OLMOS



SANTA CRUZ ACATLAN, EDO. DE MEX., FEBRERO DE 1999.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

269659



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLÁN"
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. ALBERTO CALDERÓN GÓMEZ.
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.
PRESENTE.

En atención a su solicitud presentada con fecha de 9 de abril de 1997, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa aprobó el tema que propuso, para que lo desarrolle como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"CRITERIOS DE UBICACIÓN DE TUBERÍAS FORZADAS DENTRO DE LOS
MACIZOS ROCOSOS"

INTRODUCCIÓN.

1. ANTECEDENTES.
2. INVESTIGACIÓN DEL MACIZO ROCOSO.
3. TIPOS DE TUBERIAS FORZADAS
4. CRITERIOS DE DISEÑO.

CONCLUSIONES

Asimismo fue designado como asesor de tesis el M en I. IVAN LUGO OLMOS, pido a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Esta comunicación deberá publicarse en el interior del trabajo profesional.

ATENTAMENTE.
" POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU "
Acatlán Edo. de México a 26 de noviembre de 1998.

Jefe del Programa

Ing. Enrique del Castillo Fragoso



ENEP-ACATLÁN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

PAGINACION
DISCONTINUA.

DEDICATORIAS

A mis papas:

El trabajo esta dedicado a ustedes, y es un pequeño agradecimiento por todos los años de cariño y comprensión que he recibido de su parte. Mi compromiso con ustedes no queda aquí y mi firme promesa es que esté trabajo es la primera de las alegrías que les tengo preparadas. Gracias por ser mis padres.

A mis hermanos:

Gracias por ser mis compañeros de toda la vida y por apoyarme en momentos difíciles. Su presencia es lo mas importante para mí.

A mis amigos:

Por su amistad incondicional y como parte de aquellos grandes momentos que hemos vivido juntos.

A Sofía:

Por su compañía y sincera amistad, además por todos aquellos consejos que me han ayudado a crecer como persona.

A mis amigos y compañeros de la Universidad:

Por todos aquellos momentos que serán inolvidables en mi vida.

A los profesores de la Universidad:

Por toda su dedicación para impartir sus cursos y por la preocupación para elevar el nivel académico de cada uno de sus alumnos.

AGRADECIMIENTOS

**A la Universidad Nacional Autónoma de México
Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán
Colegio de Ciencias y Humanidades Naucalpan**

A la cual agradezco la oportunidad de pertenecer a la comunidad universitaria y por darme las bases necesarias para mi formación profesional. Es un inmenso orgullo formar parte de la U.N.A.M.

Al M. en I. Ivan Lugo Olmos

Por el tiempo y dedicación que le proporciono a la dirección de este trabajo, siendo sus brillantes anotaciones las que le dieron forma y fondo al presente escrito.

Al M. en I. Jorge E. Castilla Camacho

Por la confianza que depositó en mí, y por ser el apoyo principal para la elaboración del trabajo, aportando la información más importante y al compartir su valiosa experiencia.

Al Dr. José María Chávez Aguirre

Por sus atinados comentarios acerca del trabajo, gracias a estos el escrito completo su objetivo principal que es: tener la información necesaria para futuras consultas.

A los miembros del Jurado: Ing. Jorge Gamboa Flores, Ing. Celso Barrera Chávez, Ing. Eusebio Rubén García Pérez, Ing. Jorge Flores Nuñez, Dr. José María Chávez Aguirre.

Por las valiosas sugerencias que ayudaron a complementar el presente trabajo.

ÍNDICE

Introducción	i
Capítulo 1. Antecedentes	
1.1.- Desarrollo histórico	1
1.1.1.- Historia del túnele	1
1.1.2.- Sistemas constructivos	2
1.2.- Desarrollo de Túneles Hidroeléctricos en México	6
1.3.- Tuberías Forzadas	10
1.3.1.- Túnel a presión	12
1.3.2.- Tubería a presión	13
Capítulo 2.- Investigación del Macizo Rocoso	
2.1.- Geología	16
2.2.- Topografía	27
2.3.- Estudios en Campo	31
2.3.1.- Ensayos de deformabilidad	32
2.3.2.- Esfuerzos internos	38
2.3.3.- Ensaye de resistencia al esfuerzo cortante	40
2.3.4.- Permeabilidad de las masas rocosas	41
2.4.- Ensayes de Laboratorio	44
2.4.1.- Compresión simple	45
2.4.2.- Compresión triaxial	46
2.4.3.- Ensayes de tensión	47
2.4.4.- Ensayes de corte	49
2.4.5.- Propiedades Índice	50
2.5.- Propiedades Térmicas	52

Capítulo 3.- Tipos de Tuberías Forzadas

3.1.- Tubería forzada sin revestimiento	57
3.2.- Tubería forzada de concreto	60
3.3.- Tubería forzada metálica	64
3.4.- Los materiales más usados en México	67

Capítulo 4.- Criterios de Diseño

4.1.- Esfuerzos Alrededor de Excavaciones Subterráneas	71
4.1.1.- Esfuerzos in-situ	73
4.1.2.- Esfuerzos alrededor de una excavación circular	75
4.1.3.- Esfuerzos en los límites de la excavación	76
4.1.4.- Esfuerzos alejados de los límites de la excavación	76
4.2.- Criterios de Diseño	77
4.2.1.- Noruego	78
4.2.2.- Deere	83
4.2.3.- Schneider	85
4.2.4.- Alberro	87
4.3.- Casos Históricos de Tuberías Forzadas	89
4.4.- Comparación de los criterios	94
Conclusiones	97
Bibliografía	100

INTRODUCCION

Las obras subterráneas en roca son un excelente reto para la Ingeniería contemporánea, tanto por lo complejo del análisis durante el diseño, como por el hecho de interactuar el comportamiento natural del macizo rocoso con la presencia de una oquedad artificial. Esta interacción es necesaria para lograr la estabilidad de la estructura durante su vida útil, además de buscarse la máxima eficiencia cuando la obra entre en operación.

En el presente trabajo se expone el proceso de evaluación y diseño de uno de los ejemplos más representativos de las obras subterráneas en roca, como son los conductos a presión de una central hidroeléctrica. Estos conductos son construidos mediante un túnel en roca de forma preferentemente circular y con acabados mínimos de concreto simple para proporcionar uniformidad en las paredes de la circunferencia.

La conducción a presión consiste en dos partes principales:

1. El túnel a presión que conduce el agua de la obra de toma, y
2. La tubería forzada que suministra la carga hidráulica necesaria a los generadores de energía eléctrica ubicados en la casa de máquinas.

En el capítulo 1 se describe el concepto de tubería forzada que es considerada así por la presencia de una caída de agua casi vertical, la cual es necesaria para poder aprovechar la carga hidráulica generada por el desnivel entre el espejo del agua en la presa de almacenamiento y la casa de máquinas, localizada a varios metros abajo del nivel de la zona de embalse.

Para el diseño de una tubería forzada la calidad del macizo debe ser la adecuada para evitar que existan filtraciones de agua, es decir, que la roca alrededor de la circunferencia debe contar con la menor permeabilidad posible; ya que dichas filtraciones generarían pérdidas que disminuirían la eficiencia de la planta, además con el tiempo la estabilidad de la estructura se vería afectada.

Es por ello que este tipo de obras requiere de estudios preliminares detallados y lo más preciso posibles como se menciona en el capítulo 2.

Dependiendo de los resultados que ofrecen las pruebas que se le practican al macizo rocoso, se diseña el tipo de tubería forzada que se construirá finalmente. Los tipos de tubería en que se dividen estas estructuras dependerán del revestimiento que se coloca, es decir, tubería sin revestimiento, tubería con revestimiento de concreto armado y tubería con encamisado de acero; esto se explica con mayor detalle en el capítulo 3.

La elección del tipo de tubería que se utilizará en el proyecto es de capital importancia, ya que los problemas que se han presentado a través de los años se deben principalmente al hecho de que la tubería no soporta la presión interna, generándose esfuerzos de tensión que al encontrar alguna falla o fractura la abren de manera que la estructura original calculada se altera y presenta un comportamiento más débil al estimado en el diseño. Es por esto que la obra se convierte en una parte de la central hidroeléctrica de gran importancia, tanto para la estructura general de la planta, como para el grado de eficiencia que se alcance en la obra de generación.

Mediante el proceso de diseño se establece la ubicación teórica de la tubería forzada dentro del macizo rocoso, siendo este el objetivo central del presente escrito, en el cual se abarcan cuatro criterios de diseño que están basados en la "Rule of Thumb" establecida por Bergh-Christensen and Danneving en 1971. Esta hipótesis noruega esta fundamentada en el hecho de ubicar a la tubería forzada en el interior del macizo rocoso para compensar la presión interna de dicha tubería con una carga de roca adecuada, lo cual es explicado con detenimiento en el capítulo 4.

Cabe mencionar que el ejemplo que se analiza en el trabajo, presenta únicamente un caso hipotético que fue propuesto para poder establecer una comparación entre los criterios de diseño citados en el escrito, y los datos presentados no se refieren a una localización específica, ni a una referencia

bibliográfica. Siendo el objetivo de este ejercicio, ilustrar de una manera clara las diferentes alternativas de ubicación que resultan del análisis de cada criterio.

Los criterios presentados son muy importantes para dar una idea de la ubicación que puede tener la tubería forzada dentro de la masa de roca, pero son únicamente las bases que debe seguir el proyectista para el diseño de la obra, durante la ejecución de la misma el criterio que debe seguir el Ingeniero, es el que considere mas favorable para el correcto funcionamiento de la estructura final. Este criterio debe tomar en cuenta experiencias de otros proyectos y establecer ciertos parámetros que puedan servir en futuras solicitudes, ya que con esto la Mecánica de Rocas se enriquece favoreciendo el objetivo final que tiene la Ingeniería Civil, generar obras en beneficio de la sociedad.

1. ANTECEDENTES

1.1.- Desarrollo Histórico

1.1.1.- *Historia del Tuneleo*

La historia más remota de los túneles se debe seguir a través de las operaciones en la minería, siendo las primeras minas en túnel que registra la historia, las de sylex (pedernal), de las cuales hay muchos vestigios en Europa y Asia Central, aunque la más antigua que se conoce se encuentra en Swazilandia en Africa. Posteriormente surgieron las minas de sal en Polonia y Centro de Europa, allá por los años 3,000 a.C. Pero las minas de cobre fueron las que marcaron un avance significativo dentro del tuneleo, registrándose los primeros ejemplos en Armenia y el Cáucaso. Las civilizaciones antiguas como los fenicios, los griegos y los romanos desarrollaron la minería de diversos metales excavando gran cantidad de túneles para este fin.

Los primeros túneles que el hombre construyó para servicio de la sociedad, fueron los de agua potable y servicios sanitarios; por tal razón, el origen de los túneles de servicio se asocia principalmente con acueductos y desagües subterráneos, además de los abastecimientos de agua potable que dan inicio a la construcción de túneles fuera de la actividad minera; un ejemplo, lo podemos encontrar en el abastecimiento de agua e irrigación en Egipto, Palestina, Siria e Irak; donde se construyeron extensos canales que cruzaban montañas de gran altura.

Los griegos y después los romanos sentaron las bases de la ingeniería hidráulica, construyendo un gran número de túneles con esta finalidad, siendo los más antiguos el túnel de la isla de Samos (530 a.C.) con longitud de 1,050 m, 1.75 m de ancho y 1.75 m de altura; excavado en roca caliza y revestido con placas de piedra, dicho túnel llevaba el agua por tuberías de barro colocadas en una zanja que se ubicaba en el piso.

En Roma se aplicaron técnicas de ingeniería subterránea, construyéndose una gran cantidad de acueductos en túnel y túneles para saneamiento, como por

ejemplo: la Cloaca Máxima que descarga en el Tiber, el acueducto de Nemausus, la galería de Lutetia, etc. Esta civilización que se extendió en Europa, dejó sus huellas en España con el túnel de Montefurado.

En Irán y áreas aledañas los "qanaats" son pequeños túneles subterráneos, que llevaban el agua desde las fuentes en las colinas hasta los pueblos y aldeas. Se excavaban normalmente con tiros separados aprox. 50 m; su recorrido a través del desierto está marcado por los montículos que se forman en los tiros. Algunos de estos tiros presentan una suave inclinación para proporcionar un fácil acceso, aunque los "qanaats" terminen en pozos profundos.

1.1.2.- *Sistemas Constructivos*

Cada tipo de terreno y sección de túnel tiene sus propios problemas, por lo que cada sistema constructivo se modifica para adaptarse a las condiciones y superar los obstáculos que pudieran presentarse. Los principios conceptuales siguen siendo importantes al considerar los métodos de construcción, además de la adecuación estructural de cualquier sistema, viejo o nuevo, y la economía con respecto a los materiales que es de capital importancia, como lo puede ser también la velocidad de construcción.

Sistemas Utilizados Durante el Siglo XIX

Sistema Inglés

Este sistema incluía un frente superior (barras de gancho) de 3 a 6 m de longitud, con la excavación adelante del frente principal. En este último se colocaban longitudinalmente dos barras principales de gancho, que descansaban en el revestimiento terminado en la parte de atrás y en postes de la parte delantera. Este frente se ampliaba luego lateralmente hasta bajar al punto de arranque del arco, estando la parte superior soportada por barras de gancho adicionales apuntaladas firmemente desde una solera inferior, se continuaba con la mitad inferior del túnel, excavando progresivamente la solera principal y apuntalándola sobre el piso del túnel. Esto dejaba una cámara despejada dentro

de la cual se revestía una cierta longitud, quitando progresivamente los maderos del túnel, si era posible, pero añadiendo otros si era necesario.

La ventaja de este sistema es el amplio espacio para la construcción, pero dicho espacio depende de que el tiempo de resistencia y la carga del terreno estén dentro de la capacidad de las barras de gancho.

Sistema Austríaco (de barras transversales)

Se basaba esencialmente en un corto frente superior ampliado lateralmente a la dimensión total del acero, el techo era soportado por nervaduras segmentadas del arco, fabricadas de madera, con un espacio relativamente corto de centro a centro. Por lo general, las nervaduras tenían postes radiales, los cuales se apoyaban en soleras que se cambiaban al avanzar la excavación.

Después de excavar hasta el nivel de arranque del arco, la mitad inferior se hacía de una manera muy semejante a la del sistema inglés.

Lo más relevante de este sistema radicaba en la capacidad para construir las nervaduras tan cercanas como fuera necesario, a fin de resistir las altas presiones del terreno, pero los sucesivos apuntalamientos podrían provocar la relajación del mismo, lo que produciría un aumento en la carga. Además los tramos disponibles para la colocación del revestimiento eran cortos y estaban obstruidos por los maderos.

Sistema Belga (de apuntalamiento)

Se asemejaba inicialmente al sistema inglés en la excavación de la sección del arco hasta la media sección del mismo, pero en dicha etapa, antes de excavar la mitad inferior, se terminaba la construcción del arco. Era necesario entonces socavar y apuntalar el arco, lo que se podía hacer en cortas longitudes desde pequeños tiros, si fuera necesario.

La principal ventaja estribaba en la pronta terminación de la estructura del techo, siempre y cuando la operación de apuntalamiento no produjera una excesiva relajación del arco, y por consiguiente fuertes cargas.

Sistema Alemán (de núcleo central)

En este sistema se construían primero las bases de las paredes del túnel, en pequeños frentes inferiores separados, seguidos por una sucesión de frentes superiores hasta llegar a la corona completándose el arco.

El núcleo de terreno se dejaba como un "banco" hasta la terminación del revestimiento y servía de apoyo a los postes verticales y radiales. Las ventajas del trabajo en pequeños frentes de terrenos malos, podrían ser anuladas por el aplastamiento y la distorsión del núcleo, así como por las dificultades para obtener una mano de obra apropiada que colocara el revestimiento en pequeñas unidades de espacios restringidos.

Sistema Italiano (de la plantilla)

Se desarrolló alrededor de 1870 con la construcción del túnel para el ferrocarril de "Cristina" a través de los Apeninos, que presentó grandes dificultades. Se encontraron fuertes presiones de la arcilla, que aplastaba los ademes y la mampostería. En el sistema que tuvo finalmente éxito se construyó primero una plantilla con mampostería sólida desde un frente inferior para proporcionar una base segura para los postes y columnas. Esta mampostería se extendía lateralmente y hacia arriba en pequeñas unidades, que incluían un grueso arco temporal, construido de mampostería sobre el frente de trabajo para que la excavación de la corona se pudiera finalmente ademar y revestir utilizando el arco temporal como centro.

Sistema Norteamericano

Se excavaba un frente superior, desde el cual se ampliaba lateralmente la excavación para acomodar una nervadura poligonal del arco, construida de madera, hasta llegar al nivel de arranque. Se podría entonces realizar el ademe en el arranque por medio de postes laterales verticales.

En forma alternativa, se podían excavar primero frentes de "solera de pared" construyéndose las patas y el tope de la nervadura del arco desde la

solera longitudinal que incluye la de la pared. Habiendo asegurado la parte superior, la excavación y el ademado, avanzaban hacia abajo para formar la "longitud" en proceso de construcción.

Técnicas Utilizadas en el Siglo XX

Durante el siglo XX las técnicas de excavación han adoptado la filosofía de poco tiempo de ejecución, seguridad y eficiencia.

Lo anterior ha sido posible gracias al desarrollo de nuevas tecnologías que se han aplicado a problemas específicos durante el tuneleo; la mezcla de esta tecnología ha dado como resultado los siguientes procedimientos:

a) Un sistema de construcción ampliamente adoptado en años recientes consta de un túnel sumergido para el cruce de los ríos; en este sistema se prefabrica el túnel en un dique seco, luego se hace flotar en el río y se hunde en una zanja en la que se conectan los tramos.

b) Se han desarrollado máquinas excavadoras que trabajan dentro del túnel, y que se han combinado con escudos para construir poderosas máquinas excavadoras de túneles (TBM).

c) El tratamiento del terreno mediante la inyección de una amplia variedad de lechadas químicas, ha demostrado ser una valiosa técnica en terrenos difíciles, tanto para reducir su permeabilidad al agua como para mejorar su resistencia a la cohesión. El endurecimiento del suelo mediante frío, ya sea por la circulación de una salmuera o utilizando nitrógeno líquido, puede proporcionar también cohesión e impermeabilidad temporales.

d) En las rocas, la preservación de la integridad del macizo rocoso se lleva a cabo por medio de anclas, además de la colocación de capas de concreto lanzado después de que la roca queda expuesta, para impedir el progresivo desprendimiento de la misma.

1.2.- Desarrollo de Túneles Hidroeléctricos en México

Las obras hidroeléctricas se iniciaron en nuestro país a principios de este siglo por parte de la Compañía Mexicana de Luz y Fuerza. Posteriormente dichas obras fueron construidas por la Comisión Federal de Electricidad.

En la actualidad se tienen terminadas varias plantas hidroeléctricas que requirieron de la construcción de obras subterráneas; destacando por su gran trascendencia las del río Grijalva, al sudeste de México (Fig. 1.1). La primera planta que entró en operación el año de 1969, fue la presa "Nezahualcoyotl" (Malpaso).

La segunda obra importante de este sistema fue la presa "La Angostura" que entró en operación en el año de 1974; este proyecto albergó a cinco túneles de desfogue, las tres tuberías de presión tienen un diámetro de 6.5 m y una longitud de 340, 307, y 270 m respectivamente, la casa de maquinas cuenta con un ancho de 22 m, altura de 40 m y el largo abarca 100 m, tiene cinco pozos de oscilación con un diámetro aproximado de 15 m y una altura de 35 m cada uno, además cuenta con un túnel auxiliar de 5 x 8 m en el portal y 171 m de longitud.

En tercer lugar se construyó la presa "Chicoasén", la obra hidroeléctrica consiste en 8 túneles de presión con un diámetro de 6.2 m y una longitud de 235 m, la casa de maquinas tiene un ancho de 21 m, 44 m de altura y 205 m de largo, las galerías de oscilación tienen 16.5 m de ancho, 40 m de altura y el largo oscila entre 64 y 108 m, es una planta hidroeléctrica de tipo caverna con una capacidad de 2,400 MW y ocho túneles de desfogue que están unidos a los túneles de desvío.

Existen pequeñas plantas hidroeléctricas como:

- "Colimilla" en el Estado de Jalisco, cuya conducción a presión tiene un diámetro de 4.35 m y una longitud de 2 Km. cuenta con un pozo de oscilación de 14 m de diámetro y 48 m de altura.

- "El Novillo" (Plutarco Elías Calles) en Sonora tiene la obra de toma con 5.5 m de diámetro y 150 m de longitud con una bifurcación a 4.7 m, la casa de maquinas mide 15 m de ancho, 34 m de alto y 40 m de largo.

SISTEMA HIDROELECTRICO DEL RIO GRIJALVA

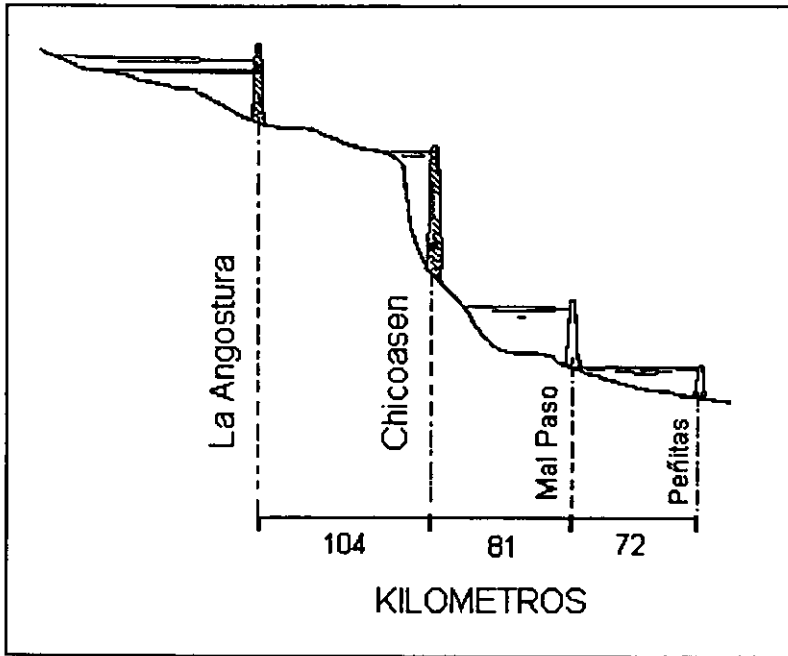


Fig. 1.1

- La presa "Cupatitzio" en Michoacán posee una serie de túneles de conducción y conductos abiertos con longitudes de 7.9 Km.

- La central hidroeléctrica "La soledad" tiene una conducción a presión de dos tuberías forzadas con diámetros de 4 m, y longitudes aproximadas de 811 y 6,570 m respectivamente, estas tuberías tienen una inclinación de 32° con respecto a la horizontal y una bifurcación en cuatro ramales de 1.5 m de diámetro, cuenta con un pozo de oscilación de 7 m de diámetro y una altura aproximada de 33 m.

Además, en fechas más recientes se han construido las siguientes plantas hidroeléctricas:

- "El Caracol", en el Estado de Guerrero, que cuenta con tres tuberías de presión de 9.5 x 10.5 m y una longitud de 750 m, posee también tres tuberías a presión de 7.5 m de diámetro cada una, con 182, 192 y 198 m de longitud respectivamente, existe otra tubería a presión con tres túneles de 7.5 m de diámetro cada uno y longitudes respectivas de 93, 99 y 109 m, la casa de maquinas tiene un ancho de 20 m, una altura de 37 m y 113 m de longitud, las obras de desfogue tienen un diámetro variable con una longitud de 97 m, dividido en dos conductos de sección variable desde 4.5 x 4.5 m hasta 4.5 x 7.29 m en donde termina la pila y transición a una sola sección portal de 9 m de diámetro.

- "Peñitas", en el Estado de Chiapas, cuenta con galerías de inyección y drenaje de 2.6 x 3.6 m, con una longitud de inyección de 654 m y 802 m de longitud de drenaje.

- "Bacurato", en Sinaloa, que cuenta con una conducción a baja presión de 7 x 7 m en la sección del portal, tiene un diámetro de 6 m y una longitud de 1685 m.

- La central hidroeléctrica de Zimapán, cuenta con dos unidades de 146 MW de potencia cada una y genera un promedio de 1,292.4 GWH. Se encuentra localizada cerca de las ciudades de Querétaro y México. En esta obra se aprovecha el potencial del río Moctezuma, para la generación de energía eléctrica.

La obra de conducción la constituye un túnel de 21.1 Km. de longitud que conecta la obra de toma con el pozo de oscilación. Superficialmente, las unidades de roca que se encuentran a lo largo del túnel pertenecen a las formaciones geológicas de: "Trancas"¹, "El Doctor"², "Soyatal-Méndez"³ y "Las Espinas"⁴; presentándose importantes cambios de espesor en la segunda y la tercera formación.

El Pozo de Oscilación y la Conducción a Presión quedaron alojados casi totalmente en la unidad superior de la Formación geológica "Trancas", en tanto que la parte inferior del Pozo de Oscilación, el extremo final del Túnel a Presión y la Casa de Máquinas quedaron dentro de la unidad inferior.

La obra de generación está integrada por una obra de toma tipo rampa, con umbral a la elevación 1,500 msnm, un túnel de conducción de sección tipo herradura de 4.70 m de diámetro y 21 Km. de longitud.

La conducción forzada, se complementa con una tubería de acero de 3.50 m de diámetro y 1,050 m de longitud, ya que en esta zona se eleva considerablemente la presión interna de la tubería. En su parte final, antes de llegar a la Casa de Máquinas esta tubería se bifurca en ramales de 2.1 m de diámetro cada uno. Fig. 1.2, Fig. 1.3 y Fig. 1.4

- La planta hidroeléctrica "Malpaso" es totalmente subterránea, con 6 unidades de turbogeneradores con 180,000 KW, cada una y con una capacidad total instalada de 1'080,000 KW.

La obra de toma está constituida por seis estructuras de entrada, donde se alojaron los dispositivos de operación de las seis compuertas rodantes y una adicional de emergencia, instaladas en vanos de 4.8 x 8.20 m, para el cierre de los conductos a presión.

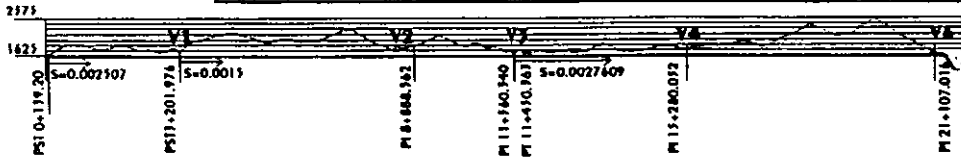
¹ Trancas: Formación geológica del Jurásico Superior formada por lutitas, areniscas y calizas en estratos delgados, metamorizadas.

² El Doctor: Macizo rocoso del Cretácico Medio, constituida por calizas en estratificación masiva.

³ Soyatal-Mendez: Rocas sedimentarias del Cretácico Superior que consiste en lutitas y areniscas de estratos delgados.

⁴ Las Espinas: Formación geológica formada a base de una agrupación de rocas volcánicas

Secciones de la Conducción



PERFIL TUNEL DE CONDUCCION

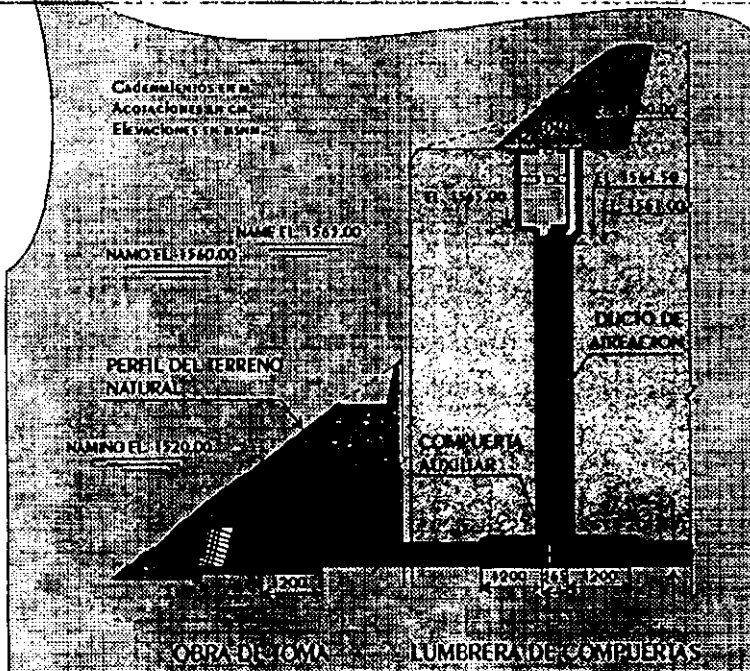
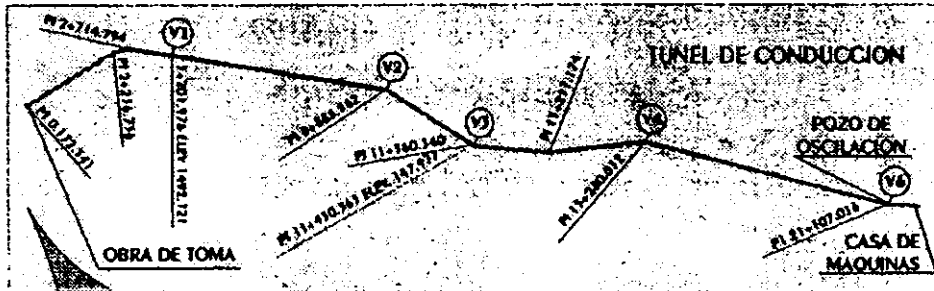


Fig. 1.2

Secciones de la Conducción (detalles elevación)

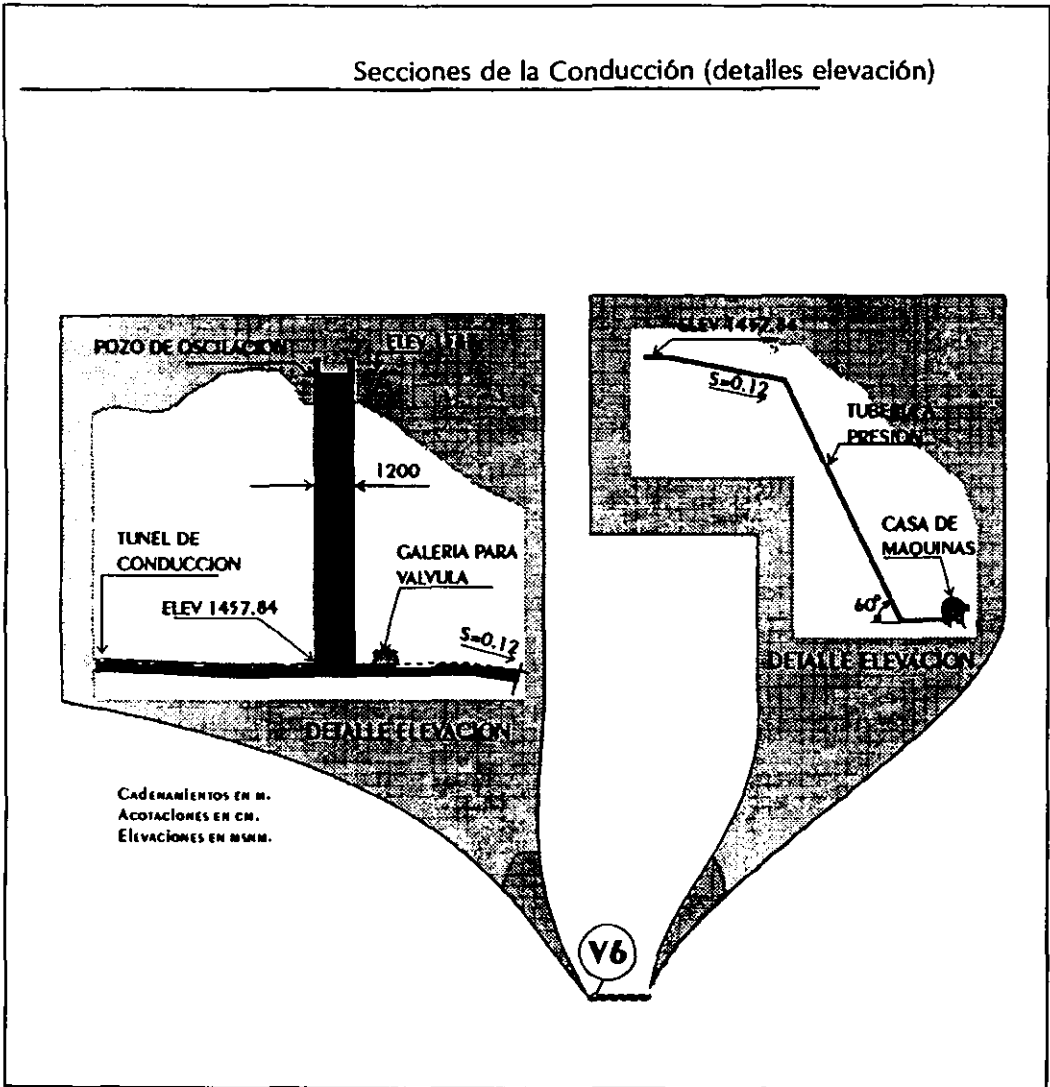


Fig. 1.3

Obra de Conducción

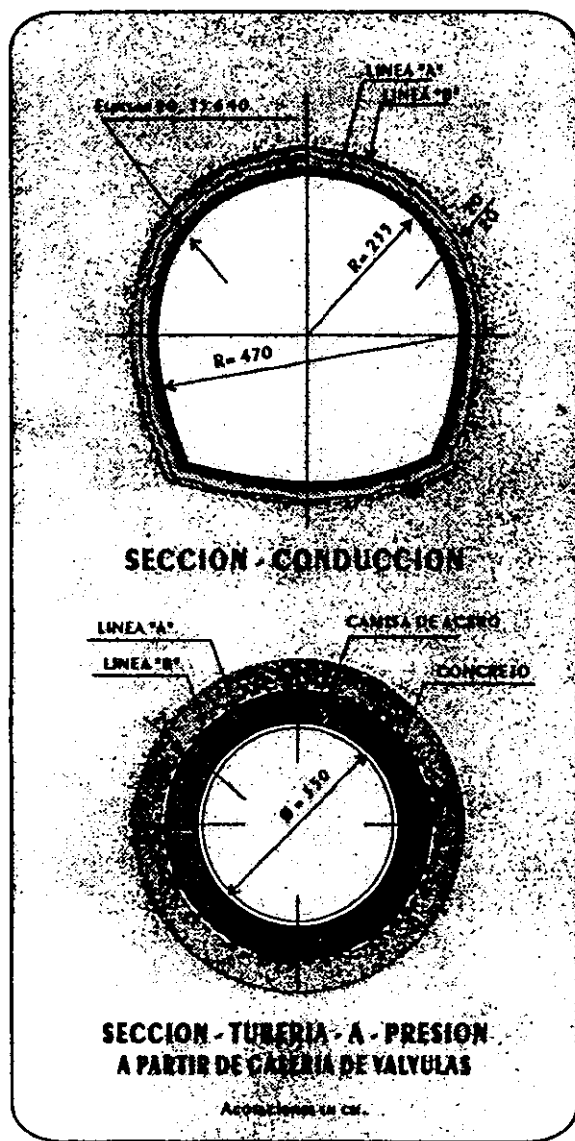


Fig. 1.4

El túnel a presión se ubica aguas abajo de los vanos de las compuertas rodantes de la obra de toma y después de la zona de transiciones que cuenta con 12.40 m de longitud. Este túnel tiene una inclinación de 36° con respecto a la horizontal, y se le colocó un revestimiento de concreto reforzado ($32,704 \text{ m}^3$ en la excavación subterránea y $20,321 \text{ m}^3$ en los seis conductos que contiene). Este túnel está forrado con una tubería de acero de 7 m de diámetro interior a lo largo de 71.36 m hasta el codo de reducción de 7 a 6 m de diámetro en su parte inferior, de ahí continua con un tubo de 6 a 5.6 m de diámetro y después con otro tubo recto horizontal de 5.6 m de diámetro hasta se conexión con la turbina correspondiente. Fig. 1.5

- La central hidroeléctrica de "Infiernillo" es la mayor presa del aprovechamiento del río Balsas. La cuenca del río tiene una extensión superficial de 103,400 Km. Esta cuenca se encuentra localizada en parte de 8 Estados de la República Mexicana: Puebla, México, Oaxaca, Guerrero, Tlaxcala, Jalisco, Michoacán y Morelos.

El agua se encuentra almacenada en la presa y se extrae por medio de las obras de toma para después ser conducida hasta la casa de máquinas por medio de las tuberías de presión, que son dos por cada obra de toma. Cada turbina es alimentada por una tubería.

La tubería de presión trabaja con una carga hidráulica de 101 m pasando antes a través de una válvula mariposa, la cual se abre por medio de servomotores y se cierra a través de servomotores ayudados por contrapesos.

La obra de desvío tuvo un diámetro de 9.2 m y una longitud de 800 m, la tubería de presión tiene 6 pozos de oscilación con un diámetro aproximado de 8.4 m y con una altura de 34 m, el acceso a la casa de máquinas consiste en un portal de 7 x 8.5 m y la casa de máquinas cuenta con un ancho de 21 m, una altura de 40 m y 128 m de largo, la tubería a presión consiste en tres túneles con

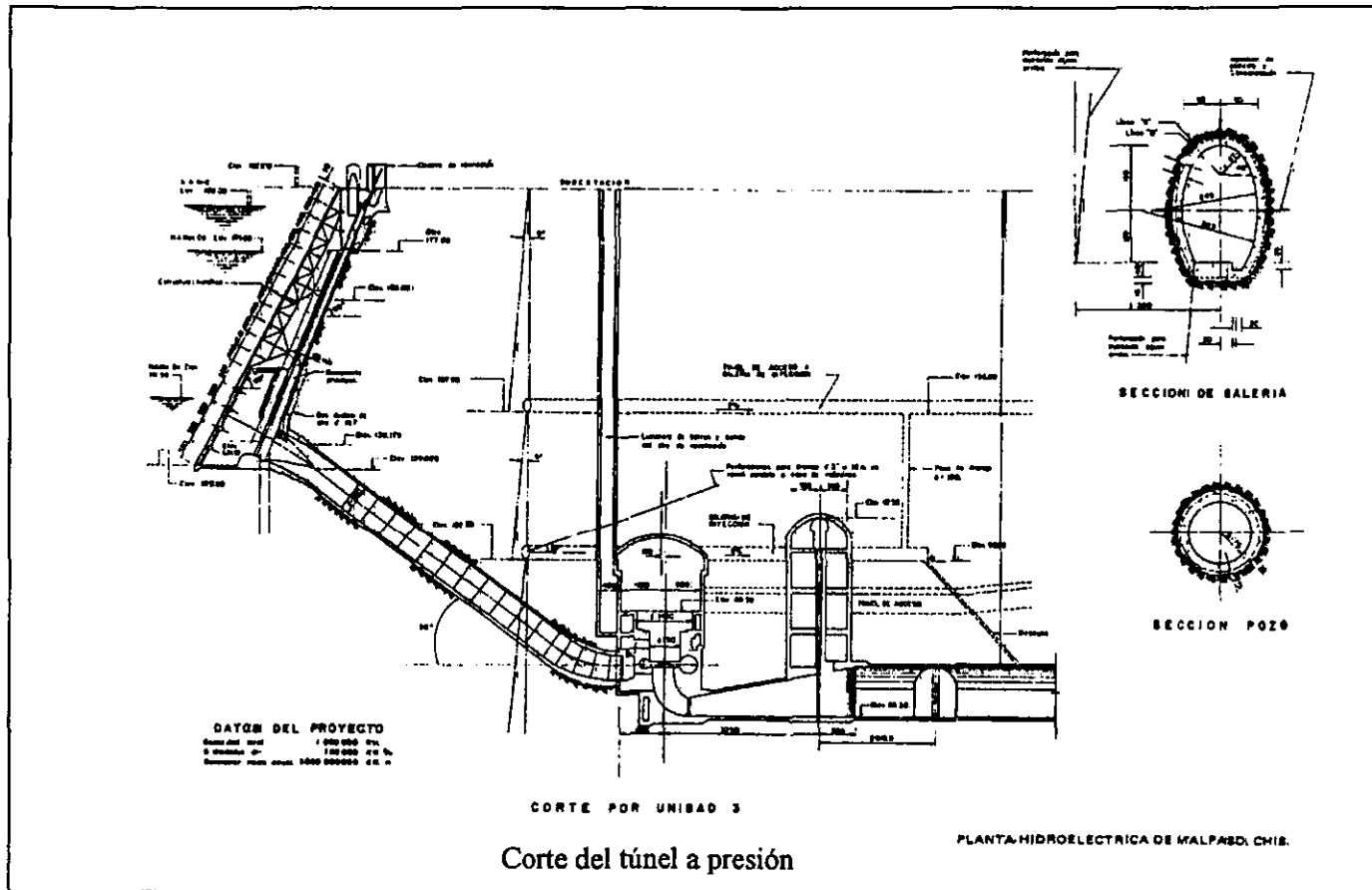


Fig. 1.5

8.9 m de diámetro y cada uno posee una bifurcación para hacer un total de seis túneles. Cuenta con tres túneles de desfogue con 13 m de diámetro y longitudes de 200, 223 y 200 m respectivamente. Fig. 1.6

1.3.- Tuberías Forzadas

Los proyectos de energía hidroeléctrica se encuentran, por lo general, en áreas montañosas que dependen principalmente del almacenamiento de agua a un nivel elevado y de la utilización de la energía potencial que se genera entre el espejo del agua almacenada y las turbinas situadas muy por debajo del nivel de almacenamiento. Para poder alimentar a las turbinas en la casa de máquinas, el agua es conducida por medio de un túnel a presión desde la obra de toma hasta la ladera del macizo rocoso donde este túnel se convierte en una tubería forzada que está ramificada al final para suministrar el agua a las distintas turbinas que integran el sistema generador, esta tubería al tener una caída casi vertical opera bajo presiones internas muy elevadas que deben controlarse para asegurar la estabilidad del macizo. En el diseño de la tubería se busca equilibrar esas presiones internas con una carga de roca adecuada, siempre y cuando las características del macizo lo permitan, si no, se utilizan revestimientos de acero y concreto reforzado para absorber los esfuerzos excesivos alrededor de la excavación. Fig. 1.7

Antes de 1950, las tuberías forzadas se colocaban superficialmente sobre la ladera del macizo rocoso hasta encontrar la casa de máquinas ubicada muy por abajo de la obra de toma, es decir, al pie de la ladera. Cuando se empezaron a construir las obras subterráneas, fueron utilizados pozos revestidos con acero para conducir el agua hacia la zona de máquinas. Esto fue muy popular en la década de los 50's, ya que, durante el periodo comprendido entre 1950 - 1965 se construyeron en Noruega un total de 36 pozos revestidos con acero que contenían cargas de presión que iban de 50 a 967 m.

En los años 60's entraron en operación pozos a presión sin revestimiento en las centrales hidroeléctricas, y desde 1965 estos pozos fueron considerados

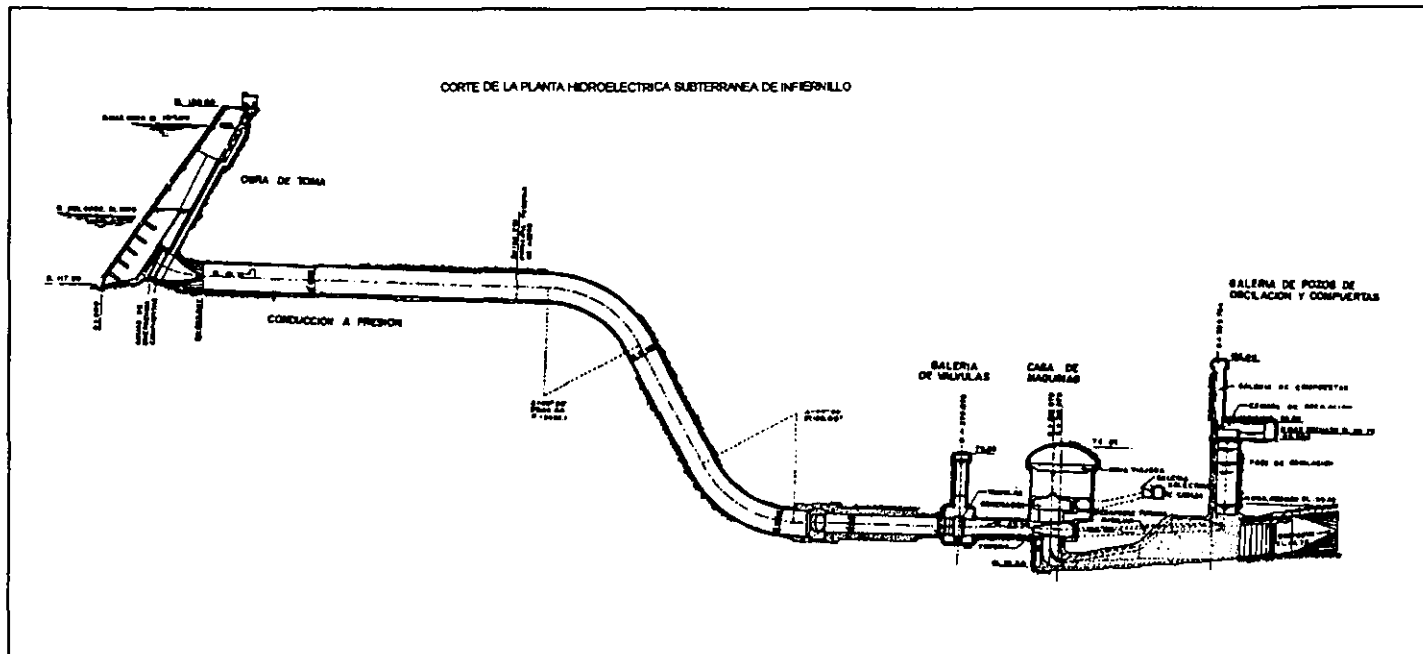
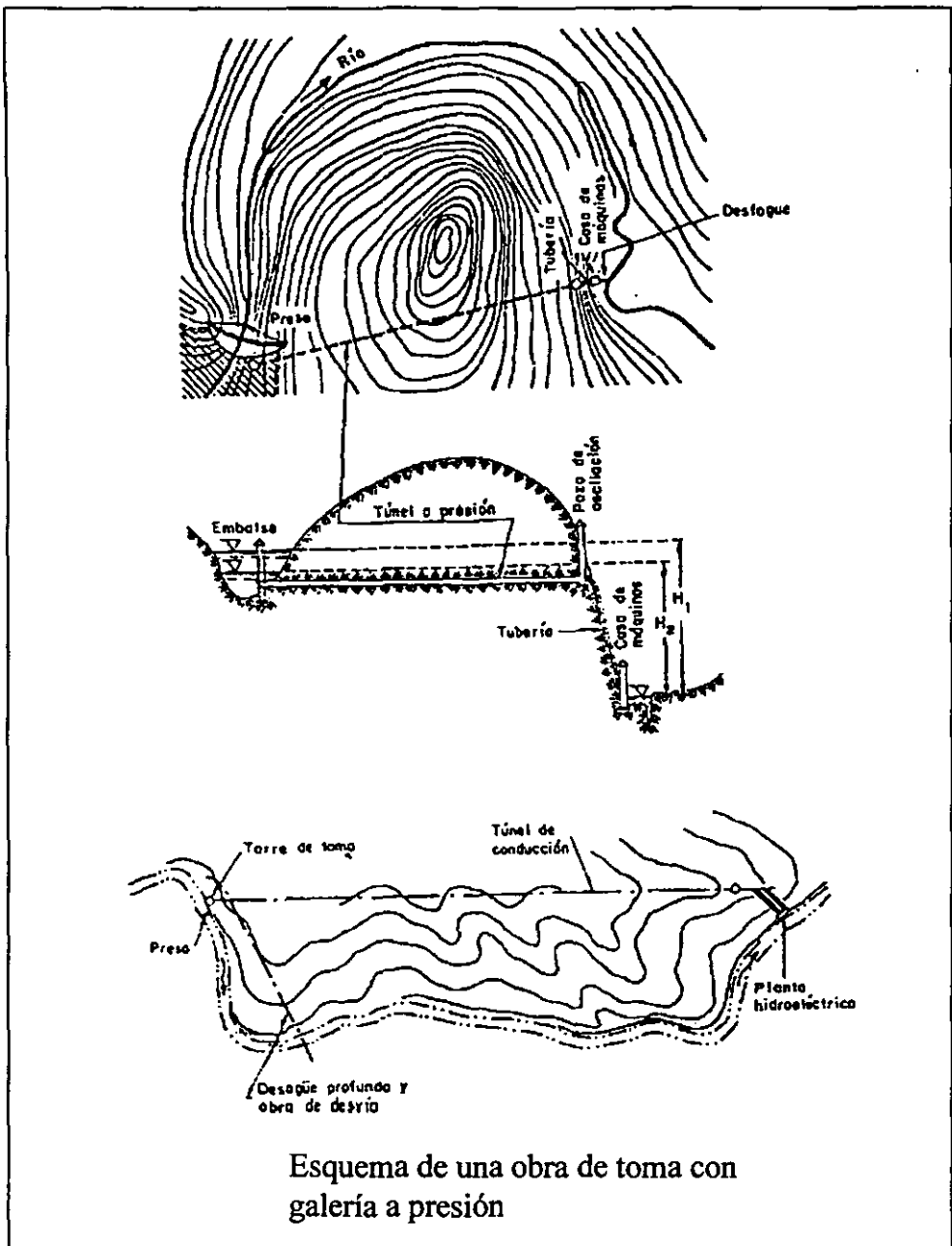


Fig. 1.6



Esquema de una obra de toma con galería a presión

Fig. 1.7

como las conducciones ideales para cargas de entre 500 - 600 m. Conforme se fueron desarrollando los criterios de diseño para este tipo de pozos, se pusieron en operación proyectos hidroeléctricos con las conducciones a presión soportando cargas hasta de 780 m; en el año de 1982, se logró poner en funcionamiento un pozo presurizado con una carga de 1000 m.

En 1973, se utilizaron por primera vez las cámaras de oscilación, las cuales operaban con aire amortiguador que ayudaba a controlar la presión del agua contenida en la tubería forzada. Esta innovación fue adoptada satisfactoriamente en la central hidroeléctrica "Driva" localizada en Noruega.

La cámara abierta de oscilación se debe ubicar cerca de la cima del pozo a presión, mientras que en el interior del macizo rocoso se coloca una cámara de oscilación cerrada cerca de la casa de máquinas, esta cámara debe estar situada en el túnel de alta presión.

Para 1975 los pozos a presión, cuyas inclinaciones normalmente eran de 45°, fueron reemplazados por túneles con inclinaciones más leves, por lo regular con pendientes que oscilaban entre 1:10 y 1:15. Fig. 1.8

En los túneles de alta presión la relación entre los esfuerzos en el revestimiento del túnel y en la roca adyacente adquieren una importancia vital, ya que si no se toman en cuenta se presentarán agrietamientos y fugas, que provocarán que el macizo rocoso se comporte de manera inestable durante la operación.

Como ya se mencionó anteriormente, en las estaciones más antiguas era común que las turbinas de acero bajaran por la ladera de la montaña hasta la estación, pero ahora los túneles a presión y los tiros revestidos de acero toman el lugar de las tuberías sin protección.

Los túneles de descarga para los canales de desfogue deberán ser adecuados para conducir la máxima descarga de la turbina sin contrapresiones que obstruyan. Como las turbinas se colocarán a un nivel bajo con el fin de aprovechar la máxima carga hidrostática del agua, el gradiente del canal de desfogue deberá ser tan plano como sea posible.

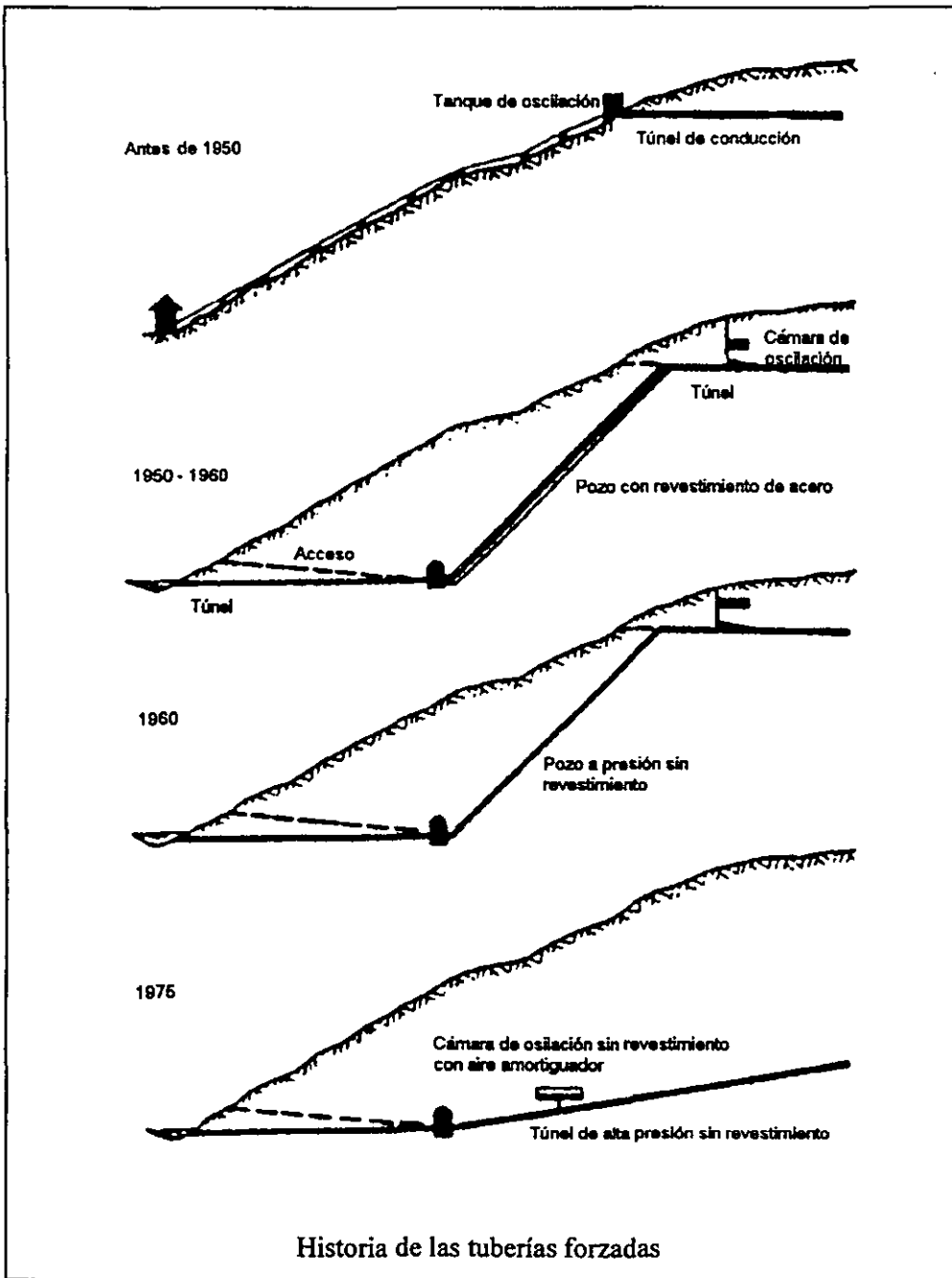


Fig. 1.8

Es importante tomar en cuenta la forma en que se va a realizar el llenado del túnel, ya que este debe ser lento y por pasos, debe llevarse a cabo sobre un periodo de 15 a 20 días, para que los niveles externos de agua puedan establecerse en su máxima altura. Aunque el diseño esté correctamente elaborado, se debe mantener un programa de mediciones constantes de pérdidas de agua y de los cambios bruscos en el nivel piezométrico a lo largo de la línea del túnel.

1.3.1.- *Túnel a Presión*

El papel que juega un túnel a presión es simple, conduce el agua bajo presión desde la obra de toma, ubicada en la cortina, hasta la casa de máquinas.

Los requerimientos del túnel a presión son, básicamente, el equilibrio entre la presión interna del agua y la resistencia que pueda presentar la carga de roca calculada según el tipo de macizo rocoso sobre el que se esté trabajando. Esto se debe cumplir para mantener estable la obra subterránea durante la vida útil del proyecto. Es importante también que en el túnel no exista una pérdida desmedida de agua, ni que los requerimientos de mantenimiento sean excesivos.

Las dimensiones típicas del túnel son de 4 a 6 m de diámetro y de 1 a 6 Km. de longitud, aunque en muchas obras de este tipo, estos límites son sobrepasados. La carga hidráulica bajo la cual trabaja el túnel a presión oscila entre los 40 y los 100 m, para un caso típico de baja presión, mientras que varía entre 300 y 1000 m para un túnel de alta presión.

Las obras de toma a través de túneles en las laderas constituyen quizá el tipo de tomas más conveniente para presas con cortinas de tierra, tierra y enrocamiento o concreto.

Aún cuando los túneles pueden ser revestidos o no de acuerdo con las condiciones de la roca que se presente, es conveniente que sean revestidos en su totalidad incluyendo la zona de tuberías o descargas libre. Dicho revestimiento deberá reforzarse de acuerdo con las probables condiciones de carga a la que estará sometido, de manera que se eviten agrietamientos que pueden ser

nocivos, principalmente en la parte aguas arriba de la zona de compuertas o válvulas. En caso de existir, todas las grietas o fisuras en la roca exterior de la sección del revestimiento se deberán inyectar en forma adecuada a fin de garantizar el trabajo conjunto entre la roca y el revestimiento. Fig. 1.9

También es importante que los túneles a presión cuenten con un eficiente sistema de drenaje, para aliviar las presiones hidrostáticas exteriores cuando el túnel se vacía.

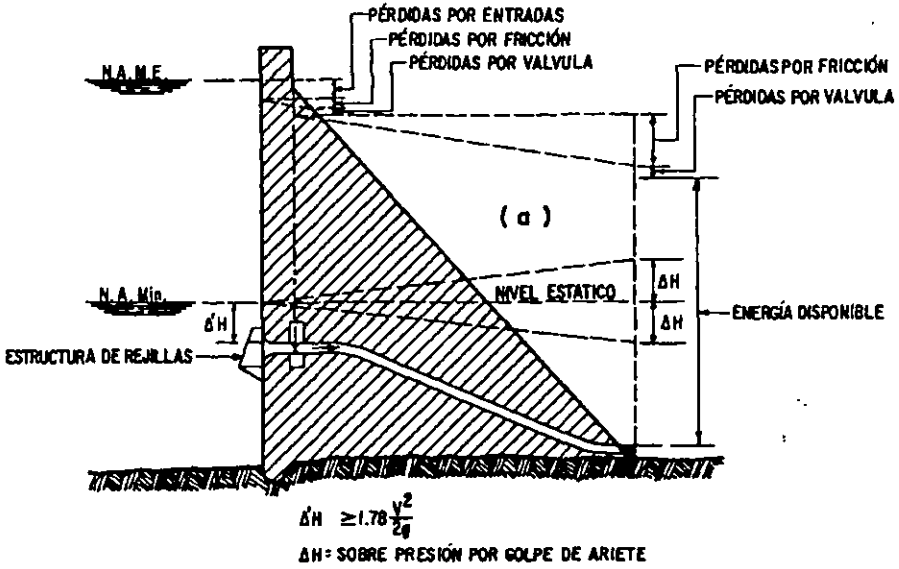
1.3.2.- *Tubería a presión*

La tubería a presión, como ya se mencionó, es el tubo que conduce el agua desde el túnel a presión hasta la casa de máquinas, en ocasiones este tubo se ubica a partir de la cámara de oscilación y hasta la caverna que aloja la zona de generación eléctrica.

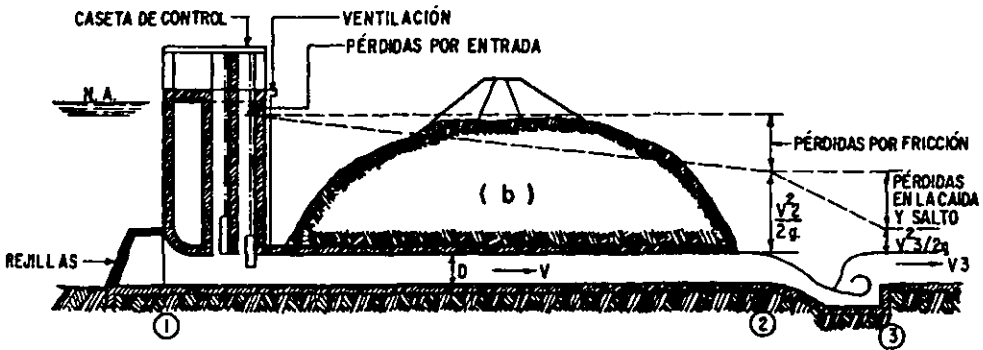
La posición de la tubería depende de la ubicación de la casa de máquinas con respecto al dique que forma la cortina de la presa y a las características del macizo rocoso que alberga la obra de conducción.

Las tuberías pueden tener bifurcaciones y trifurcaciones al llegar a la casa de máquinas para suministrar agua a varios generadores, pero se producen pérdidas importantes en estas zonas, por lo que la división del flujo en varias tuberías puede ser la solución más económica si la tubería no es muy larga y el espacio entre los turbogeneradores es el adecuado para no entorpecer el trabajo entre ellos. Fig. 1.10

Las tuberías deben ser hidráulicamente tan eficientes como sea posible, con el objeto de conservar la carga disponible; y estructuralmente seguras, para prevenir fallas que puedan causar pérdidas de vida o bienes. Se pueden fabricar de una gran variedad de materiales; pero la resistencia y flexibilidad del acero lo hace el material más conveniente para trabajar con la variación de presiones que provoca la operación de una turbina, bomba o válvula. Además pueden tener diversas formas cuando deben librar algunos riscos con el canal de conducción Fig. 1.11



OBRA DE TOMA CON TUBERÍA A PRESIÓN A TRAVÉS DE UNA CORTINA DE CONCRETO



OBRA DE TOMA CON TORRE Y TÚNEL A PRESIÓN

Fig. 1.9

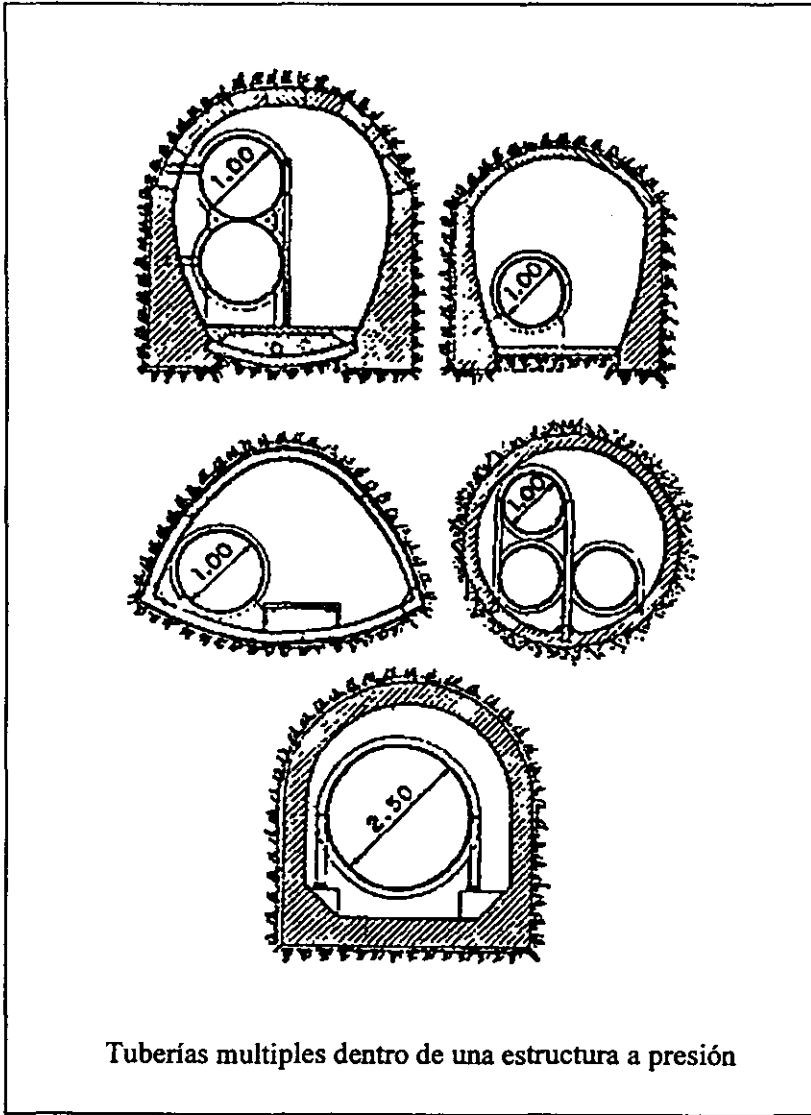


Fig. 1.10

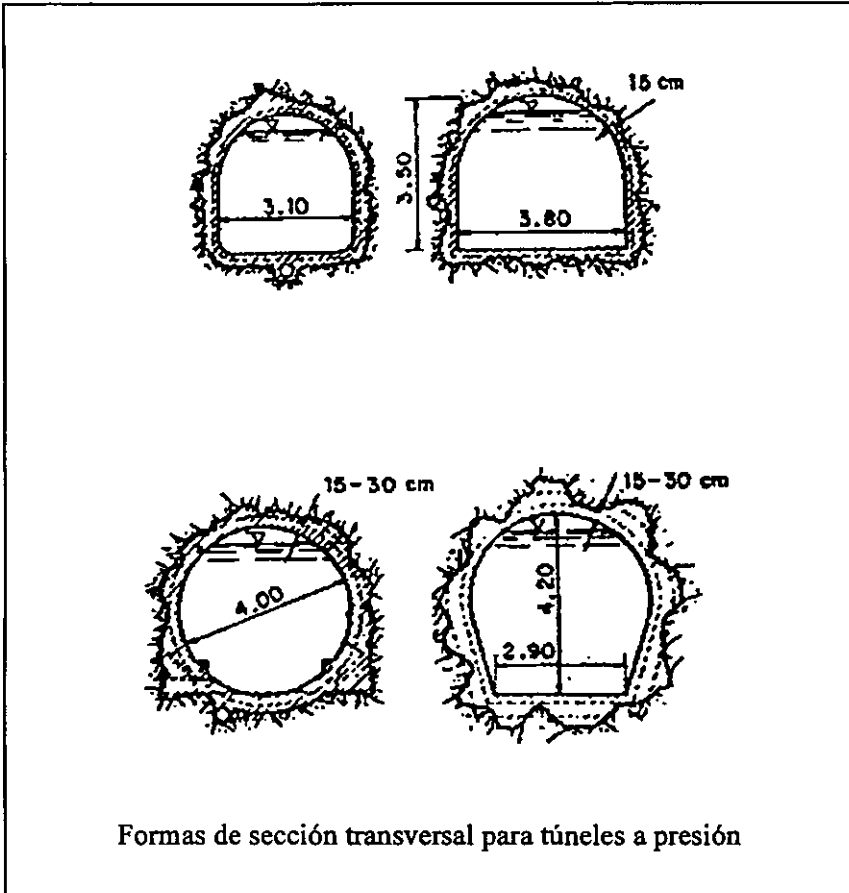


Fig. 1.11

La localización de las tuberías forzadas será determinada primeramente por el tipo de cortina, la obra de toma y la localización relativa de la presa y casa de máquinas, así como del método de desviación que se use durante la construcción de las obras; ya que, en las presas en las que la desviación se planea a través de túneles, las tuberías se pueden colocar dentro de los mismos en fechas posteriores al desvío, mediante un taponamiento adecuado a la entrada. Sin embargo, la ubicación para el diseño de la tubería será analizada y establecida mediante algunos criterios como pueden ser los de: Deere, Schneider, Alberro o el Noruego; los cuales analizan la estabilidad del macizo rocoso calculando la carga de roca ideal para soportar las presiones internas de la tubería debidas a la carga hidrostática que alberga. Fig. 1.12

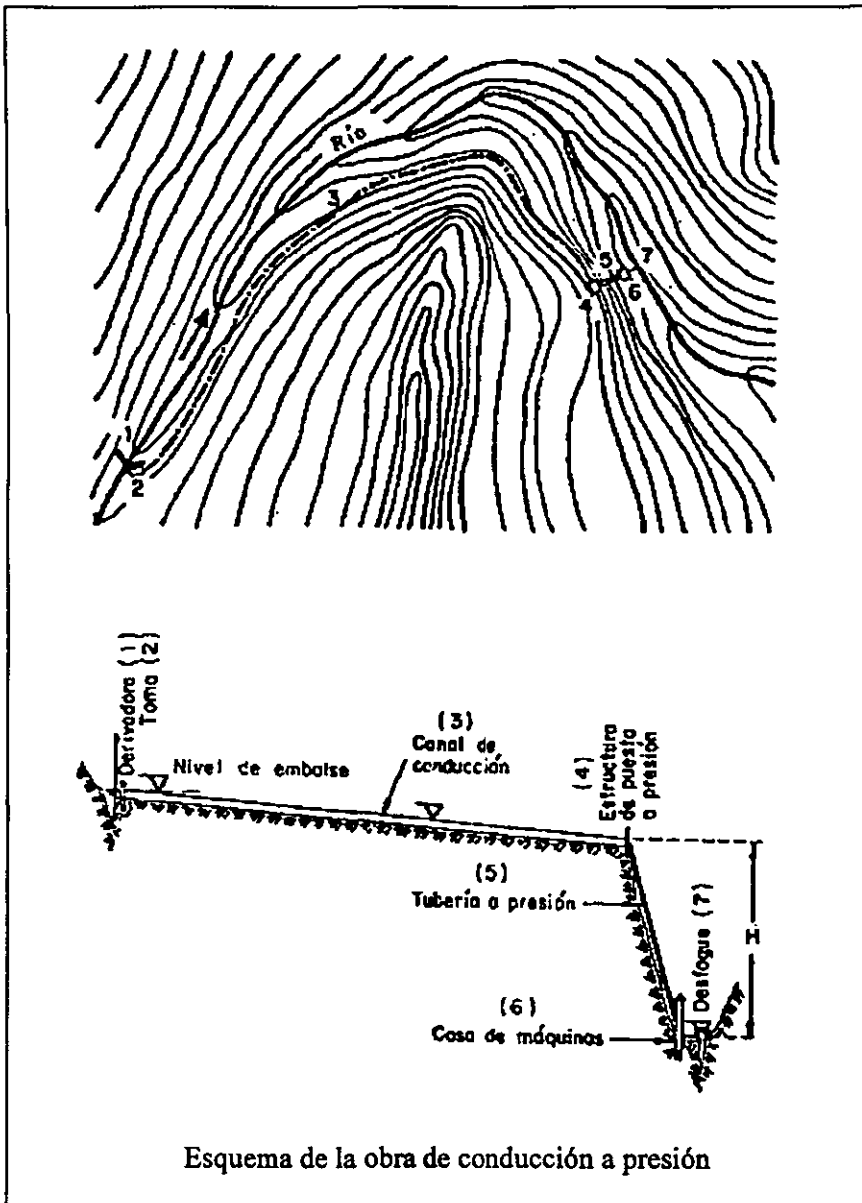


Fig. 1.12

2.- INVESTIGACION DEL MACIZO ROCOSO

La excavación del túnel de conducción a presión de cualquier central hidroeléctrica requiere de la planeación de estudios geológicos exploratorios, tanto en superficie como en el subsuelo, así como la aplicación de ensayos de laboratorio que deben comprobarse por medio de pruebas in-situ, ya que existen parámetros ambientales que tienen el potencial de afectar en forma muy significativa las propiedades de las rocas, y cuyos valores sólo se pueden obtener en las condiciones ambientales prevalecientes en el sitio de estudio.

El conocimiento de las propiedades físicas y mecánicas de las rocas es el aspecto clave para los trabajos relacionados con las actividades de localización, evaluación y diseño de una tubería forzada. Ya que al conocer estas propiedades se puede simular el comportamiento que tendrá el macizo rocoso primero en presencia de la excavación subterránea y después durante la operación del túnel a presión, además de establecerse la manera más favorable de realizar los trabajos de construcción.

Con objeto de determinar la magnitud y la distribución de los esfuerzos en cualquier estructura sometida a cargas, es necesario conocer las características carga-deformación de los materiales componentes. La mayoría de los materiales son más o menos continuos y homogéneos, de manera que el comportamiento de grandes masas puede predecirse razonablemente a partir de ensayos en el laboratorio.

Los macizos rocosos son conjuntos heterogéneos y generalmente discontinuos, lo que da lugar a que la escala de un experimento determine en cierto grado los resultados del mismo. Como un ejemplo de esto puede citarse la obtención de la rigidez de una roca, ya que al comparar los resultados de ensayos in-situ en macizos rocosos con los resultados de laboratorio sobre la misma roca, se ve que los ensayos de laboratorio conducen invariablemente a una sobrestimación de la rigidez de la roca. La razón principal de esta discrepancia es la presencia de discontinuidades en el macizo rocoso, estas pueden adoptar una

o varias formas, por ejemplo: Diaclasado y estratificación más o menos sistemáticos; Microfisuras en rocas aparentemente masivas, además de fallas y zonas localizadas de roca "alterada". Por razones prácticas las muestras de laboratorio se suelen tomar casi invariablemente de la roca comprendida entre discontinuidades principales. La presencia de las discontinuidades, con su rigidez considerablemente baja, reduce la rigidez total del macizo rocoso; el factor de reducción depende, por tanto, de su magnitud y distribución.

No existe un método exacto para predecir de antemano la rigidez total de un macizo rocoso a partir de los resultados de ensayos en el laboratorio, por lo que son necesarios los ensayos in-situ a pesar de su mayor costo.

Otras propiedades importantes, además de la rigidez, son la resistencia al esfuerzo cortante, la porosidad y la permeabilidad. Estas propiedades están también sujetas a errores de escala y toma de muestras, por lo que para la mayoría de las finalidades prácticas, se suelen determinar a partir de ensayos in-situ. Sin embargo, a pesar de la gran gama de pruebas que pueden ser efectuadas in-situ ó laboratorio, el objetivo final del proyectista es obtener la resistencia y deformabilidad del macizo rocoso.

2.1.- Geología

De las ciencias naturales, la Geología es una parte esencial en la construcción de túneles, debido a que se trabaja en el interior de la masa rocosa. La ingeniería de túneles se relaciona con los aspectos de la geología física que analizan el material que rodea el túnel, su reacción ante los esfuerzos impuestos y los patrones de esfuerzos existentes.

Los mapas geológicos aportan información valiosa, pero es necesario que se complemente con estudios en campo con el fin de localizar y evaluar la importancia de las principales características del macizo rocoso, como las discontinuidades y la evaluación cuantitativa de las propiedades mecánicas de la roca.

En los estudios geológicos para un túnel, se utilizan las perforaciones, pozos de tiro de prueba y frentes exploratorios, cuyo objetivo es la identificación y localización de cada estrato importante para la estructura del túnel. Si la sección de dicho túnel se puede situar de modo que se ubique totalmente dentro de un estrato uniforme de considerable espesor, entonces las perforaciones deben ser sólo las necesarias para comprobar esta uniformidad, además de determinar las propiedades más importantes y el comportamiento mecánico, siempre sujetos a la condición de que el espesor pueda ser menor de lo esperado y que las características tengan variaciones locales. En cualquier lugar en donde se tenga la sospecha de la existencia de alguna falla, se requerirá de un estudio más detallado.

Como una primera etapa en el reconocimiento geológico, se deberá realizar como mínimo un número suficiente de perforaciones para comprobar la presencia y los niveles de los estratos esperados y sus características. Después de esta primera etapa, es posible tomar decisiones tentativas sobre la ruta del túnel y los métodos adecuados para su construcción; con una segunda serie de sondeos se puede tener mayor información geológica a lo largo y a través del túnel, pero teniendo presente que las condiciones entre los barrenos no se pueden interpolar con absoluta confianza. Ya que se pueden presentar zonas como las aluviales, donde los cambios de propiedades físicas de la roca pueden ser muy rápidos, pudiéndose presentar fallas inesperadas, fisuras y zonas de intemperismo.

En la tercera etapa de la investigación del lugar, se comprueban los puntos críticos al terminarse el diseño y la geometría del túnel para reunir la información faltante. Un túnel piloto o un frente de exploración puede auxiliar en dichas funciones.

Como la situación geológica estructural que se puede encontrar en cualquier sitio es el producto de la historia geológica de la región, mediante esta se establecen los tipos de roca, pliegues, fallas y fracturas.

El conocimiento de estos procesos geológicos es necesario para establecer una idea del posible lugar de la obra, ya que estos estudios proporcionan tendencias estructurales que no pueden ser conocidas por medio de la información recabada a nivel local.

Se debe tener un conocimiento preciso de los estratos que se encontrarán y de que forma se manifiesta el agua subterránea, por lo que es necesaria una evaluación del comportamiento del terreno ante la excavación, incluyendo los efectos de alteración estructural debidos a los procesos de barrenación y drenaje. Al considerar la alteración, es muy importante tener en cuenta el factor tiempo, tanto en la reacción inicial del terreno durante la construcción, como en la subsiguiente relajación y cambios de esfuerzos después de haber instalado el revestimiento

El levantamiento geológico deberá abarcar un ancho de dos a tres veces el diámetro (\varnothing) del túnel y una profundidad desde la superficie hasta dos veces el \varnothing del túnel por debajo del piso del mismo. La descripción del terreno debe ser presentada en términos geológicos generales, además de complementarse con un análisis de la estructura del terreno en pequeña escala. Esto se debe presentar en términos tanto de Mecánica de Suelos como de Mecánica de Rocas, definiendo la ubicación de los límites de las discontinuidades. Es importante que la información sea clara tanto para los ingenieros como para los geólogos que se puedan ver involucrados con el proyecto.

Al iniciar un proyecto para una excavación subterránea, es posible que no exista información adecuada sobre el macizo a la profundidad donde se tiene que realizar la excavación. En estas circunstancias, la roca que se manifiesta en la superficie será la que tiene que proporcionar la máxima información sobre los tipos de roca y sobre las características estructurales del macizo.

Cuando hay pocos afloramientos o se cree que las manifestaciones han sido seriamente alteradas por la meteorización, una trinchera o un pozo pueden proporcionar la información superficial que se requiere. Cabe recordar que aparte de servir para la identificación de las rocas, los cortes en el macizo rocoso sirven

para medir la inclinación (echado) y la orientación (rumbo) de los fenómenos estructurales como la estratificación y las fisuras.

Se tienen dos aspectos esenciales en un estudio e informe geológico:

1. Recopilación de toda la información disponible del sitio y la preparación de mapas y secciones para predecir el tipo de roca y estructuras, además del agua subterránea que se puede encontrar.
2. Descripción y clasificación del terreno a través del cual habrá de pasar el túnel, en términos tanto de Mecánica de Suelos como de Mecánica de Rocas; a fin de poder realizar un pronóstico tanto del comportamiento como de la reacción del macizo rocoso a las operaciones de la construcción del túnel y a la operación propia de la tubería.

Es de gran importancia que la información geológica sea presentada de tal manera que el proyectista del túnel la entienda con facilidad en el momento del diseño; esta debe contener:

1. Litología - tipo y características del suelo y roca.
2. Estratificación y diaclasas.
3. Discontinuidades - incluyendo fallas y fisuras.
4. Presencia de agua.
5. Esfuerzos existentes (tectónicos ó hidrostáticos).

La litología describe las características físicas, químicas y de textura de roca. Estas características son tan variadas que en ocasiones resulta difícil su clasificación y nomenclatura. La amplia clasificación de las rocas en sedimentarias, ígneas y metamórficas, es utilizada para un reconocimiento somero del macizo rocoso.

Una de las razones importantes para el empleo del nombre litológico es la relación entre la textura, origen y anisotropía estructural de las rocas.

Por ejemplo, la mayoría de las rocas ígneas tienen una estructura densa, bien encajada, con pequeñas diferencias de dirección en las propiedades mecánicas (con la excepción de las rocas volcánicas superficiales, rocas intrusivas de poca profundidad y algunas intrusivas profundas). Las rocas sedimentarias, como las pizarras arcillosas, las areniscas y algunas calizas, están estratificadas y por lo tanto muestran una anisotropía considerable en las propiedades mecánicas.

El hecho de conocer la litología del lugar, puede proporcionar al proyectista algunas características físicas de la roca dignas de tomarse en cuenta. Otro ejemplo nos dice que: la presencia en el terreno de caliza, yeso y sal gema, puede inclinar al investigador a la búsqueda de fenómenos de disolución como cavidades y fisuras que se han agrandado por dicha disolución. En otro caso, la presencia de una colada de lava basáltica puede indicar la existencia de un diaclasado columnar y llamar la atención sobre los problemas de inestabilidad en un túnel construido bajo este tipo de terreno. Algunos tipos de rocas presentan un comportamiento característico ante la presencia de un túnel, como puede ser la existencia de sal gema u otras evaporitas que podrían dar lugar a problemas con deformaciones de fluencia. Las pizarras arcillosas, debido a su contenido de arcilla, presentan frecuentemente hinchamiento y disgregación al aire por variaciones de presión y humedad.

Por otro lado, la estratificación es la distribución de las capas de roca que puede variar desde una simple sucesión de estratos casi horizontales hasta un complejo patrón de pliegues y fallas inclinados que forman un ángulo cualquiera. En los estratos pueden existir depósitos aislados y con un espesor irregular, por lo que para el análisis de las zona es necesario un conocimiento de la geometría de cada estrato en tres dimensiones. Este reconocimiento debe realizarse en las partes que rodean al túnel y el espesor puede variar sobre el área estudiada, especialmente donde los depósitos recientes no consolidados llenan los terrenos hondos de una superficie más antigua, o se han sometido a erosión superficial.

Las juntas o diaclasas de los estratos implican alguna discontinuidad y a menudo un cambio en la litología. Por ejemplo, un cambio en la corona de un

túnel, de arcilla sólida a grava acuífera, puede resultar muy inestable para la estructura final, mientras que un frente mixto formado por terrenos duros y blandos resulta muy difícil de barrenar, si es que la excavación en roca requiere de explosivos, ya que esto causa inestabilidad en el terreno blando.

Las diaclasas pueden estar formadas por grietas mínimas, que en ocasiones están rellenas de arcilla. Estas diaclasas forman una red de fisuras a través de la cual, el agua pasa contribuyendo al intemperismo y a la erosión de la masa de roca, lo que produciría agrietamientos de gran importancia en la evaluación de la calidad de la roca en relación con la excavación y el soporte.

Además de los planos de estratificación, que se originan por grandes o pequeñas discontinuidades en la depositación y separan a los estratos individuales, los grupos de diaclasas perpendiculares a las capas en la mayoría de los estratos, se atribuyen a la contracción en el proceso de consolidación y al esfuerzo debido a la tensión. Las diaclasas son aproximadamente planas y se presentan en grupos paralelos espaciados con bastante regularidad, y es posible que haya cuando menos dos grupos que pueden estar en ángulo recto haciendo que la roca parezca un mosaico de bloques, y en los terrenos sedimentarios con plegamientos, lo más normal es que el grupo principal de las diaclasas corra en paralelo con el rumbo y que las juntas transversales secundarias corran paralelas al buzamiento; mientras que su espaciamiento puede ser de varios metros en las areniscas y calizas masivas, o puede ser tan pequeño como para lograr la fragmentación de la roca dejándola con muy poca cohesión.

De igual modo, pueden existir juntas de contracción en el plano vertical en las rocas o en ángulo recto con la superficie de enfriamiento, y desarrollar estructuras columnares masivas en las dolomitas y los basaltos.

El conocimiento de las discontinuidades (fallas, fracturas, juntas, estratificación, laminación y foliación), es considerado entre los datos más importantes para determinar el comportamiento de un macizo rocoso.

Las discontinuidades geológicas deben representarse indicando su ubicación, orientación (dirección y buzamiento) y separación, además de

describirse también sus características físicas. Los términos abierto o cerrado pueden aplicarse para describir el grado de abertura, mientras que los vocablos plano, curvo o irregular se aplican para señalar la homogeneidad del perfil. Lisa y rugosa sirven para identificar la textura superficial.

Una falla es una superficie en masas de rocas adyacentes, donde ha ocurrido un movimiento cortante relativo, cuyo grado de desplazamiento puede ser muy grande, o puede ser tan pequeño como para diferenciarse muy poco de una diaclasa. La mayoría de las fallas no tienen movimiento y son estables, pero algunas fallas importantes, particularmente en las zonas sísmicas, permanecen potencialmente activas. La superficie de falla es casi plana y su orientación está definida por el buzamiento (o por el ángulo complementario de inclinación).

Existen tres patrones típicos del movimiento de una falla: 1) una falla directa en un plano inclinado, es donde los estratos han descendido con relación a los estratos idénticos en el lado superior. 2) lo contrario es una falla inversa en la que las fuerzas de compresión causan un movimiento ascendente de la pendiente de buzamiento, que normalmente es menos brusca que una falla directa. Con un ángulo muy bajo, la falla se convierte en una falla de cabalgadura. 3) el tercer tipo es la falla rotacional, en la que el plano está cerca de la vertical y el movimiento es más horizontal hacia la izquierda o hacia la derecha a lo largo del echado.

Cuando existen fallas se deben conocer las características del material en la zona de falla, producto de la falla misma o ubicación posterior (material brechado, arcilloso, permeable, impermeable, resistente o no resistente); además debe conocerse su magnitud y edad en relación con otras unidades litológicas que no han sido afectadas. En lo que respecta a su edad y en relación con el aspecto sísmico, hay fallas menos importantes que otras; por ejemplo, una falla mesozoica en general es menos importante que una del Holoceno o reciente, ya que estas últimas pueden considerarse como activas.

Es importante que se establezca la separación, echado y dirección de los diversos sistemas de fracturas, así como las características del relleno o la

ausencia del mismo, además debe señalarse si los planos de discontinuidad presentan alteración ó si son lisos, alabeados y rugosos (con estrías o realices).

Las discordancias, son accidentes estructurales que pueden representar una zona de debilidad alterada o permeable, ó pueden corresponder a dos unidades litológicas totalmente diferentes, equivalentes a una falla en cuanto a permeabilidad y deformabilidad diferencial.

En lo que respecta a los esfuerzos que existen en un macizo rocoso inalterado, éstos tienen relación directa con el peso de los estratos que soporta el punto en estudio, además de relacionarse también con los cambios geológicos que ha sufrido el macizo rocoso con el tiempo. El campo de esfuerzos se ve alterado con la presencia de una excavación subterránea, creándose un debilitamiento en los límites de la excavación que la puede llevar a una inestabilidad en la estructura que impediría el correcto funcionamiento de la obra.

Los problemas de estabilidad de un túnel construido en roca fisurada en forma de bloques, se da principalmente con la caída de dichos bloques en la clave (techo) y en las tablas (paredes). Los esfuerzos en la roca a escasa profundidad son tan bajos que no tienen efecto sobre este tipo de debilitamiento en la excavación, lo que se afecta es la geometría tridimensional de la excavación y de la estructura de la roca.

Las excavaciones en roca masiva sin meteorizar y con pocas fisuras no padecen en general de problemas de estabilidad importantes cuando los esfuerzos en la roca circundante tienen aproximadamente menos de la quinta parte de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca. Pero debido al aumento en la profundidad bajo la superficie, los esfuerzos en la roca aumentan hasta alcanzar el punto donde se produce el debilitamiento en la periferia del túnel, que puede abarcar desde desprendimientos menores en la superficie de la roca hasta rompimientos violentos mayores en los que se produce el debilitamiento explosivo de un volumen considerable de roca.

La orientación mas favorable que debe seguir un túnel a presión es aquella que produzca menos volumen posible de cuñas potencialmente inestables.

El azimut más desfavorable es aquel donde el eje de la excavación queda paralelo al rumbo de la línea de intersección de las discontinuidades. Esta orientación puede conducir a la formación de una cuña larga, que corre paralela al eje de la cavidad. Mientras que la orientación ideal para el túnel en proyecto se presenta en ángulo recto al rumbo de la línea de intersección de dos discontinuidades, ya que esto produce el volumen mínimo de material inestable en el techo de la excavación.

En el caso de un macizo rocoso que contiene varias discontinuidades que se intersectan, la elección de un azimut ideal se dificulta al grado de que puede ser necesario efectuar un análisis de debilitamientos potenciales para una serie de orientaciones posibles de la excavación, siendo el azimut ideal el que produce menos material inestable, como se mencionó con anterioridad.

En todos los túneles, el problema de la entrada de agua se debe considerar en términos de la extensión del acuífero que la alimenta, y de la erosión y transporte de los sólidos resultantes. A presiones muy altas, se debe examinar la acción de los esfuerzos debidos a la acumulación de presión hidrostática sobre el revestimiento en el túnel terminado, ya que para el caso de los túneles de energía hidroeléctrica, no es posible que se acepte ninguna clase de filtración y el revestimiento deberá ser diseñado tanto para los casos de alta presión interna en condiciones de trabajo, como para la elevada presión externa de los poros cuando se encuentre drenado el sistema.

Para completar los estudios geológicos se puede recurrir al uso de los métodos geofísicos que implican el uso de gravímetros, sismógrafos, magnetómetros y resistividad eléctrica, para obtener estimaciones de las propiedades de la roca como la porosidad y densidad. Estos métodos proporcionan la información necesaria sobre las características estructurales del macizo rocoso.

La recuperación de núcleos por medio de la barrenación con diamante es uno de los métodos más importantes para la exploración del subsuelo. Debido a que el principal objetivo de la barrenación es el estudio de las características y

distribución de los materiales del subsuelo en el macizo, es por lo que ésta recuperación tiene que ser tan completa como sea posible.

Un ejemplo de los resultados que alojan los estudios geológicos para una obra de conducción, lo podemos encontrar en el proyecto de la central hidroeléctrica de "Zimapan", localizada en el tramo terminal de los cauces que llevan los ríos San Juan y Tula. La tubería forzada se encuentra a lo largo de las formaciones geológicas de: a) Trancas, que se dividió en dos miembros ubicados en la zona de casa de máquinas; el miembro inferior consiste en una alternancia de lutitas calcáreas, areniscas calcáreas, y calizas, mientras que el miembro superior es una alternancia de calizas arcillosas y lutitas. b) El Doctor, que consiste en una potente secuencia de bancos calcáreos, correspondientes a calizas arrecifales, prearrecifales y micritas, con micro y macro fauna. c) Soyatal-Mendez, constituida por una mezcla de calizas arcillosas y lutitas de color gris, que se intemperiza a crema amarillento. La caliza predomina en la parte inferior y la lutita en la superior presentado pliegues. d) Las Espinas, formada por 3 miembros; dos volcánicos y uno volcano-sedimentario. El miembro inferior lo forman derrames de tobas y brechas andesíticas que varían de latitas a cuarzolotitas, mientras que la parte intermedia la constituye una secuencia volcano-sedimentaria de tobas arenosas, tobas bentoníticas y conglomerados, En el miembro superior se presentan derrames y brechas andesíticas y riolíticas.

La geología estructural del área se puede dividir en dos secciones: la primera se localiza entre la obra de toma y el poblado de Xajhá y está controlada por una secuencia calcárea, sus plegamientos son verticales, abiertos y amplios con fallas de dimensiones considerables. La segunda se extiende desde el poblado de Xajhá hasta la zona de Casa de Máquinas, y se caracteriza por un plegamiento más intenso, constituido por pliegues cerrados y acostados, propios del desarrollo de gran cantidad de fallas de salto pequeño.

El pozo de Oscilación y la Conducción a Presión quedaron alojados en la unidad superior de la formación "Las Trancas", en tanto que la parte inferior del

Pozo de Oscilación, el extremo final del Túnel a Presión y la Casa de Máquinas quedaron dentro de la unidad inferior.

La unidad superior está constituida por calizas margosas en estratos de 30 a 40 cm de espesor y por lutitas calcáreas que se encuentran en capas de 60 cm a 1 m de espesor. La inferior está compuesta por areniscas de grano grueso a medio, interestratificadas con calizas arcillosas y lutitas, cuyos espesores de capa varían de 20 cm a 2 m.

Las masas de roca fueron clasificadas utilizando el método de Bieniawski, el cual reportó valores compatibles de buena calidad, determinando que los macizos rocosos de la formación "El Doctor" son satisfactorios para los propósitos geotécnicos de construcción.

Para determinar las características del macizo rocoso se efectuaron estudios geofísicos de resistividad eléctrica, refracción sísmica y microsísmica, identificándose tres unidades y perforándose cinco barrenos, tres de los cuales se localizaron en la zona de Pozo de Oscilación y los dos restantes a 225 m de donde se ubicó la Casa de Máquinas.

El fracturamiento observado en los afloramientos fue clasificado en los sistemas principales NW-SE. Mientras que los socavones utilizados para el estudio, arrojaron los siguientes resultados: los seis socavones practicados, cuatro principales y uno secundario en la zona de la boquilla y uno más en el trazo del Túnel de Conducción, presentaron fracturas escasas que se encuentran rellenas de calcita o cerradas y son de poca importancia. En general el fracturamiento está distribuido uniformemente a lo largo de la excavación observándose una separación entre fractura y fractura de 5 a 10 m.

El último socavón fue excavado para investigar el contacto entre el cuerpo calcáreo arcilloso inferior y el calcáreo superior, presentándose en forma de escuadra y con 19 m de longitud. En la zona del Túnel de Conducción se abrió un socavón de más de 90 m de longitud, exponiendo tres unidades litológicas: del inicio a los 26 m, de lutita y areniscas interestratificadas intensamente plegadas; en segundo lugar predominan las calizas y lutitas casi hasta los 85 m, en donde

se encuentra la secuencia de calizas. En este socavón se encontraron numerosas fracturas, pero las que afectan a los rasgos estructurales mayores sólo se limitan a una falla inversa que se localiza entre los 40 y 55 m, afectando solamente a la segunda litología y a una falla normal en el cadenamamiento 0+085. La traza de dicha falla es subparalela a la traza de la falla "El Doctor" ; siendo del tipo normal con el bloque de bajo hacia NW teniendo contacto con las formaciones "El Doctor" y "Soyatal".

2.2.- Topografía

El control topográfico de un túnel forma parte de la etapa de trazo, dicho control comprende un cierto número de etapas y operaciones.

La etapa inicial consiste de un levantamiento topográfico con la finalidad de obtener un plano con curvas de nivel en donde sea posible trazar las diversas alternativas de alineamiento de la tubería forzada que se está proyectando, de manera que se pueda seleccionar la mejor de todas. Esto da lugar a una red, la cual es utilizada para trazar sobre el terreno el alineamiento de la tubería que se va a seguir durante la construcción. Este trazo también sirve como auxiliar en la localización y ubicación exacta, en el mapa, de los detalles topográficos y geológicos importantes.

Los levantamientos topográficos se enlazan con la retícula nacional o cualquier otro sistema de referencia, los cuales deben incluir una red de triangulación o una poligonal cerrada para establecer un sistema de coordenadas para el túnel que albergará a la tubería. También forman parte del levantamiento básico la nivelación precisa referida a los bancos de nivel nacional, y el establecimiento de otros bancos de nivel utilizados como referencia.

Las estaciones de la línea base de referencia deberán tener una posición adecuada, además de mantener una posición estable; es decir, ubicarlas donde no estén sujetas a alguna alteración por condiciones de trabajo. Como no siempre se puede garantizar una absoluta estabilidad, es necesario una frecuente comprobación con respecto a la red de levantamiento.

En caso de que se perfore el túnel desde una galería de acceso o desde el portal, las líneas del levantamiento se pueden prolongar dentro de la obra y establecer las estaciones temporales en el techo utilizando plomadas para la alineación y realizando el centrado mediante teodolito.

El levantamiento subterráneo se convierte en una poligonal abierta en la que se debe tener cuidado y no modificar las estaciones porque son necesarias para las operaciones de replanteo y corrección, además de que se necesita repetir varias veces dicho levantamiento, ya que la roca no es inmune a los movimientos.

La red superficial se deberá prolongar hacia abajo del terreno según avance la construcción, ya que se utiliza durante el control detallado de la excavación en el frente y también en la colocación del revestimiento. La red subterránea tendrá que someterse repetidas veces a sucesivos levantamientos y ajustes, y una vez terminado el túnel se realiza como operación final un levantamiento muy preciso.

En las operaciones de construcción de los túneles, la red de control superficial deberá ser lo suficientemente precisa como para abarcar y ligar ambos extremos del túnel antes de que se pueda comenzar la obra, pero la correspondiente red subterránea sólo se podrá prolongar según avance la excavación y no se podrá terminar ni comprobar hasta que no se haya realizado toda la excavación del paso del túnel. Esencialmente, la red subterránea del levantamiento depende de la prolongación hacia adelante desde una base relativamente corta cuando el acceso sea desde un tiro vertical y, por consiguiente, será necesaria una precisión muy alta de las mediciones angulares.

El requisito para trabajar con un alto grado de precisión se da en base a las condiciones físicas presentes en el área de trabajo, y especialmente cuando el trabajo topográfico se realiza bajo la superficie, donde se presentan problemas como la falta de espacio, la acumulación de material excavado, además de que la red está generalmente restringida debido a un proyecto geométrico mal estructurado.

En los levantamientos topográficos extensos, la triangulación ha sido el método más eficaz para lograr una red precisa sobre grandes áreas, debido a que es posible medir los ángulos con precisión a lo largo de grandes tramos, aún en el caso en que resulte difícil el acceso directo entre los puntos; ya que con la medición electrónica de las distancias no se requiere el acceso directo entre las estaciones y los tramos de la red se pueden medir siempre que sea necesario.

La característica fundamental de la triangulación es que se puede realizar la medición de todos los ángulos en una red de triángulos, y el cálculo de todos los tramos se elabora mediante el uso de los métodos de la trigonometría plana o esférica a partir de una línea base principal, tendida sobre el terreno más favorable que se pueda encontrar.

Las líneas base se tienden sobre un terreno tan plano como sea posible, y tan largas como se necesite para lograr que sus extremos estén situados donde se tenga buena visibilidad, ésta debe abarcar hasta las otras estaciones del levantamiento. Mientras que el grado de precisión en un caso determinado depende de la extensión de la triangulación que se va a utilizar.

Un levantamiento fotogramétrico tiene gran valor, tanto para la rapidez como por la exactitud en el registro de los detalles. La retícula del levantamiento puede utilizarse como base de un registro total y preciso de las construcciones, incluyendo especialmente las partes que permanecen ocultas hasta el final, como son los tiros, las galerías temporales o las excavaciones temporales que se hayan rellenado.

La fotogrametría se utiliza para la preparación de los mapas topográficos que son elaborados a partir de las fotografías aéreas. Pero el problema fundamental en este sistema es la transformación de la imagen producida sobre la emulsión a una proyección ortogonal sobre un plano horizontal. Cuando se trabaja con una sola fotografía, las diferencias entre los niveles del terreno no proporcionan los datos de manera segura para la elaboración de mapas. No obstante, un mosaico controlado que utilice partes de las fotografías,

individualmente rectificadas y ampliadas a la escala de las distancias conocidas sobre el terreno, puede producir un plano a una escala conveniente.

La segunda fase de los trabajos topográficos es la correspondiente al levantamiento de control primario, esta fase es necesaria para reforzar y verificar el levantamiento inicial. Aquí, según la precisión que se requiera, se podrán utilizar las estaciones iniciales o establecer otras nuevas con el fin de tener una mejor distribución de las líneas principales.

Este control topográfico deberá mantener el mismo avance que el que se presenta en los trabajos del túnel; además, se deberá tener la seguridad de que el levantamiento inicial no se exceda por más de 3 ó 4 estaciones, sin que se compruebe el control primario. La precisión de los resultados depende de la estabilidad de las estaciones, pero siempre será necesario repetir el control en intervalos regulares.

La tercera etapa corresponde al control del frente con el fin de asegurar que la excavación se encuentra dentro de los límites requeridos. Con frecuencia, se controla aún la línea del frente manteniendo visualizadas las líneas trazadas para la excavación manual o para las operaciones de barrenado y uso de explosivos. Se utilizan métodos similares para nivelación, ya que las líneas trazadas con láser proporcionan una indicación visual continua del alineamiento y de los niveles, pero también se les deberá someter a comprobación y ajustes frecuentes.

Cuando se utiliza un escudo o una tuneleadora a sección completa, se necesitan hacer comprobaciones adicionales para asegurar tanto la forma completa, como el alineado. Estas son las tres mediciones que se deben realizar:

1. Desviación con respecto a la horizontal: es el ángulo horizontal del frente del escudo, medido según la distancia con la cual un lado del escudo guía al otro en relación a las "marcas a escuadra" situadas a través del túnel en ángulo recto en el eje de avance, el cual puede hallarse sobre una curva.

2. Desviación con respecto a la vertical: es el ángulo vertical de la cara del escudo, medido según la distancia con que el piso sube o baja con respecto a la corona. Se puede medir por medio de una plomada que hace los registros sobre una escala circular.
3. Giro: es la rotación del escudo con respecto al eje del túnel. Medida con un nivel de burbuja o una plomada.

Quando se coloquen revestimientos de segmentos circulares, con o sin escudo, se deberán hacer las mismas tres mediciones en el anillo principal y, además, comprobar que el perfil sea un verdadero círculo o cualquier otra sección especificada, y que el plano del frente sea el correcto.

Es necesario realizar un levantamiento del túnel terminado para verificar el cumplimiento de los requerimientos críticos del diseño. El objetivo del levantamiento es medir las secciones actuales a intervalos apropiados. Se debe examinar cada sección transversal en relación con el eje central y los espacios libres especificados para poder identificar cualquier punto crítico que requiera ajuste.

Durante la evaluación topográfica para el diseño de una tubería forzada, Broch⁵ establece que en caso de existir irregularidades en el terreno, es decir, que se este trabajando en un área topográfica muy compleja, el perfil de la ladera del macizo rocoso debe ser corregido para fines de diseño, esta corrección consiste en evitar los bordes y las depresiones del perfil original, ya que al hacer un análisis de la carga de roca, estas irregularidades pueden proporcionar datos erróneos de estabilidad en el macizo. Fig. 2.1

2.3.- Estudios de Campo

Los estudios de campo son esenciales durante la planeación y diseño de la tubería forzada, ya que existen propiedades físicas de las rocas que requieren de

⁵ E. Broch, Unlined High Pressure Tunnels in Areas of Complex Topography, Water Power and Dam Construction, November, 1984.

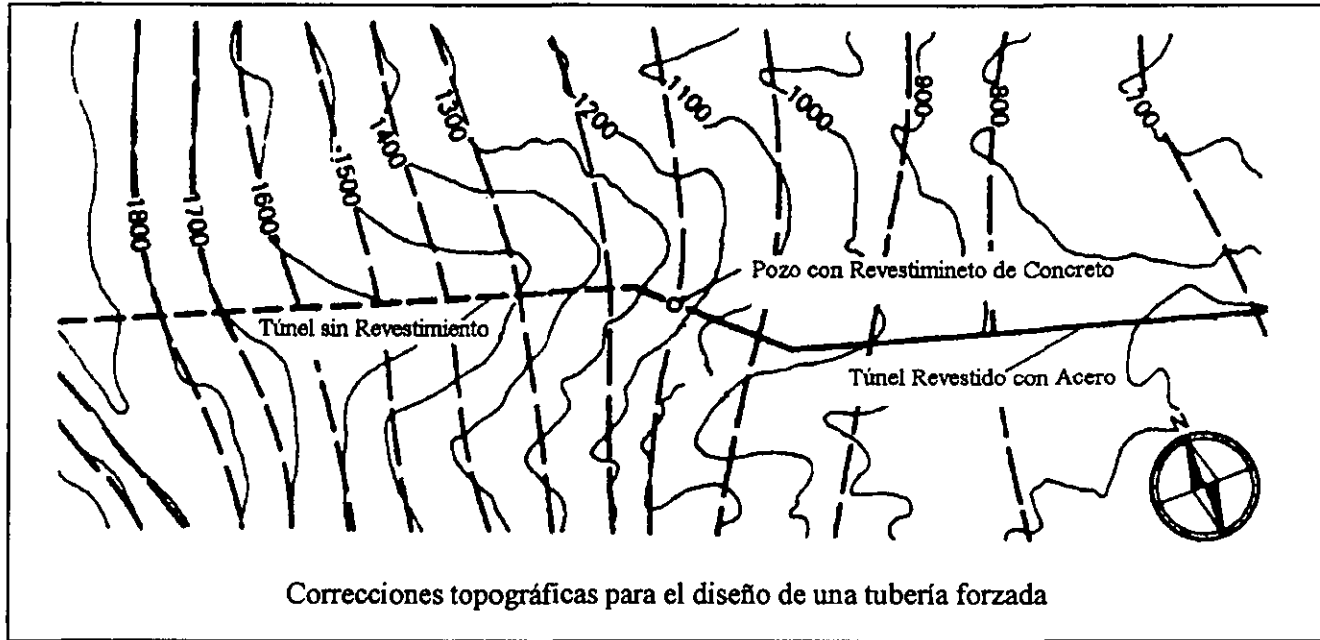


Fig. 2.1

pruebas directas para la obtención de sus valores en forma adecuada, alterándose estas propiedades si no se realizan las mediciones en muestras de roca específicas del sitio de interés y sometidas a las condiciones ambientales prevalecientes in-situ.

2.3.1.- *Ensayos de Deformabilidad*

Los ensayos para establecer la deformabilidad de la roca presente en el macizo rocoso son necesarios para determinar el grado de cerramiento que presentará la excavación que alojará la tubería forzada. Este cerramiento se debe a la liberación de la energía de confinamiento que tiene la roca inalterada, y que se presentará durante los trabajos de excavación.

Existen dos métodos básicos para determinar la deformabilidad de los macizos rocosos: los estáticos y los dinámicos.

En los primeros se aplican cargas estáticas relativamente grandes sobre superficies seleccionadas del macizo rocoso y se miden las deformaciones resultantes. En los ensayos dinámicos se mide la velocidad de propagación de perturbaciones vibratorias.

Aunque, ciertamente, la roca no es ni homogénea ni elástica, se acostumbra a interpretar los resultados de ensayo a partir de la teoría de la elasticidad, asignando a la roca valores de constantes elásticas apropiadas como el módulo de Young (E) y el módulo de Poisson (μ). La justificación de este procedimiento radica en el hecho de que, con cargas moderadas, las relaciones esfuerzo-deformación son aproximadamente lineales, resultando de menor importancia las características de fluencia.

Prueba de placa

Este es uno de los métodos utilizados para establecer el módulo de elasticidad de la roca, cuyo valor es importante en los criterios de diseño utilizados para las tuberías forzadas.

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 especialmente para la prueba. En estos últimos la prueba puede realizarse simultáneamente en las dos paredes laterales o en el techo y en el piso.

La carga máxima aplicada deberá ser del orden de 1.5 veces la que será impuesta a la masa de roca. La carga máxima se alcanzará en el último de una serie de 3 a 5 ciclos de carga y descarga.

Después de cada prueba se deberá muestrear la roca del sitio y medir la velocidad longitudinal y transversal de las ondas sísmicas para fines de correlación. Fig. 2.2

El módulo de Young (E), se calcula mediante la siguiente fórmula para puntos localizados sobre el eje z, a cierta profundidad (z)

$$E = (q / \delta z) [((1 + \mu) z^2) ((-1 / (a_2^2 + z^2)^{3/2}) + (1 / (a_1^2 + z^2)^{3/2})) + (2 (1 - \mu^2)) \times ((a_2^2 + z^2)^{-3/2} - (a_1^2 + z^2)^{-3/2})]$$

y con la siguiente ecuación para puntos de la superficie, z = 0

$$E = ((2 (1 - \mu)) / \delta z) q (a_2 - a_1)$$

donde :

- μ relación de Poisson del macizo rocoso
- a_2 radio exterior de la placa de carga
- a_1 radio interior de dicha placa
- δ_z desplazamiento de un punto localizado sobre el eje de carga a una profundidad (z)

Mediante el uso de la placa rígida (Fig. 2.3) se tiene:

$$E = p ((1 - \mu^2) / (2 a \delta))$$

$$E = p ((1 - \mu^2) / (a \pi \delta)) \text{sen}^{-1} (a / r)$$

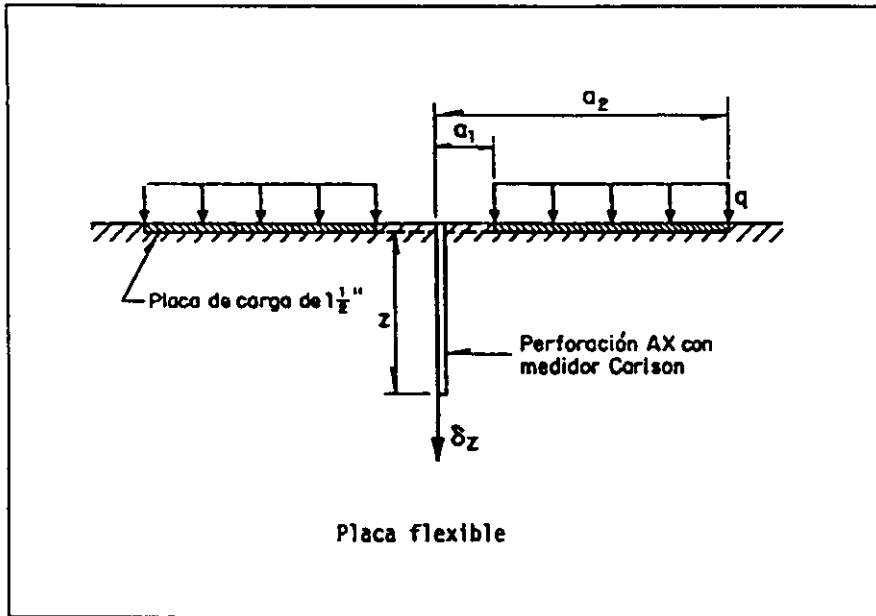


Fig. 2.2

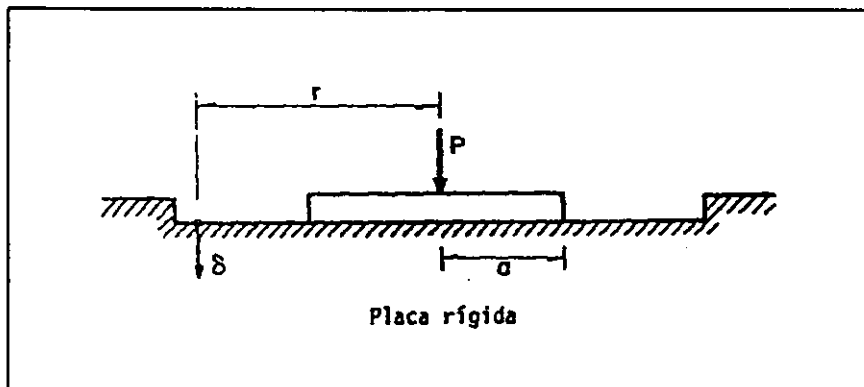


Fig. 2.3

donde :

- a radio de la placa.
- δ desplazamiento vertical de un punto localizado sobre la placa ó en la superficie del terreno a una distancia r del centro de la placa.

Túnel bajo presión hidrostática

Esta prueba permite la medición de los desplazamientos de puntos interiores de la masa de roca, cuyo valor es utilizado para el cálculo del módulo de elasticidad (deformación) de la roca.

Consiste en aislar el tramo de un túnel o galería para inyectarle agua a presión, ésta debe alcanzar una presión de una y media veces mayor que la máxima operación del túnel. Al incrementarse la presión, y durante varios ciclos de carga y descarga, se efectúan mediciones de los desplazamientos radiales de las paredes del área de ensaye. 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 ó 6, y la relación entre la profundidad de la galería y el diámetro de la misma de 10 como mínimo.

La medición de los desplazamientos radiales se realiza al centro del tramo aislado del túnel bajo presión, y se mide no sólo en los puntos de la pared de la galería, sino también en algunos puntos del interior del macizo rocoso.

A fin de evitar filtraciones a través de las fisuras de la roca, el tramo de carga debe revestirse con una cubierta impermeable y flexible. Y tanto la carga como la descarga debe aplicarse 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 índice, además de realizarse pruebas sísmicas y estáticas de carga en el tramo de ensaye.

El módulo de elasticidad de la roca (E_r), se determina mediante la ecuación:

$$E_r = ((p a^2) / (\delta r (r)) (1 + \mu)$$

donde :

- p presión aplicada
- a radio de la galería
- r distancia del punto de medición al eje longitudinal de la galería
- δr desplazamiento medido
- μ modulo de Poisson de la roca

Se utilizará un valor μ igual a 0.14 para las masas de roca muy fracturadas o ligeramente alteradas, y un valor μ igual a 0.25 para masas de roca muy compactas. Fig. 2.4

Esta prueba es la que mas se utiliza durante los trabajos de diseño de una tubería forzada, ya que permite establecer la ubicación final de dicha tubería al delimitar las zonas de hidrofracturamiento permisible a lo largo de la obra. Estableciendo además la zona de blindaje final de acero, como la zona final del revestimiento de concreto.

Gato Plano

Este tipo de prueba sirve para verificar la relación de esfuerzos principales, cuyos resultados deben ir modificando la ubicación de la tubería forzada y las zonas de refuerzo en el macizo. También es utilizado para la determinación del módulo de Young.

El procedimiento consiste en formar en la pared de la excavación una ranura mediante una línea de barrenos secantes. En la ranura se introduce un gato plano, sellado con mortero y se aplica a la roca una presión (p), perpendicular al gato.

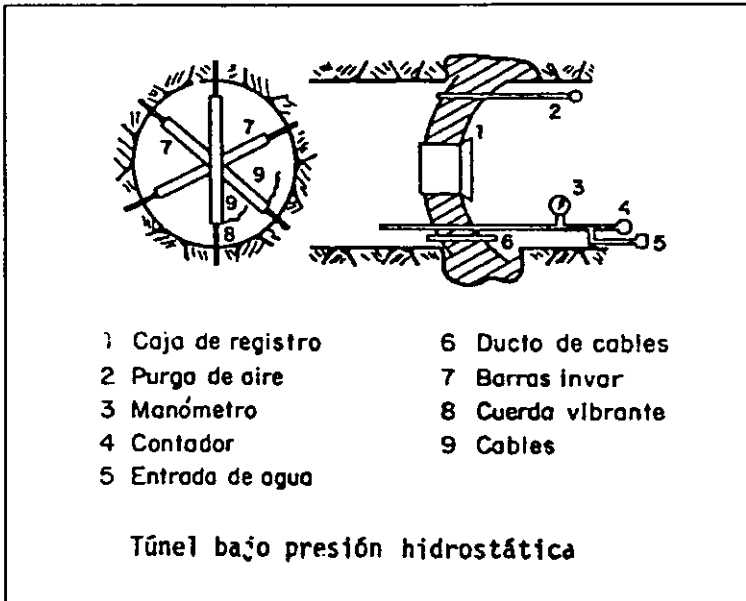


Fig. 2.4

La prueba se repite en las dos direcciones paralelas a la pared de ensaye para poder detectar si existe un comportamiento anisotrópico en el macizo.

Fig. 2.5

La determinación del módulo de elasticidad (E) se efectúa a partir del desplazamiento (u), que sufre un punto de referencia (R) en la dirección paralela

al esfuerzo vertical (p_v). Suponiendo que el gato está en posición horizontal, el desplazamiento (u) se determina mediante:

$$u = (A (p / E)) + (B (p_h / E)) - (C (p_v / E)) \dots\dots\dots (1)$$

donde A, B y C son funciones de la relación de Poisson, de la geometría de la ranura y del gato plano, además de la localización de (R). La medición se efectúa colocando dos punto de referencia, R y R' que debe ser simétricamente opuesto a R. Se comienza determinando el esfuerzo horizontal (p_h) y el esfuerzo vertical (p_v) mediante dos ensayes con orientaciones formando entre sí un ángulo de 90°, con $u = 0$.

El modulo de Young (E) se calcula despejándose de la ecuación (1), tomando la medida del desplazamiento (u) antes de colocar el gato, es decir, cuando la roca esta relajada de esfuerzos debido a la ranura, por lo que $p = 0$.

Este ensaye también es utilizado para calcular los esfuerzos internos (Fig. 2.6), el procedimiento de ejecución se realiza sobre una superficie limpia y uniformizada:

- Se instalan los puntos de referencia, A-A, B-B, C-C
- Se perfora una ranura entre los puntos de referencia y se deja abierta durante tres días.
- Se instala el gato y se fija a la roca con un cementante.
- Se aplica presión a la roca mediante el gato plano hasta que la deformación de descarga se recupere, obteniéndose así la presión p.
- Se calcula el valor del esfuerzo σ_n que actúa perpendicular al gato plano mediante la ecuación:

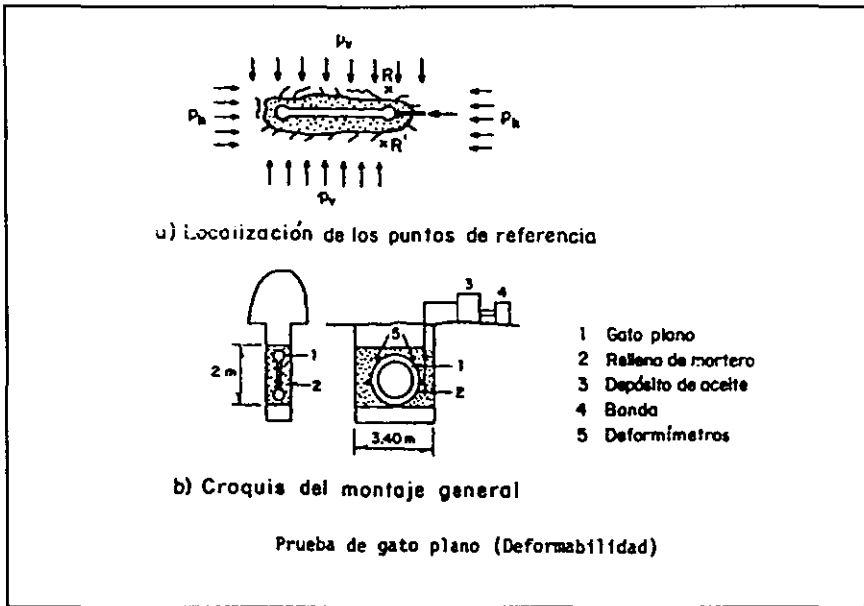


Fig. 2.5

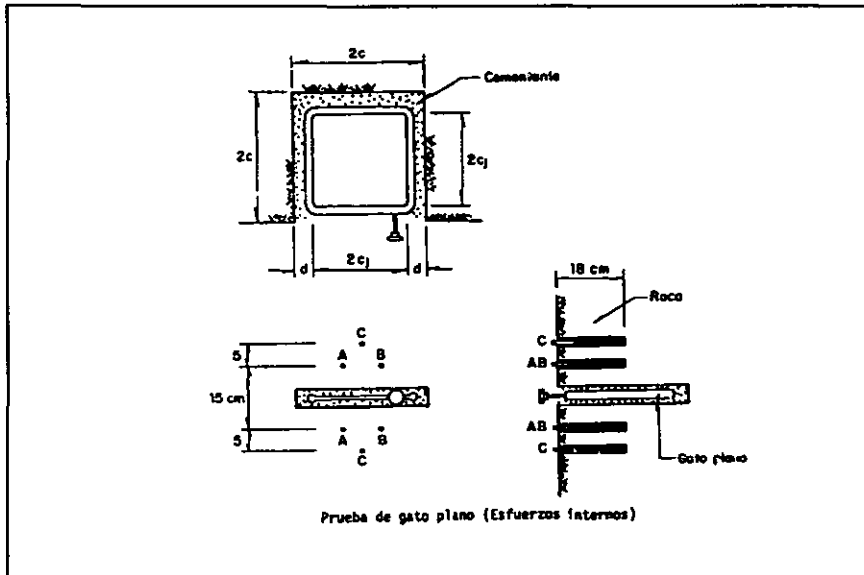


Fig. 2.6

$$\sigma_n = p ((c_1 - d) / c)$$

donde:

- p presión de cancelación
- 2 c longitud de la ranura
- 2 c₁ longitud del gato plano

Como las presiones necesarias para anular las deformaciones en cada par de puntos de referencia no coinciden necesariamente, se toma como valor p el promedio:

$$p = (p_A + p_B + 2p_c) / 4$$

p_A y p_B representan las presiones necesarias para anular las deformaciones registradas entre los puntos de referencia localizados a ambos lados de la ranura a 7.5 cm del eje de ésta, y p_c la correspondiente a los puntos de referencia a 25 cm.

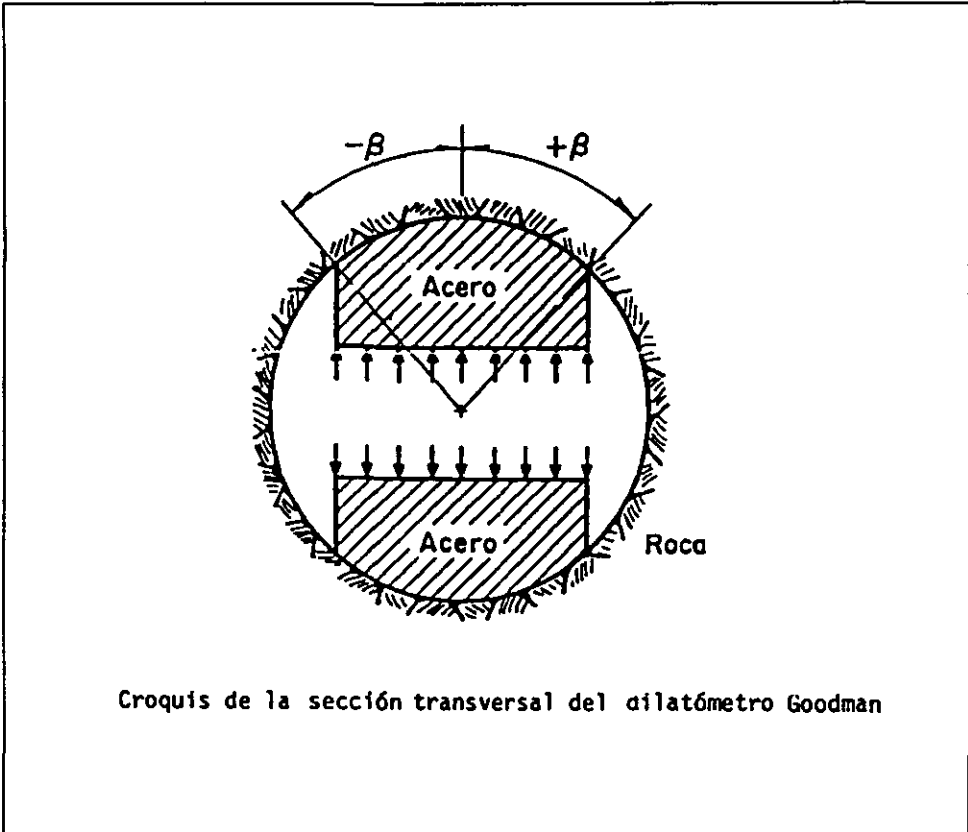
Dilatómetro de Goodman

Otro de los métodos para calcular el módulo de Young (E), es mediante el uso de los dilatómetros que son empleados en el interior de las perforaciones aplicando cargas en una dirección diametral mediante dos placas de acero.

El ensaye consiste en introducir el Dilatómetro en la perforación hasta la profundidad de ensaye, aplicar la carga activando el sistema de bombeo y finalmente descargar y extraer la sonda. Fig. 2.7

El modulo de Young E, se determina a partir de:

$$E = (\Delta Q) / ((\Delta U_d) / d)$$



Croquis de la sección transversal del dilatómetro Goodman

Fig. 2.7

donde :

- ΔQ presión aplicada a las paredes de la perforación.
- ΔU_d desplazamiento diametral de las paredes de la perforación.
- d diámetro de la perforación.
- K constante que es función del ángulo β y de la relación de Poisson.

Presiómetro Ménard

Esta prueba se utiliza para establecer la curva típica presión - deformación volumétrica para la roca en estudio, estableciéndose de manera gráfica el módulo de Young. Dicho módulo se encuentra a partir de la fase casi lineal que se denomina pseudoelástica.

La sonda se instala a la profundidad requerida y se aplica la presión por incrementos. Los cambios de volumen se anotan a intervalos de 15, 30 y 60 seg. En la Curva típica presión-deformación volumétrica mostrada en Fig. 2.8, se indica:

- Una curva registra la recompresión del terreno y el acomodamiento de la sonda.
- Indica una fase casi lineal que se denomina pseudoelástica.
- Una fase de rápido aumento del volumen en función de la presión, que es teóricamente asíntota de lo que se denomina presión límite p_u . Este valor refleja directamente la capacidad de carga última del material.

2.3.2.- Esfuerzos Internos

Roseta de deformación

Mediante esta prueba se obtienen la relación de los esfuerzos internos principales de la roca, cuyos valores son de trascendental importancia durante la etapa de diseño de las tuberías forzadas. El conocer estos valores permite establecer la ubicación que puede tomar la tubería mediante el uso de los criterios de diseño que se mencionan en capítulos posteriores.

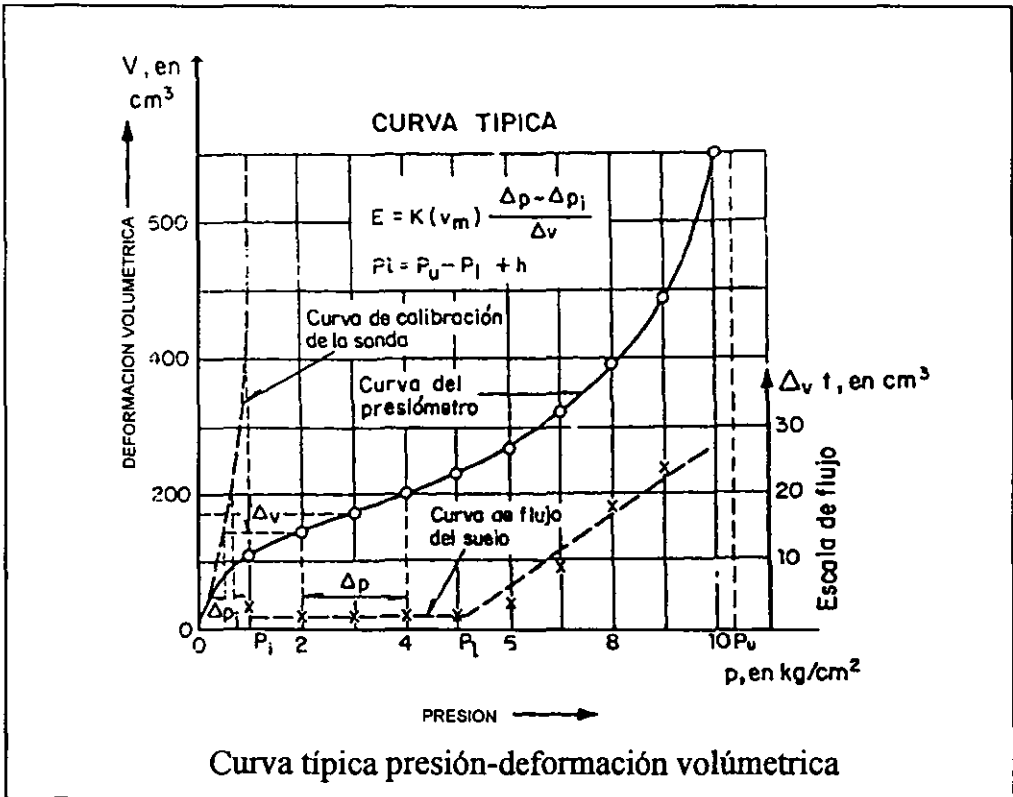


Fig. 2.8

Se colocan en la superficie de roca de la pared de una galería tres medidores de desplazamientos con direcciones que forman ángulos de 60° entre sí, constituyendo una roseta. Posteriormente se recorta concéntricamente la zona de roseta con un barril muestreador a fin de producir un alivio de los esfuerzos actuantes en la zona instrumentada, midiendo las deformaciones producidas.

Fig. 2.9

Para determinar las deformaciones principales y sus direcciones se construye el círculo de Mohr de las deformaciones (Fig. 2.10), empleando las ecuaciones:

$$\overline{OC} = (e_1 + e_2 + e_3) / 3$$

$$\overline{OE} = e_1$$

siendo e_1 , e_2 , e_3 las extensiones medidas con los extensómetros eléctricos 1, 2 y 3 respectivamente.

Las direcciones principales de deformaciones son DB y DA. Mientras que la magnitud de los esfuerzos principales se obtienen mediante:

$$\sigma_1 = (E / (1 - \mu^2)) (\varepsilon_1 + \mu\varepsilon_2)$$

$$\sigma_2 = (E / (1 - \mu^2)) (\varepsilon_2 + \mu\varepsilon_1)$$

Donde E y μ son el módulo de Young y la relación de Poisson de la roca, respectivamente, determinados en pruebas de laboratorio.

Gatos Curvos

Este método proporciona los valores de los esfuerzos internos cuando el comportamiento de la roca es aproximadamente elástico.

Se insertan dos gatos curvos (A y B) en la ranura anular hecha con broca de diamante. La presión en estos gatos se aumenta hasta que la roca en los cuadrantes C y c, que se encuentran en el exterior de la ranura, comienza a fracturarse. Se supone que la dirección del esfuerzo principal menor (σ_3), es la

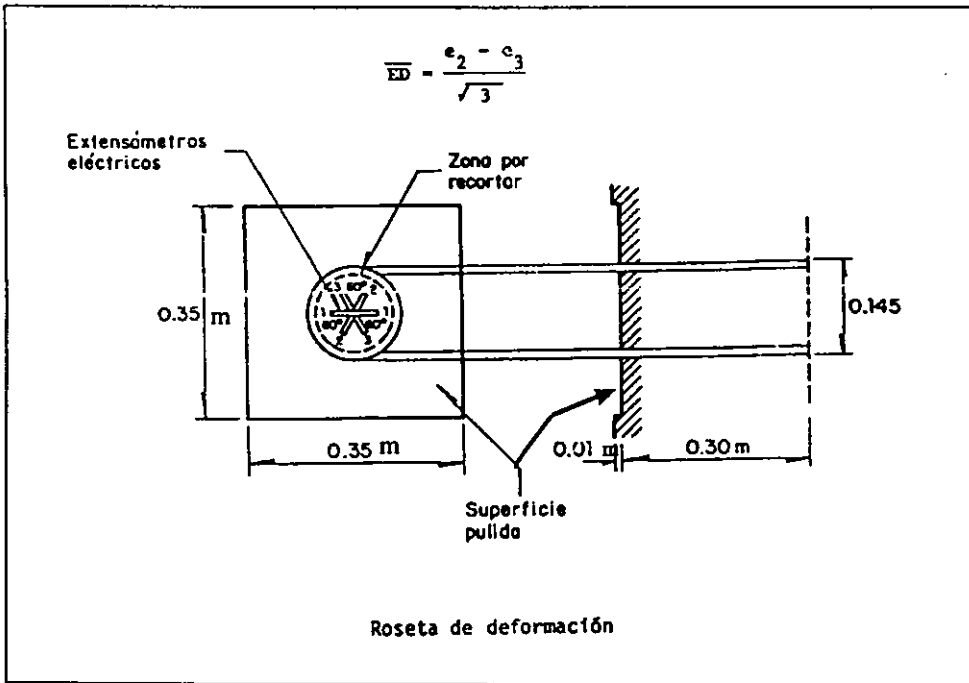


Fig. 2.9

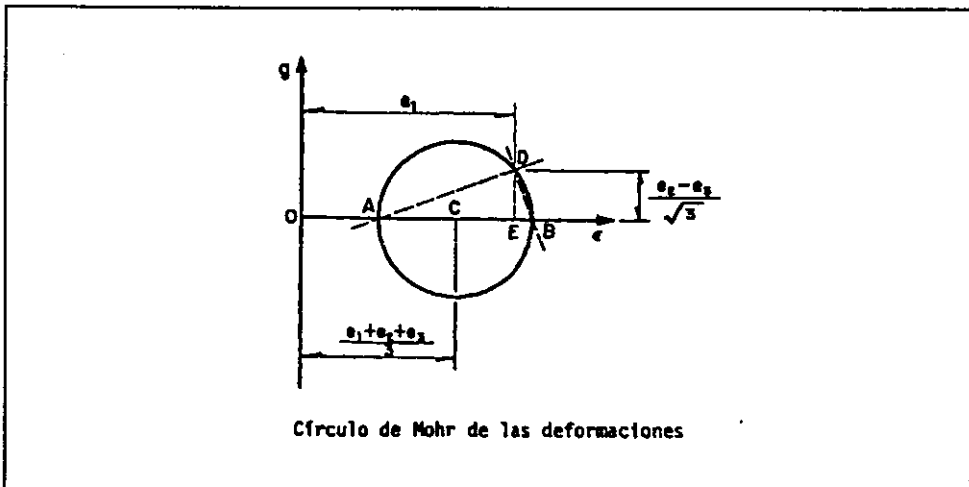


Fig. 2.10

del eje de la perforación, y que las fracturas aparecen en la dirección del esfuerzo principal mayor (σ_1). Fig. 2.11

La dirección de estas fracturas se observa al extraer el núcleo perforado con una broca muestreadora de mayor diámetro. La perforación de menor diámetro se extiende, y los gatos A y B se reinsertan de manera que actúen en dirección normal a σ_1 . La presión en los gatos se eleva hasta un cierto valor (p) y después se alivia recortando concéntricamente con la broca de mayor diámetro.

Dos pares adicionales de gatos curvos, EF y GH, se insertan en el espacio anular producido con la broca mayor y se aplican con ellos unas presiones, p_1 y p_2 , que devuelven la presión (p) a los gatos en la posición A y B.

Para un medio elástico se ha derivado la ecuación:

$$p_1 - 0.42 p_2 = 0.22 p + 0.25 (\sigma_1 + \sigma_2) + 0.32 (\sigma_1 - \sigma_2) \cos \phi$$

y con los gatos de radio menor en los cuadrantes C y D:

$$p'_1 - 0.42 p'_2 = 0.22 p + 0.25 (\sigma_1 + \sigma_2) + 0.32 (\sigma_1 - \sigma_2) \cos \phi$$

donde:

ϕ ángulo que forma la dirección de σ_1 con el eje A B.

Con los valores de las presiones encontradas, se obtienen los valores de los esfuerzos σ_1 y σ_2 .

2.3.3.- Ensaye de Resistencia al Esfuerzo Cortante

Esta prueba es utilizada para calcular el esfuerzo de fricción entre las caras de la zona de falla, lo cual es muy importante en el diseño de cualquier túnel para establecer el grado de estabilidad que posee la estructura ante la presencia de los esfuerzos actuantes.

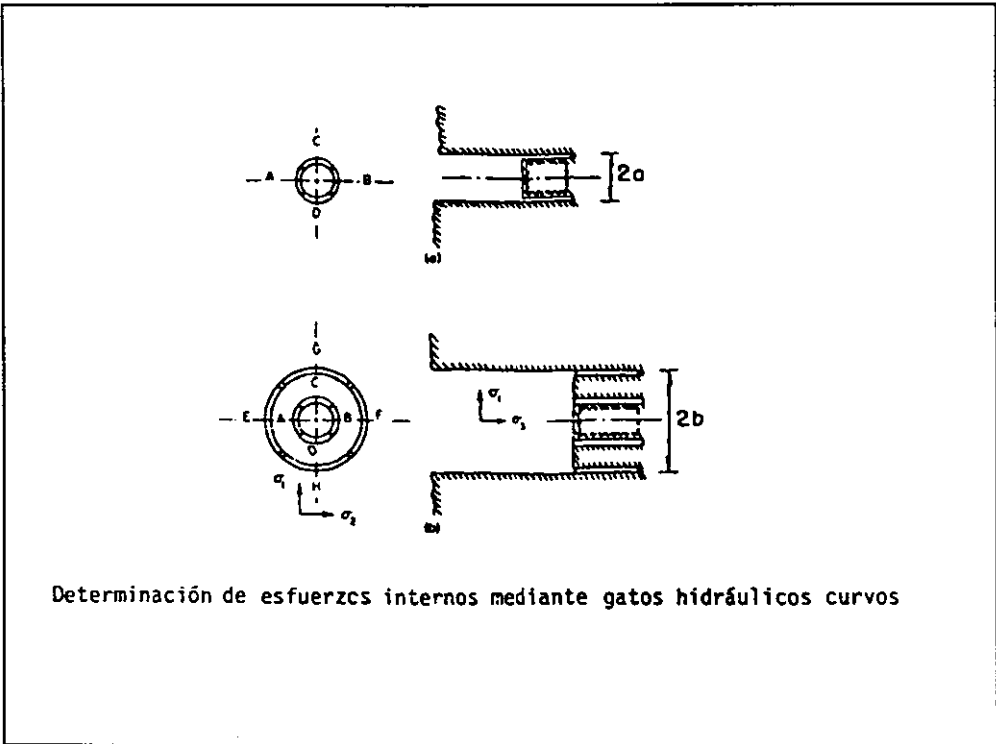


Fig. 2.11

Los ensayos se realizan en bloques labrados in-situ que quedan unidos al macizo por una cara. Se aplica un esfuerzo normal que se mantiene constante y a continuación un esfuerzo cortante que se incrementa, midiendo en varios puntos del bloque los desplazamientos longitudinales y transversales. Fig. 2.12

El labrado del bloque deberá realizarse con sumo cuidado para minimizar la alteración producida. Se deberá efectuar 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 suficiente para que sea representativa de las juntas existentes en los macizos.

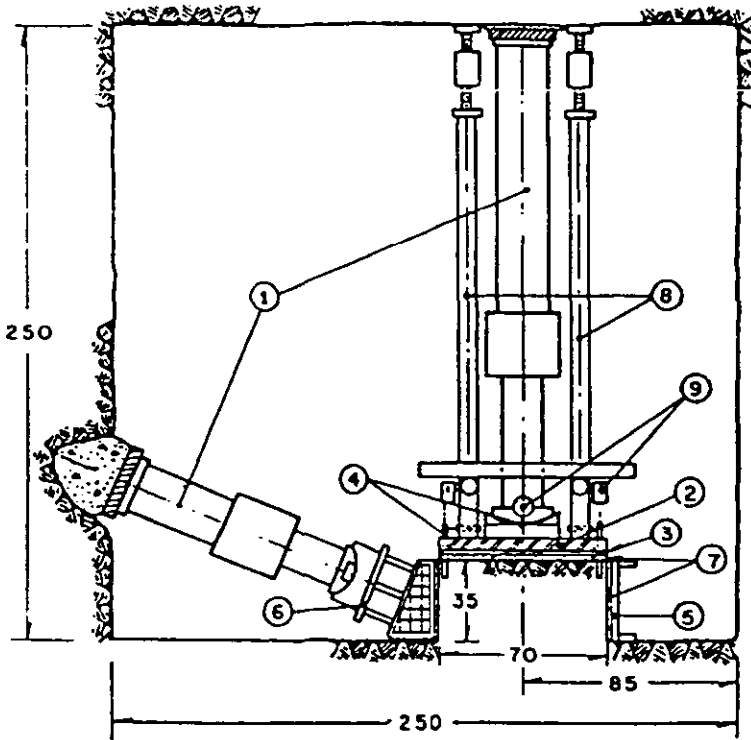
Las dimensiones laterales del espécimen varían de 0.3 a 1.0 m, siendo limitadas por la capacidad de los gatos, que es usualmente de 100 a 300 ton. El gato, para producir la fuerza de corte, se instala con una pequeña inclinación y en dirección tal que la fuerza de corte y la normal concurren al centro de la superficie ensayada para evitar momentos de giro sobre esta superficie.

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

2.3.4.- Prueba de Permeabilidad de las Masas Rocosas

Mediante esta prueba se obtiene el grado de permeabilidad de los macizos rocosos, son importantes para:

- a) Prever el flujo y los problemas de estabilidad que éste puede ocasionar a las excavaciones que se proyecten bajo el nivel freático.
- b) Tomar medidas de tratamiento para garantizar un grado razonable de estanqueidad y estabilidad en presas y otras obras civiles.



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

Montaje general para la prueba de corte
acot. en cm

Fig. 2.12

Prueba Lugeon

Esta prueba consiste en inyectar agua a presión en tramos de perforación y se valora la permeabilidad de la masa rocosa localizada bajo el nivel freático.

Fig. 2.13

La prueba se realiza en tramos de 5 m, limitados en sus extremos por empaques neumáticos, mecánicos o de copas de cuero. La secuencia de presiones aplicadas debe ser 1, 2, 4, 6, 8, 10, 8, 6, 4, 2, 1, 1 kg/cm². Es preciso

mantener cada incremento de presión durante un tiempo mínimo de 10 min, y verificar que, en ese intervalo, el gasto sea constante.

Para medir el gasto de agua inyectada, se aconsejan medidores tipo Venturi. El agua de inyección debe estar exenta de sólidos para evitar taponamiento en las paredes del pozo. Fig. 2.14

Prueba Matsuo

Esta prueba es utilizada para determinar el nivel freático en la zona donde se llevara a cabo la obra. La prueba se hace en zonas donde la roca se encuentra a una profundidad (Y).

El equipo necesario para la realización de la prueba consiste en un sistema de control de niveles con buena aproximación y un medidor de gasto.

El procedimiento consiste en excavar una zanja rectangular en el manto donde se desea efectuar la medición de ancho B, profundidad H y con una longitud inicial aproximada de 2B. Llenar con agua y hacer que el nivel permanezca constante. El gasto necesario se anota (Q_1).

Excavar una longitud adicional L_a , con la misma sección y repetir el procedimiento midiendo el gasto (Q_2).

La diferencia entre los gastos obtenidos será igual al que pasa por la zona excavada; $Q = (Q_2 - Q_1)$. (Fig. 2.15)

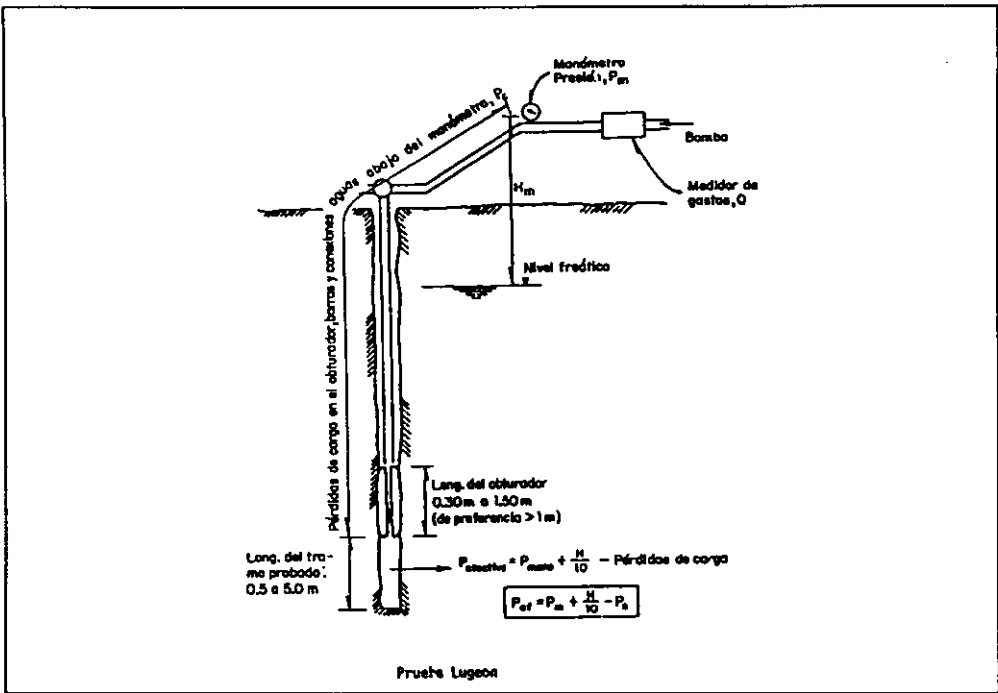


Fig. 2.13

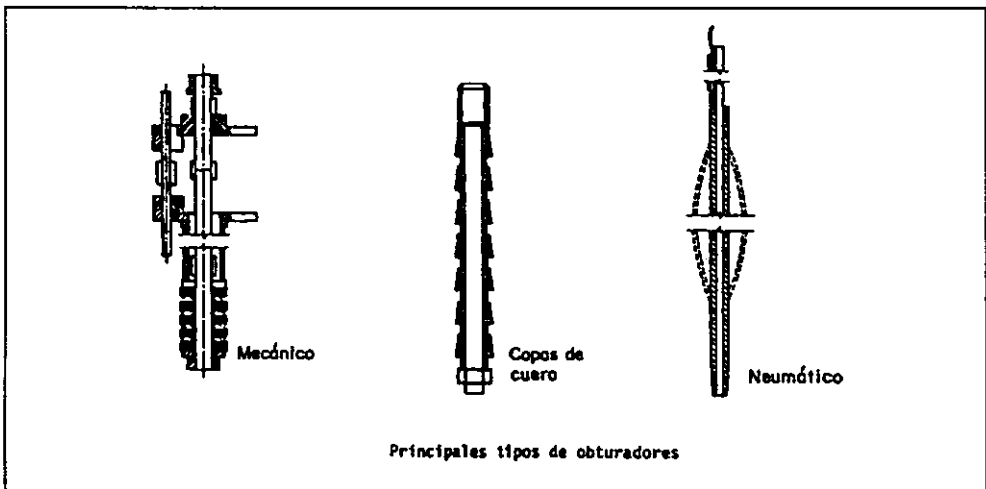


Fig. 2.14

El coeficiente de permeabilidad se estima empleando las fórmulas siguientes:

$$k = \frac{(Q_2 - Q_1)}{(L_a(B+2H))} \quad \text{Si } \gamma < 3/2(H + 2B)$$

$$k = \frac{(Q_2 - Q_1)}{(L_a(B-2H))} \quad \text{Si } \gamma < 3/2(H + 2B)$$

donde :

k = Coeficiente de permeabilidad (cm/seg.)

Q₁ y Q₂ = Gastos medidos (cm³/seg)

H = Tirante de agua (cm)

B = Ancho de la sección, (cm)

L_a = Longitud adicional excavada, (cm)

γ = Profundidad del manto permeable, (cm)

Prueba Nasberg

Esta es otra prueba para determinar el nivel freático en el subsuelo. El equipo necesario para la prueba consiste en una sonda eléctrica para medición de niveles de agua, ademe para medición de gasto y un tanque de suministro.

El procedimiento consiste en colocar el tubo de ademe dentro de la perforación y medir la profundidad total del pozo. Levantar el ademe una longitud L. Se establece un gasto tal que la carga hidráulica sobre el fondo, h, permanezca constante durante diez minutos. Se repite la operación anterior para diferentes cargas hidráulicas. (Fig. 2.16)

El valor del coeficiente de permeabilidad se calcula por medio de:

$$k = \frac{0.423}{h^2} \times Q \log_{10} \frac{4h}{d} \quad \text{Si } 25 < \frac{h}{d} < 100$$

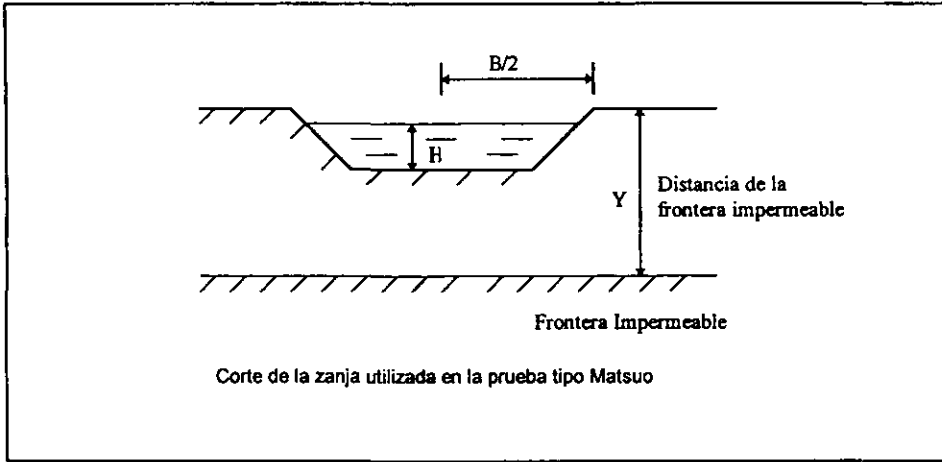


Fig. 2.15

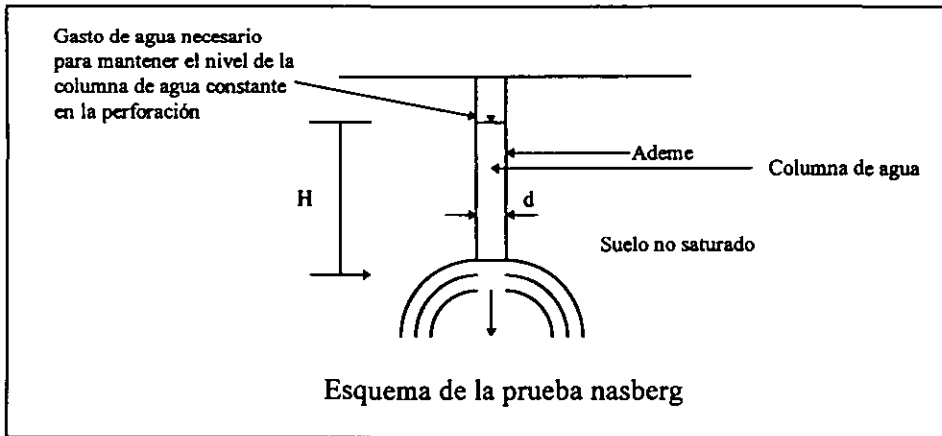


Fig. 2.16

donde :

k = Coeficiente de permeabilidad (cm/seg.)

h = Carga hidráulica (cm)

Q = Gasto (cm³/seg)

d = diámetro del ademe (cm)

Piezómetros

Con el uso de los piezómetros se busca lograr la medición de presiones de poro que es un dato necesario para analizar el flujo de agua a través de los suelos y es fundamental para estimar la resistencia de una masa de roca. La resistencia depende de los esfuerzos efectivos y por tanto, si las cargas externas no se alteran, la presión de poro se puede usar como un índice de la resistencia.

En las construcciones subterráneas, los piezómetros son utilizados para realizar observaciones del régimen de aguas subterráneas alrededor de la excavación para evaluar el impacto en la alteración del medio ambiente, y para el monitoreo de las presiones hidrostáticas en las juntas de la roca, como un indicador de la estabilidad de la masa de roca.

Los instrumentos empleados se agrupan en dos categorías generales: los pozos de observación para medición del nivel freático y los piezómetros para la medición de la presión de poro en una zona localizada del suelo, para esto el piezómetro debe permanecer sellado dentro de la zona en análisis.

2.4.- Ensayes de Laboratorio

Para las obras subterráneas en roca es necesario un programa de ensayos para la determinación de sus propiedades. Debe evaluarse la capa de roca superficial para establecer las presiones probables que puedan presentarse en el macizo rocoso.

El conocimiento de las propiedades físicas y mecánicas de las rocas, en las excavaciones subterráneas utilizadas para alojar tuberías forzadas, es importante ya que, las rocas que intervienen se encuentran sometidas a condiciones ambientales como presión de poro, esfuerzos tectónicos, esfuerzos hidrostáticos y esfuerzos de compresión o tensión inducidos por efectos térmicos. Dado que estos parámetros determinan las propiedades de las rocas, la obtención de los datos adecuados puede lograrse a partir de mediciones de laboratorio. Entre los ensayos y mediciones que se deben considerar están: ensayos de compresión simple, compresión triaxial, relajación y medición de permeabilidad absoluta.

2.4.1.- Ensayo de Compresión Simple

Las pruebas de compresión simple se ejecutan aplicando cargas axiales sin confinamiento a los especímenes de roca. Para cada incremento se mide la deformación longitudinal del espécimen.

Los especímenes son generalmente cilindros de 2.5 a 7.5 cm de diámetro y altura igual a dos diámetros, midiéndose la resistencia del espécimen como el esfuerzo bajo el cual el material falla.

Resistencia (Kg/cm ²)	Condición	Descripción
50 a 200	Muy débil	Rocas sedimentarias alteradas y débilmente compactadas
200 a 400	Débil	Rocas sedimentarias y esquistos débilmente cementados
400 a 800	Resistencia media	Rocas sedimentarias competentes e ígneas cuarzosas de densidad un poco baja

Resistencia (Kg/cm ²)	Condición	Descripción
800 a 1600	Resistencia alta	Rocas ígneas competentes, metamórficas y algunas areniscas de grano fino.
1600 a 3200	Resistencia muy alta	Cuarcitas y rocas ígneas densas de grano fino.

2.4.2.- Ensayo de Compresión Triaxial

Pruebas Triaxiales no Drenadas con Medición de Presión de Poro

Los ensayos de compresión triaxial simulan los esfuerzos que soporta la muestra de roca en la naturaleza. El confinamiento que tienen las rocas en su estado natural puede definirse como un estado de esfuerzos normales denominados principales (σ_1 , σ_2 y σ_3), y que actúan en direcciones ortogonales. En la cámara triaxial los esfuerzos principales laterales permanecen iguales durante la prueba, es decir ($\sigma_2 = \sigma_3$).

La cámara de compresión triaxial consiste en una base, cabeza, mangueras, deformímetros, manómetros y accesorios. La base y la cabeza tienen varios orificios a través de los cuales la presión de poro penetra en el espécimen y la presión confinante se mantiene constante manualmente, por medio de un tornillo-pistón que compensa los cambios de volumen que resultan de la deformación del espécimen. También puede controlarse automáticamente con un regulador de presión que lleva conectado un tubo pequeño de plástico enrollado al espécimen, y que sirve de dren durante el llenado de la cámara del fluido confinante (agua o aceite). La deformación axial durante la prueba se mide con una celda eléctrica y en cada medición de desplazamiento del espécimen se resta el efecto de la deformación elástica del aparato. (Fig. 2.17)

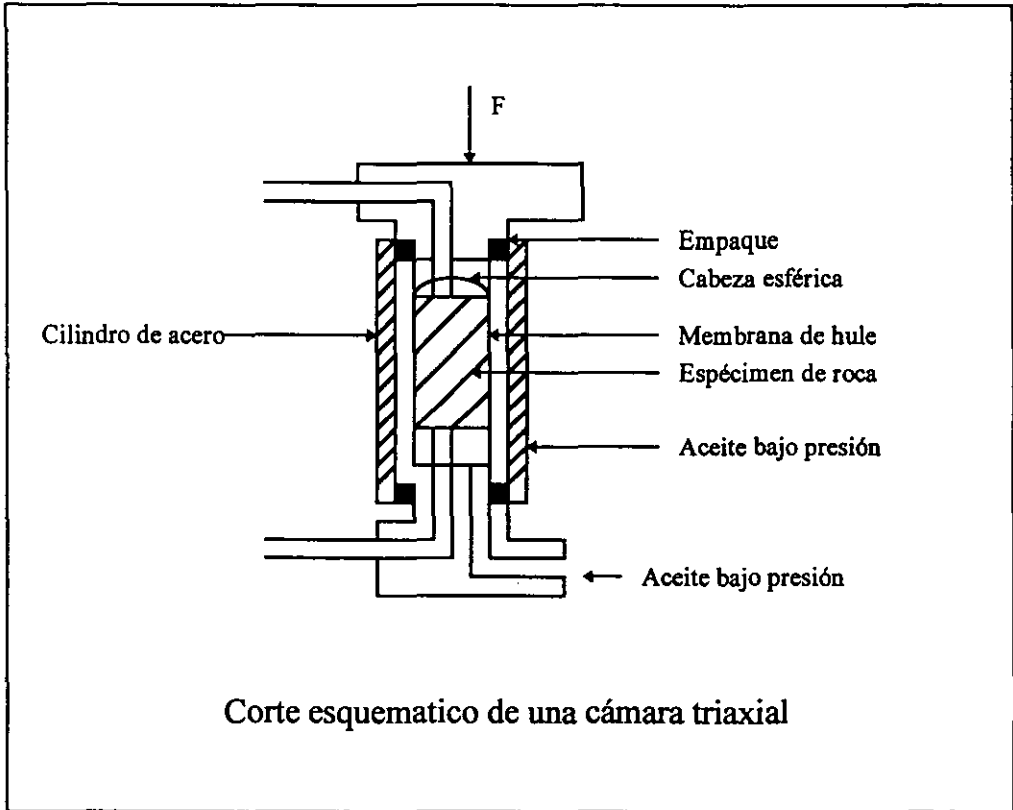


Fig. 2.17

Al comienzo de los ensayos se saturan el sistema de medición de poro y el espécimen que queda protegido con una membrana de hule. Se aplica una pequeña carga axial y la presión confinante se incrementa gradualmente hasta su nivel de trabajo; entonces la presión de poro se mide en ambos extremos. El sistema de contrapresión se cierra y el espécimen se carga progresivamente con una velocidad de aplicación de carga que debe quedar entre 5 y 10 Kg/cm². Durante las pruebas, la presión de poro debe mantenerse menor que la confinante, de tal manera que el incremento de presión durante la carga deje siempre la confinante efectiva, σ_3 , con valor positivo. Una disminución de la presión de poro, es señal de expansión del espécimen y ocurre frecuentemente durante una etapa avanzada de deformación.

Pruebas drenadas: en estas pruebas la instalación del sistema de contrapresión se mantiene abierto, de tal manera que, durante la aplicación de la carga axial, cualquier incremento de la presión de poro se disipa por los extremos.

2.4.3.- *Ensayos de Tensión*

Tensión Triaxial

Existen dos técnicas para efectuar esta prueba. Una consiste en transmitir la carga de tensión axial al espécimen de roca con casquetes metálicos cementados a sus extremos. En la otra técnica, la carga de tensión se aplica a los especímenes con mordazas ajustadas a sus extremos y tienen una mayor sección transversal que la zona central del espécimen donde se produce la falla.

Otro método, poco usual, de obtener la resistencia a la tensión es empleando una máquina centrífuga en la que se introduce el espécimen de roca de 36 cm de diámetro y 180 cm de longitud en un recipiente cilíndrico de acero, que se puede girar según el eje ortogonal central. Al iniciar la rotación, el espécimen desliza, apoyándose sobre una de sus bases en el interior del recipiente, creándose en el espécimen un estado de esfuerzos de tensión no uniforme que alcanza su valor máximo en su parte media. Conociendo la

velocidad angular (ω) y la densidad de roca (ρ), el esfuerzo a una distancia X de uno de los extremos de la probeta es:

$$\sigma_x = \left(\frac{1}{2} \right) \rho \omega^2 (LX - X^2)$$

donde

- L longitud del espécimen
- ρ Cociente del peso específico entre la aceleración de la gravedad

Prueba de Flexión

Consiste en someter a un espécimen de roca simplemente apoyado en sus dos extremos a una carga en el punto medio del claro. Cuando los esfuerzos son más altos que la resistencia a la tensión de la roca, el espécimen falla. Fig. 2.18

Cuando una carga P, se aplica al centro de una viga simplemente apoyada de longitud 2 l, produciendo una flecha (y) perpendicular al eje de la viga, el módulo de elasticidad promedio a la flexión es:

$$E_{prom} = P l^3 / 6i Y$$

la resistencia de tensión a la flexión es:

$$F = P l y_0 / 2 i$$

donde:

- i momento de inercia de la sección transversal de la viga. (Para una sección transversal circular de radio R, $i = \pi R^4 / 4$, y para una sección transversal rectangular, h; b, $i = bh^3 / 12$)
- y_0 distancia del eje neutro de la viga al punto extremo de la sección transversal en el lado de tensión.

Prueba Brasileña

Consiste en someter a compresión diametral a un espécimen cilíndrico, produciéndose así esfuerzos de tensión (σ_y) y de compresión (σ_x), cuyos valores máximos son:

$$\sigma_x = 6 P / \pi D l \quad \text{de compresión (verticalmente)}$$

$$\sigma_y = -2P / \pi D l = -\sigma_x / 3 \quad \text{de tensión (horizontalmente)}$$

A pesar de que el esfuerzo de tensión inducido es menor que el de compresión, el espécimen falla a lo largo del eje vertical debido a su menor resistencia a la tensión. Fig. 2.19

2.4.4.- Ensayes de Corte

Esta prueba consiste en provocar una falla por corte a través del material intacto en un plano seleccionado previamente o a través de un plano de debilidad preexistente. La muestra se prepara con una ranura o cementándola en un molde. Fig. 2.20

Las pruebas de corte simple o directo se efectúan aplicando al espécimen una carga normal constante (N) y una carga tangencial (T), que se incrementan desde cero hasta un valor máximo. Durante el ensaye se miden los desplazamientos vertical y horizontal de la parte superior del espécimen con respecto a la inferior. Fig. 2.21

La curva I representa la relación del esfuerzo con la deformación horizontal, y la curva II con la deformación vertical del espécimen durante la prueba.

Al aumentar la carga tangencial manteniendo constante la carga normal, se incrementan los esfuerzos cortantes (τ) hasta llegar a un máximo (τ_{max}), en el cual se fractura el espécimen y aparece una grieta horizontal. La parte superior del espécimen posee mayor libertad para desplazarse y las deformaciones horizontales se incrementan más rápidamente. El esfuerzo tangencial decrece hasta un valor constante (τ_{ult}) que representa las fuerzas de fricción entre las dos partes del espécimen. Los desplazamientos horizontales aumentan enormemente y los verticales alcanzan un valor constante.

El esfuerzo τ_{max} corresponde a la resistencia de la roca al cortante; el esfuerzo τ_{ult} , representa las fuerzas de fricción dentro del espécimen y permite determinar el ángulo de fricción.

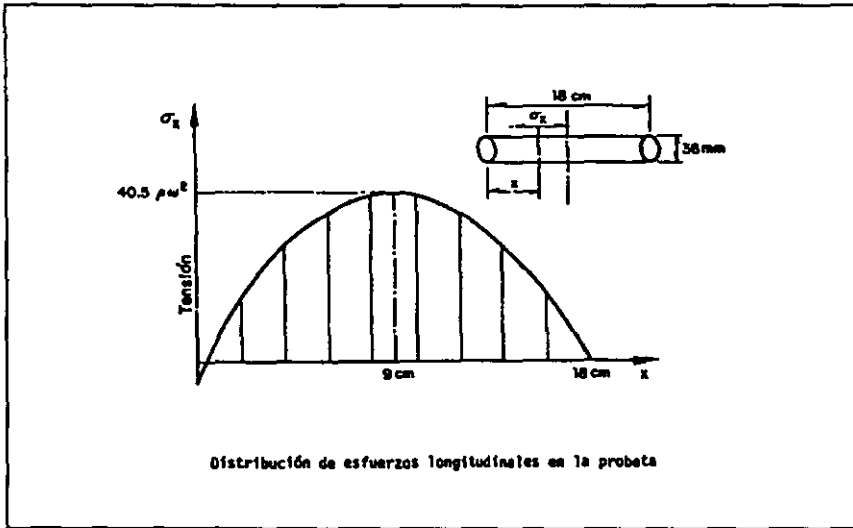


Fig. 2.18

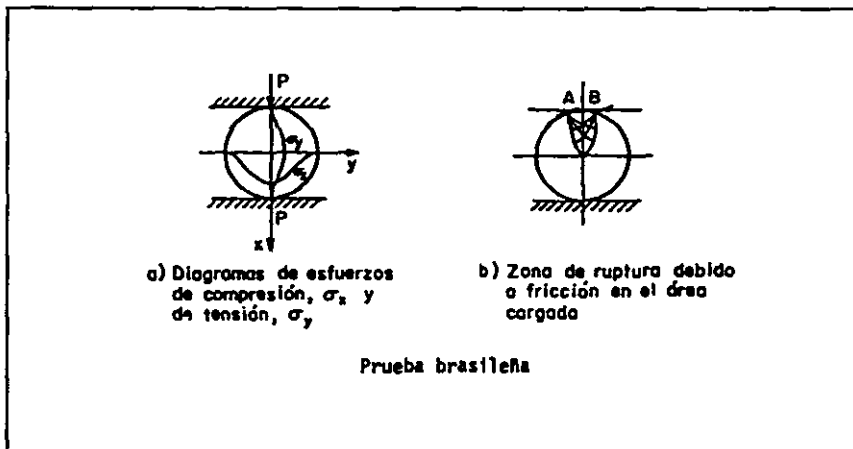


Fig. 2.19

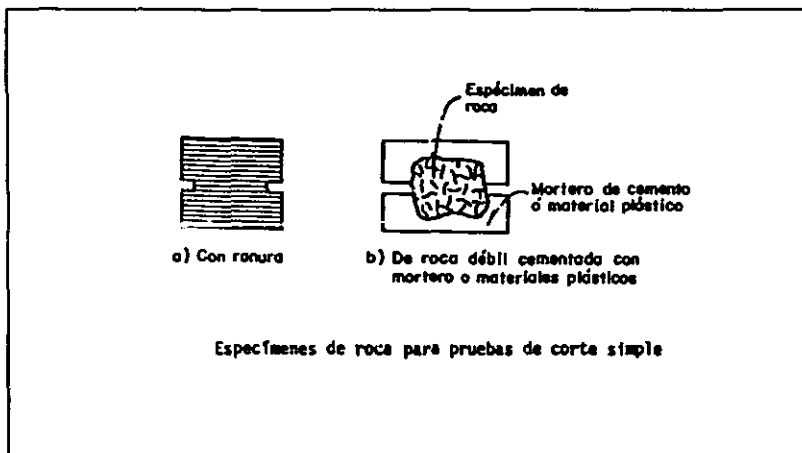


Fig. 2.20

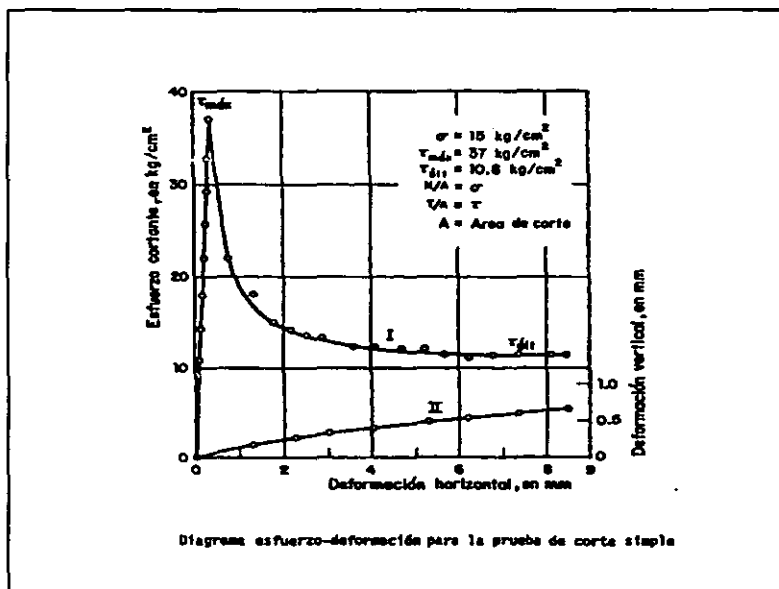


Fig. 2.21

Al efectuar los ensayos de diferentes especímenes de una misma roca, variando la carga normal para cada prueba, se construye el diagrama esfuerzo cortante-esfuerzo normal (plano de Mohr).

2.4.5.- *Propiedades Índice*

Peso Específico

El procedimiento para obtener en el laboratorio los pesos volumétricos natural y seco de una muestra de roca es el siguiente (Fig. 2.22):

- Se pesa la muestra con su humedad natural (se obtiene P_m)
- Se seca al horno durante 24 h a 105 °C, se enfría dentro de un recipiente hermético y se pesa (se obtiene P_s)
- Mediante la balanza se obtiene el volumen de la muestra (V_m): en el platillo derecho, además del peso propio de la muestra, se tiene el empuje ascendente que sufre la muestra ($13.6 V_m$) y el peso de taras conocidas Q para equilibrar la balanza.

De este modo se establece la ecuación:

$$P_m = P_m + Q - 13.6 V_m$$

de donde se obtiene el valor de V_m

El peso volumétrico natural (PV), es: $PV = P_m / V_m$

y el peso volumétrico seco (PV_{seco}), es: $PV_{seco} = P_s / V_m$

Permeabilidad de la Roca Intacta

Permeabilidad al aire. (Fig. 2.23)

- Se coloca el espécimen en el portamuestra, se sella lateralmente y se tapa
- Se abre la válvula de vacío, elevándose el mercurio

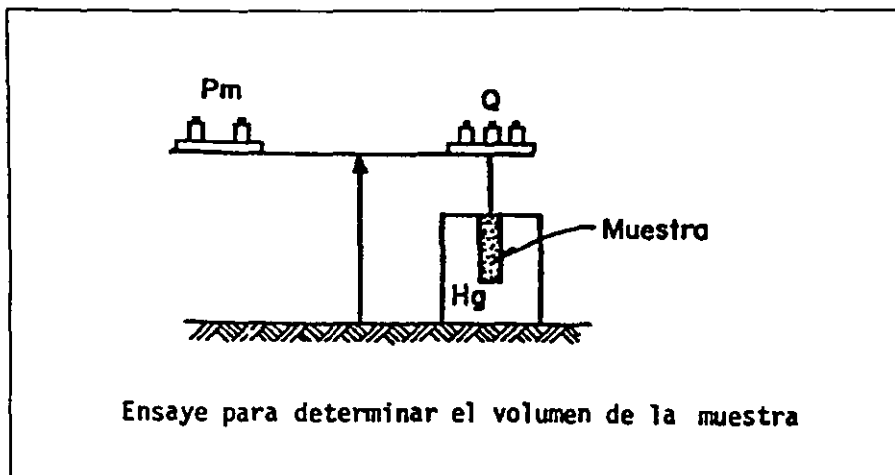


Fig. 2.22

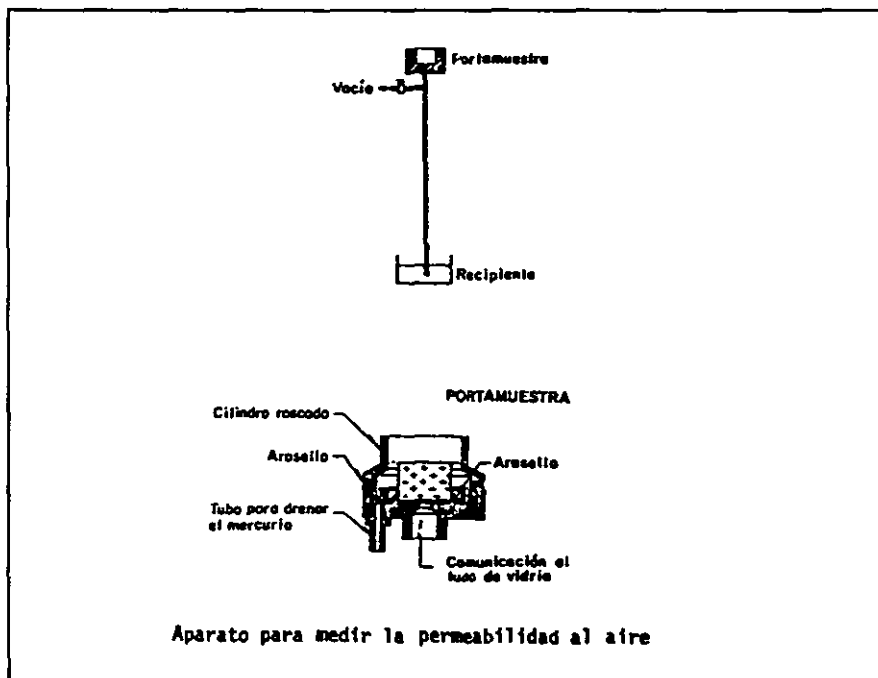


Fig. 2.23

- Se cierra la comunicación al vacío
- Se destapa el portamuestra; entonces, el aire pasa a través de la muestra, bajando, en consecuencia, la columna de mercurio. Se mide la variación de la columna de mercurio en un tiempo determinado.

La permeabilidad al aire se calcula mediante:

$$k = (aL / At) ((1 / 13.6) \ln (h_2 / h_1) + ((h_1 - h_2) / p))$$

donde :

h_1, h_2 alturas inicial y final de la columna de mercurio

a área de la sección transversal

A área de la sección transversal del espécimen

L espesor del espécimen

p presión atmosférica

t intervalo de tiempo correspondiente al cambio $h_1 - h_2$ de la columna de mercurio.

Permeabilidad al Agua

Esta prueba consiste en hacer pasar agua a través de la muestra con carga constante. El agua debe ser la misma con la que la roca estará en contacto en el campo.

La permeabilidad al agua puede disminuir por el sellado de los huecos o fisuras o aumentar por el arrastre de sales. En ambos casos existe una reacción química entre el agua y los minerales constitutivos de la roca.

2.5.- *Propiedades Térmicas*

La conductividad y la difusividad térmica se determinan mediante una técnica basada en la solución teórica establecida por Carlslaw y Jeager⁶ (1959) para la distribución de temperaturas alrededor de una fuente lineal de calor ideal inmersa en un medio infinito.

La teoría requiere que a una muestra del material en estudio se le aplique una alteración térmica. Esta alteración consiste en la generación de calor con una intensidad constante y uniforme a lo largo de una línea contenida en la muestra, y que esta intensidad de generación de calor por unidad de longitud sea conocida. Para ésta prueba es necesario medir en función del tiempo, el incremento de temperatura producido por la generación de calor en un punto de la muestra, éste punto debe estar localizado a una distancia conocida de la fuente lineal de calor. La relación temperatura-tiempo junto con el conocimiento de la intensidad de la generación de calor por unidad de longitud, y de la distancia entre el punto de medición de temperatura y la fuente de calor, permiten determinar simultáneamente la conductividad y la difusividad a partir de un experimento único de corta duración. Estas necesidades del método se satisfacen mediante los sistemas de calentamiento, medición y registro de temperatura.

El procedimiento para generar los datos de la relación temperatura-tiempo en una muestra, está resumida mediante la siguiente prueba: en una muestra de 5 cm de diámetro por 10 cm de longitud, se inserta ajustadamente dentro de un barreno un calentador de resistencia eléctrica de 0.32 cm diámetro por 11.5 cm de longitud, el barreno es taladrado paralelamente al eje axial de la muestra y al centro de su sección transversal. Este calentador desempeña en el sistema experimental la función de la fuente lineal ideal de calor que estipula el modelo conceptual del método.

⁶ Enrique Contreras González, *Determinación de Propiedades Mecánicas y Térmicas en Muestras de Roca Sometidas a Condiciones de Alta Presión y Temperatura*, Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, México, 1993.

A una distancia radial de aproximadamente 1.3 cm del centro del barreno que aloja al calentador, se inserta un termopar en una perforación de 0.16 cm de diam. por 5 cm de profundidad. El termopar se dispone de manera que su junta sensora quede en contacto directo con el material del fondo del barreno.

Al calentador se le aplica energía eléctrica en la forma de corriente directa con intensidad constante, durante un lapso de 3 a 5 min. Durante este lapso se mide y se registra continuamente el aumento de temperatura en función del tiempo en el punto de emplazamiento del termopar, obteniéndose de esta manera la relación temperatura-tiempo requerida para determinar la conductividad y la difusividad. Simultáneamente se monitorea la caída de voltaje a través del calentador, además de medirse la intensidad de la corriente eléctrica circulante. Conociendo los parámetros eléctricos de la prueba junto con la resistencia del calentador y su longitud calentada, se calcula la intensidad de la fuente; con esto se obtienen todos los datos experimentales necesarios.

El calor específico se determina a partir de la conductividad, la difusividad y la densidad total del material.

3.- TIPOS DE TUBERIAS FORZADAS

En un proyecto hidroeléctrico las turbinas constituyen el elemento fundamental en la generación de energía, la forma de alimentarlas es muy variable, puede ser que se tenga una sola tubería desde la entrada de la obra de toma hasta cerca de la casa de máquinas en donde se bifurca, trifurca o más según sea el caso, ó que desde la entrada se tengan tuberías aisladas. En la práctica antigua se usaban tantas tuberías entre la estructura de puesta a presión o el pozo de oscilación y la casa de máquinas, como unidades instaladas hubiera. La tendencia actual es usar, en lo posible, una sola tubería para dos o tres unidades, ya que es la solución más económica en la mayoría de los casos. Una desviación de este principio no se justifica a menos que la carga de roca que forme a la tubería forzada proporcione serias dificultades en su estructuración. En un proyecto hidroeléctrico las conducciones a presión que se pueden encontrar son:

- a) La tubería que conduce el agua desde la estructura de puesta a presión hasta la casa máquinas
- b) La tubería que conduce el agua desde la cámara de oscilación hasta la casa de máquinas

Las tuberías forzadas también se pueden clasificar con respecto a su localización, por ejemplo:

Tuberías Enterradas: Estas tuberías son apoyadas continuamente sobre el suelo en el fondo de una zanja, que se rellena después de colocar el tubo. El espesor del relleno sobre el tubo debe ser aproximadamente de 1 a 1.2 m.

Tuberías Superficiales: Las tuberías son colocadas sobre la superficie del terreno y apoyadas sobre silletras. Por tanto, no hay contacto entre el terreno y el tubo

mismo, sino a través de concentraciones en los apoyos. Estas tuberías se instalan frecuentemente dentro de trincheras que no contienen relleno. En caso de que la superficie del terreno no sea adecuada, la solución más económica puede consistir en llevar la tubería dentro de una lumbrera vertical o inclinada.

Las tuberías superficiales son utilizadas con mas frecuencia, salvo en terrenos de pendientes suaves donde sea fácil la excavación para enterrar la tubería, que se conduce a través de los accidentes del terreno, de manera que el perfil siga una línea quebrada. En planta, el trazo debe ser lo mas recto posible.

Los túneles a presión localizados en la zona que abarca de la obra de toma al pozo de oscilación, los podemos clasificar según la carga hidrostática interior que soporten:

De baja presión, con $H < 5$ m

De presión media, con $5 < H < 100$ m

De alta presión, con $H > 100$ m

También se pueden clasificar dichos túneles en revestidos y no revestidos.

El revestimiento de un túnel se debe, a que las características físicas del macizo rocoso no cumplen con lo requisitos suficientes para soportar por sí mismas los esfuerzos que se producirán durante el funcionamiento de la obra, a una razón estructural o a la necesidad de impedir filtraciones.

El revestimiento tiene que resistir las cargas exteriores de roca y las presiones hidrostáticas interiores repartiéndolas sobre el macizo rocoso, para evitar que se presenten problemas en las fallas, fracturas y discontinuidades; presentes en el lugar. Además para evitar las pérdidas por filtración, y que no se altere el estado de esfuerzos del macizo con sub-presiones debidas a la perdida de agua. También tiene la intención de proteger a la roca contra la acción del agua y de reducir la rugosidad de la superficie, para evitar erosiones que alteren el diseño original de la tubería.

En ciertos casos, en los túneles de baja presión puede eliminarse el revestimiento, excepto en las zonas donde se visualicen fisuras importantes, que

deben sellarse con una capa de concreto ó con mortero de cemento, y en ocasiones es conveniente eliminar las rugosidades de la roca con un revestimiento que soporte solamente las cargas de roca, aún cuando sea totalmente impermeable el macizo. Además, los vacíos entre la roca y el revestimiento deben ser eliminados a base de inyecciones de concreto simple distribuidas en todo el perímetro, esto debe hacerse para que la repartición de la carga de roca sobre el revestimiento sea uniforme.

También en los túneles de alta presión que posean características físicas aceptables, se coloca un revestimiento a base de una capa de concreto simple para eliminar las irregularidades de la roca, ya que, como antes se mencionó, en presencia de agua a presión se puede generar fricción en el perímetro del túnel y producir un desgaste no uniforme que cambie la forma geométrica proyectada. Además, se debe controlar la velocidad de flujo, que es conveniente para un túnel a presión, ya que reduce sus dimensiones; si no se tiene el debido control se produce un aumento en las pérdidas de carga.

Press estableció los siguientes límites de velocidades para los túneles de presión⁷:

Superficie de roca muy rugosa 1 a 2 m/s

Superficie de roca protegida 1.5 a 3 m/s

Superficie de concreto 2 a 4 m/s

Revestimiento de acero 2.5 a 7 m/s

Por razones constructivas, el mínimo diámetro interior de un túnel de sección circular debe ser aproximadamente de 1.8 m. Mientras que en secciones rectangulares, las dimensiones no serán inferiores a 2 x 1.6 m, siendo preferentemente mayor la dimensión vertical. Aunque cabe hacer notar que, según la experiencia en diversos proyectos hidroeléctricos, la sección circular resulta ser la más eficiente, hidráulica y estructuralmente.

⁷ Manual de Diseño de Obras Civiles Geotecnia, CFE, Conducciones a Presión, México, 1982.

La pendiente de los túneles es generalmente pequeña y sólo la necesaria para su drenaje durante la construcción y en caso de una reparación. Los valores máximos oscilan entre 0.006 y 0.01.

3.1.- Tubería Forzada Sin Revestimiento

Un túnel hidroeléctrico con alta presión de operación significa que trabaja a un nivel bajo en comparación con la línea piezométrica. El hecho de tener túneles bajos facilita los accesos a las ventanas y reduce proporcionalmente la longitud del blindaje final.

Un túnel de alta presión sin revestimiento debe cumplir principalmente con lo siguiente, cuando se habla de términos económicos:

a) El costo de un túnel en roca no debe ser mas elevado que su equivalente revestido de diámetro más pequeño, con rendimiento hidráulico parecido. Pero se debe establecer que el hecho de no tener revestimiento hidráulico no significa que no tenga revestimiento estructural.

b) El tiempo de ejecución de un túnel sin revestimiento hidráulico, es menor que su equivalente con revestimiento, particularmente para los diámetros pequeños que son los más frecuentes en los proyectos con alta carga de servicio.

En este tipo de proyectos, se debe cumplir con ciertas condiciones para garantizar el correcto funcionamiento del túnel.

En primer lugar, es un error pensar que este tipo de túnel es técnicamente factible sólo en roca de buena calidad. Ya que, en roca de mala calidad también es posible, pero se necesitan más soportes estructurales.

En segundo lugar, hay que respetar drásticamente las condiciones de permeabilidad, ya que un exceso de ésta en un túnel en roca, trae como consecuencia una pérdida económica por falta de generación y un peligro operacional cuando las filtraciones alcanzan la superficie del terreno con riesgos de deslizamiento e inundaciones.

Las grandes permeabilidades en los macizos rocosos se deben principalmente a las condiciones existentes in-situ, pero en caso de fracturas abiertas, por ejemplo, se pueden originar también por el fenómeno de fracturamiento hidráulico, dentro del cual la presión del agua en el túnel abre las fisuras normalmente cerradas.

Para los problemas de permeabilidad, en primer lugar, se debe minimizar el problema a nivel del trazado, penetrando en el terreno en forma normal al contorno del nivel de aguas freáticas, es por ello que adquiere gran importancia el tener bien definidos los niveles de agua. En segundo lugar, se deben examinar el balance económico entre impermeabilización y pérdidas de generación.

En caso de ser necesaria la impermeabilización, ésta puede obtenerse por uno de los dos métodos siguientes:

- a) Revestimiento semi-impermeable en el cual se aceptan fisuras repartidas en el concreto.
- b) Inyecciones en las zonas requeridas.

Las tres principales causas de falla en un túnel a presión no revestido se deben a: desplazamiento hidráulico de las fracturas, corte hidráulico de las fracturas y levantamiento de la superficie del piso. Para poder evitar estas fallas, se debe tener especial cuidado en las pruebas in-situ, en el levantamiento geológico y en el control periódico de las presiones; durante el periodo de diseño.

Tradicionalmente, en los túneles a presión de las centrales hidroeléctricas se coloca un revestimiento de acero. Sin embargo, debido a que los costos del revestimiento son altos, existe un considerable incentivo económico para dejar los túneles sin revestir tanto como sea posible.

Para diseñar estos túneles a presión sin revestimiento se tiene el método noruego moderno, descrito por Selmer-Olsen⁶, el cual considera una carga de

⁶ Selmer Olsen R., Underground Openings Filled With High-Pressure Water or Air, Bulletin International Association Geology, Vol. 9, 1974.

roca y una distancia lateral adecuadas para evitar el riesgo de una fractura hidráulica, además de que sugiere que la presión interna del agua no sobrepase al esfuerzo principal menor in-situ de la roca circundante.

Los túneles a presión no revestidos, frecuentemente se proyectan en roca masiva y resistente, la cual inevitablemente tiene algunas fracturas. Las fracturas que pasan por el límite del túnel y que están cerradas bajo el campo de esfuerzos de compresión in-situ, tenderán a abrirse bajo la aplicación de una presión interna debida al agua. Si la presión del agua es suficientemente alta y la distribución de esfuerzos es desfavorable, la abertura de las fracturas se propagará y será inestable, es decir, ocurrirá un desplazamiento hidráulico.

Cuando la roca circundante a un túnel a presión no revestido está altamente fracturada, la aplicación de agua puede conducir a una abertura y deslizamiento de las fracturas, resultando esto en un socavamiento y caída de bloques de roca del contorno del túnel, así como filtración hacia la superficie del suelo. Fig. 3.1

Cuando las fracturas están llenas con materiales susceptibles a la erosión, tales como la montmorilonita, limonita y calcita; la filtración de agua por estos materiales, provoca la erosión del relleno de las fracturas y su lavado. Esto provoca decrementos en la resistencia y aumento en la permeabilidad de las fracturas, provocando filtraciones, caída de rocas y mayores fallas. A medida que la carga en una central hidroeléctrica se incrementa, la presión del agua disminuye; y al contrario, conforme la carga disminuye, la presión del agua va en aumento. Estas frecuentes fluctuaciones de la presión pueden acelerar el proceso de erosión.

En conclusión, los estudios preliminares que se deben llevar a cabo deben arrojar resultados que satisfagan los siguientes requerimientos, si es que se quiere proyectar un túnel sin revestimiento en roca fracturada:

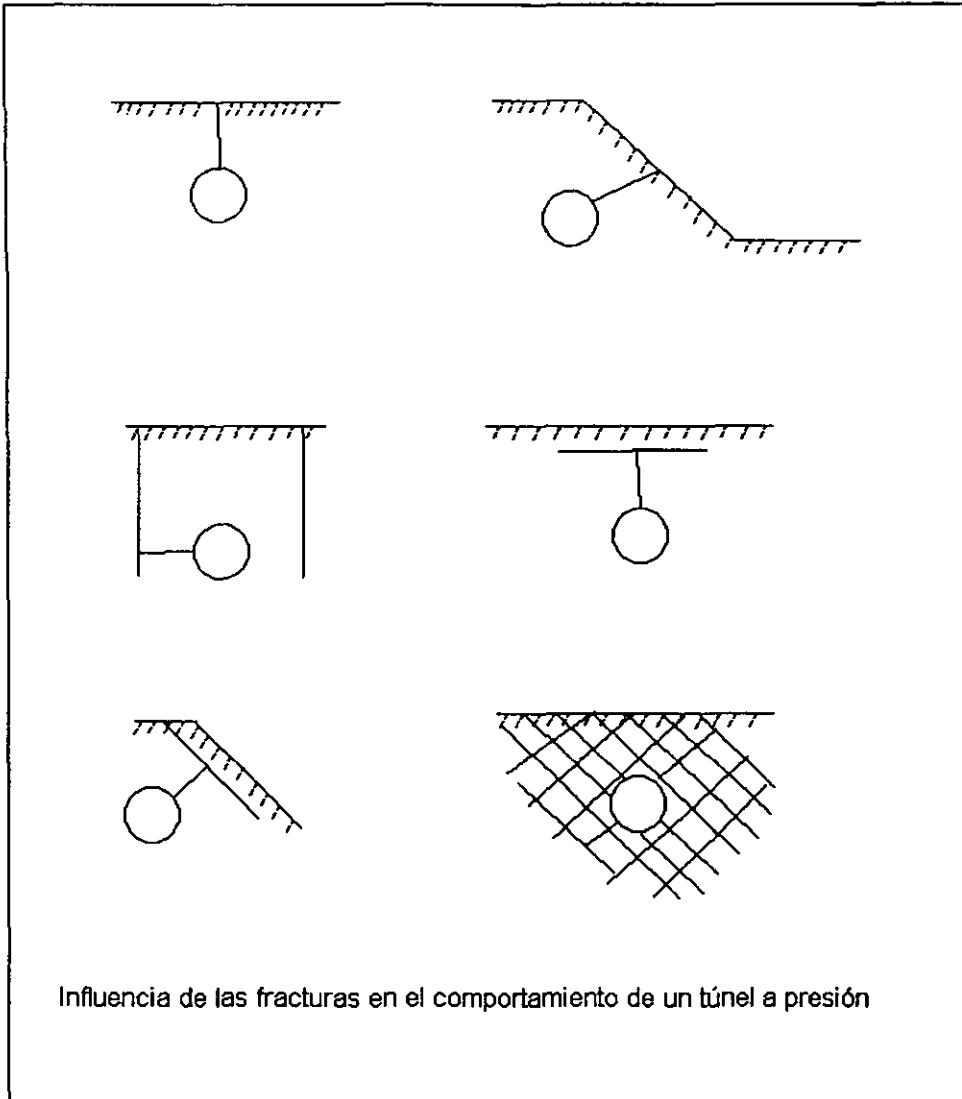


Fig. 3.1

- La roca debe ser resistente y masiva con una alta resistencia a la tensión en su estado intacto y baja permeabilidad.
- Los espesores mínimos de la carga de roca, determinados por el método tradicional de la cuña, pueden dar medidas no confiables de la necesidad de un revestimiento de acero u otras medidas correctivas. La relación entre los esfuerzos in-situ y las discontinuidades en la masa de roca, puede resultar más confiable para establecer el control del macizo.

Fig. 3.2

- Los valores de los esfuerzos laterales in-situ, deben ser altos, porque si no, es probable que ocurra desplazamiento hidráulico en las fracturas inclinadas y de fuerte pendiente a presiones bajas del agua del túnel.
- El corte hidráulico de las fracturas puede convertirse en el modo de falla crítica, cuando las diferencias entre los esfuerzos principales in-situ son grandes y el eje del túnel está inclinado con respecto a las direcciones de los tres esfuerzos principales. Para evitar el cortante hidráulico en tales casos, se requiere un tratamiento adecuado para eliminar la entrada de agua bajo presión a las fracturas.
- Todas las fracturas que pasan por el contorno de un túnel no revestido y que están llenas de material erosionable, deben ser tratadas para evitar la erosión y los consecuentes incrementos en la permeabilidad y decrementos en la resistencia de las fracturas.

3.2.- Tubería Forzada con Revestimiento de Concreto

El concreto armado ha sido utilizado para revestir los túneles a presión en los proyectos hidroeléctricos. Generalmente el revestimiento se ha utilizado para actuar como una superficie hidráulica, pero actualmente este revestimiento es diseñado también para contribuir con la estabilidad operacional de la estructura de conducción, cuando se tienen altos niveles de presión interna (presiones superiores a 100 m), cuando es baja la calidad del macizo rocoso ó cuando se requiere incrementar la impermeabilidad del macizo.

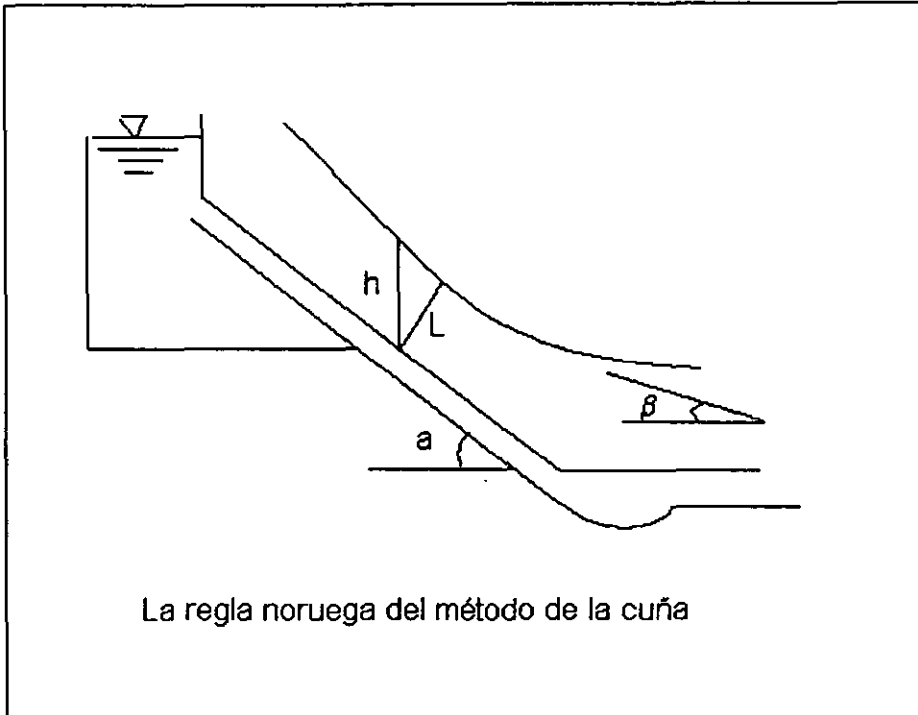


Fig. 3.2

El revestimiento de concreto pre-esforzado ha sido utilizado para minimizar o eliminar las fracturas, además de tener el comportamiento óptimo en la transferencia de presiones hacia la roca y de procurar la impermeabilidad necesaria durante la operación del túnel a presión. Por ejemplo⁹, un revestimiento de concreto pre-esforzado con un relación diámetro/espesor de 8, con un módulo de elasticidad típico en la roca y que requiere estar libre de fisuras durante la operación (50 años), trabajando con una máxima presión interna de 50 Kg/cm². Requiere de un pre-esfuerzo de 50 kg/cm² para alojar la descompresión causada por la presión interna (despreciando los esfuerzos de tensión del concreto).

El procedimiento involucrado en el diseño de un revestimiento de concreto pre-esforzado es:

- Definición a largo plazo del pre-esfuerzo requerido en el revestimiento
- Evaluación de las relaciones entre la presión inicial y a largo plazo.
- Especificaciones del procedimiento para efectuar la mezcla de concreto que soporte el pre-esfuerzo inicial.

Las relaciones entre la presión interna de operación y el pre-esfuerzo a largo plazo requerido en el revestimiento depende de:

- Los requerimientos de operación, es decir, si es necesario un revestimiento libre de fisuras para prevenir la erosión de la roca, si el revestimiento actúa como una membrana impermeable, o es el objeto que reduce las generación de rupturas en el macizo.
- La relación entre deformaciones del concreto y la roca.
- Las variaciones en las condiciones longitudinales y perimetrales a lo largo del túnel.

⁹ L.P.Gonano, Long-term Prestress in Concrete-lined Pressure Tunnels, Water Power and Dam Construction, November, 1984.

En túneles de carga media y alta, donde la filtración es apreciable, se requiere usualmente un revestimiento impermeable de concreto, teniendo especial atención en eliminar los vacíos entre la roca y el revestimiento, como se menciono con anterioridad.

Cuando se realizan inyecciones de lechada de concreto en el perímetro del túnel para la repartición de la carga, se requiere colocar los tubos de inyección principalmente en la clave del túnel antes del colado del revestimiento, y en caso de túneles de alta presión, conviene distribuir tubos de inyección en todo el perímetro.

Hay que considerar en el diseño, que el revestimiento soporte prácticamente la totalidad de la presión exterior cuando está vacío el túnel. Sólo en los casos en que la roca tenga una resistencia adecuada, se puede determinar que ésta soporte parte de la presión interior a través del revestimiento y de la zona de inyecciones próxima al mismo.

El espesor del revestimiento depende del tamaño del túnel, de la carga, de la calidad de la roca y del método de construcción. El espesor mínimo de concreto para túneles hasta de 6 m de diámetro interior es de 6.5 a 8 cm por cada metro de diámetro.

La selección de la longitud del túnel por reforzar y la cantidad necesaria de refuerzo requiere una consideración cuidadosa de los aspectos geológicos y físicos del sitio que afectan el diseño; además del criterio que se utilice para diseñar la tubería forzada, que normalmente es el método establecido por Don U. Deere¹⁰, donde la longitud del revestimiento de concreto se determina mediante la carga de roca que se disponga para soportar la presión interior.

Para reducir al mínimo el agrietamiento del revestimiento, la práctica aceptada por el *Bureau of Reclamation* de EEUU, para túneles a presión en roca sana, es que se deben tomar las siguientes consideraciones:

¹⁰ Don U. Deere, *Hydropressure Tunnels and Leakage Potential*, VII Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vancouver Canada, 1983.

- Un túnel a presión debe reforzarse cuando la carga de roca sobre el túnel sea menor de 1.5 veces la carga de presión hidrostática interior. Para determinar el refuerzo requerido, se supone que la presión interna varía desde la carga del embalse lleno, en el extremo aguas arriba del túnel, hasta cero, en el control donde cambie el flujo a superficie libre. El refuerzo tiene que ser el suficiente para resistir las presiones desbalanceadas que se presentan, sin considerar apoyo en la roca vecina.
- En el portal aguas arriba, si no existen compuertas de control y en una distancia de dos veces su diámetro, el túnel debe resistir exteriormente una presión equivalente a la mitad de la carga, sin exceder de 12 m con presión interior igual a cero. Si existen compuertas de control, el túnel deberá soportar, además de la carga de roca, la carga hidrostática total exterior en el caso de que se cierren las compuertas.
- En el portal aguas abajo y también con una distancia del doble del diámetro, el túnel deberá soportar, además de las cargas de roca, la carga de presión desbalanceada que se genera entre la carga de roca y las presiones hidrostáticas internas.

En túneles excavados en roca fracturada o en donde se necesita disminuir la filtración en la zona vecina al revestimiento, se inyecta una lechada de concreto mediante perforaciones en la capa revestida, llevadas hasta la distancia interior que se desee inyectar.

Para tuberías de gran diámetro sujetas a una presión hidráulica elevada, como lo son las tuberías forzadas de las plantas hidroeléctricas, es oportuno enrollar la hélice de hilo de acero resistente con una plancha de hierro para lograr la impermeabilización del tubo.

El sistema con lámina de retención ha sido utilizado en la instalación de Soverzene (Italia). El tubo tiene un diámetro interno de 2.55 m, y espesor de 19 cm, para presión interna variable de 143 a 297 m de columna de agua. Cada tubo, de 4.50 m de longitud, se construye en posición vertical - con concreto

armado vibrado a alta frecuencia - en un molde cuya parte externa era la camisa de plancha, de retención, de 2 mm de grueso, y en la parte interna por un macho de plancha reforzada con travesaños móviles, para ser desarmado. Después de veinticuatro horas de colado, el tubo, queda todavía estacionario durante cinco o seis días, después de los cuales se procede al blindaje con hilo de acero de alta resistencia, de 5 mm de diámetro, mediante una máquina especial que regula la tensión del hilo. Terminado el blindaje, se aplica un revestimiento externo de gunita (torcreto).

Para poder obtener una perfecta uniformidad sin tener que utilizar la plancha que recubre el tubo, se emplean tubos de concreto armado tratados por el procedimiento "vacuum", y tubos centrifugados.

El sistema "Vacuum" consiste en extraer, por medio de bombas de vacío, el agua que contiene la masa de concreto, excede en relación con la cantidad necesaria al proceso químico del fraguado.

El sistema de tubos centrifugados permite un concreto con muy poca cantidad de agua y, por tanto, con óptimas características, tanto desde el punto de vista de la resistencia al aplastamiento como la impermeabilidad.

Estas tuberías de concreto pre-tensado son utilizadas frecuentemente dentro de zanjas, y están sujetas a cargas interiores y exteriores, las paredes del tubo resultan de un espesor relativamente grande, por lo que adquieren una rigidez que en ocasiones las pueden hacer no aptas para tomar grandes sobrepresiones dinámicas por golpe de ariete. Esta es una razón por la que las tuberías de concreto se usan con frecuencia para cargas estáticas. Fig. 3.3

3.3.- Tubería Forzada Metálica

Las tuberías con revestimiento de acero son ubicadas en la zona de acceso a la casa de maquinas, ya que es en este lugar donde se presenta la mayor carga hidráulica de la conducción, y para poder soportar las presiones internas que se generan en la tubería es necesario que se refuerce esta zona con acero, ya que es el material de mejor comportamiento ante los esfuerzos de

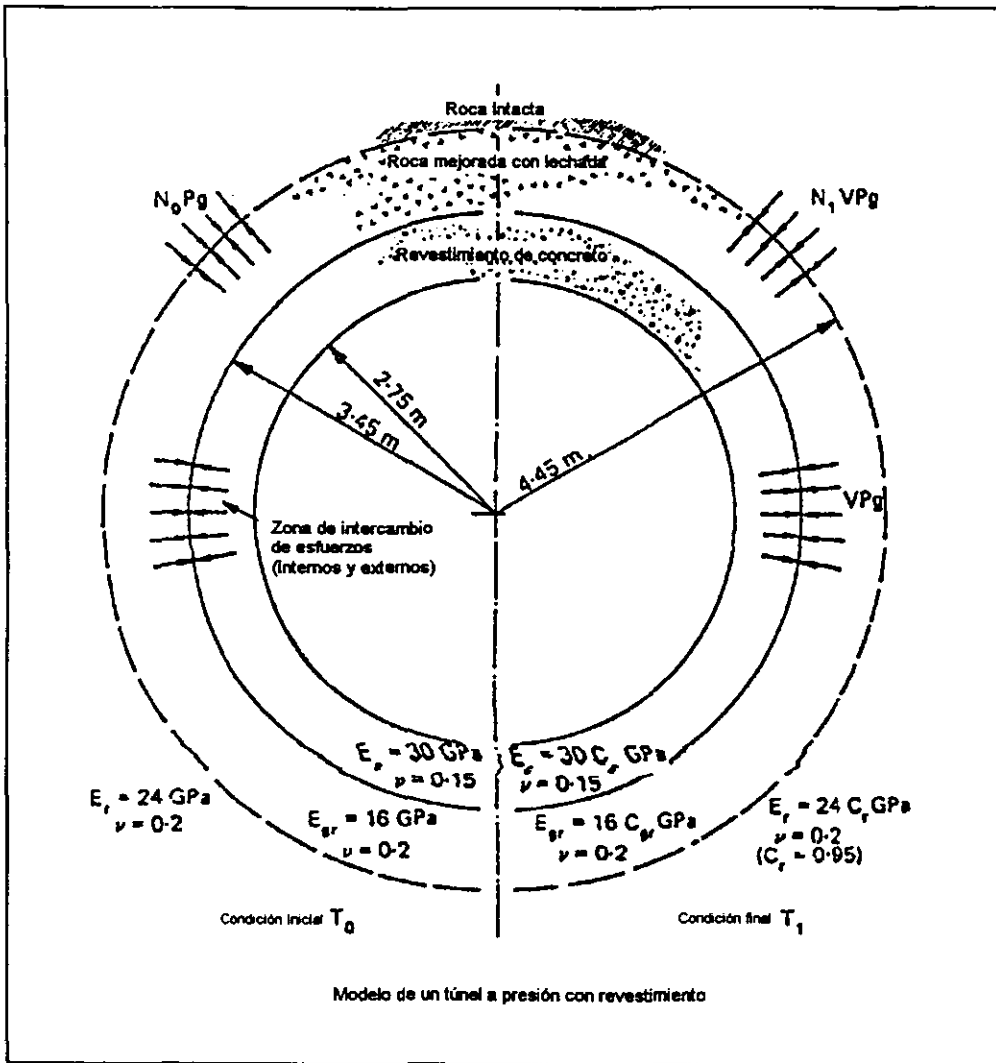


Fig. 3.3

tensión además de tener características impermeables. La longitud del revestimiento de acero esta delimitado dentro de los criterios de diseño como se puede ver en la teoría de Don Deere, la cual menciona que este revestimiento debe ser colocado desde la casa de maquinas y hasta donde la profundidad de ubicación alcance $0.8 H$, siendo H la carga de agua que es transportada en el interior de la tubería. El criterio establecido por Selmer-Olsen, indica que utilizando el encamisado de acero en la tubería, la distancia mínima para ubicar a dicha tubería se reduce considerablemente.

El revestimiento de acero es utilizado en todos los proyectos hidroeléctricos del mundo para conectar la tubería forzada con los turbogeneradores en la zona de transición entre la casa de máquinas y la conducción a presión, ésta zona se localiza en la parte más baja de la tubería a presión, por un lado, para proporcionar una tubería autoestable en la parte de la ladera que se encuentra cerca de la zona de transición, y por otro para reducir el espesor de concreto reforzado que sería necesario en esta zona.

El revestimiento de acero es diseñado para soportar toda la carga interna, sin tomar en cuenta la carga de roca que se necesitaría para contrarrestar la presión de la tubería. Por ejemplo¹¹, para el punto donde $Z = 0.4 H$, se requiere una carga horizontal de $1.2 H$. El revestimiento de acero para las partes de la conducción forzada donde se necesita mayor refuerzo, está diseñado en base a una parte de la carga de roca en relación con su módulo de elasticidad.

El encamisado de acero es utilizado también en los lugares a lo largo del eje del túnel, donde se tenga la carga de roca muy baja (menor a $0.5 H$), o donde se registren pérdidas de agua. Además, en los lugares donde la roca no es capaz de soportar las altas presiones y se debe evitar al máximo que el esfuerzo alcance o sea transmitido a la roca.

El acero utilizado para este tipo de revestimientos, es el "Cu-Cr", acero con una resistencia de 50 a 60 kg/mm^2 . El diámetro de la tubería con revestimiento de acero se relaciona con el espesor, por ejemplo con un diámetro de 1.40 m y

¹¹ American Iron and Steel Institute and Steel Fabricators Assoc., Inc., 1981

28 mm de espesor se alcanza un esfuerzo en la tubería de acero para la carga hidrostática (no tomando en cuenta el gradiente de presión) es de 1.33 kg./cm^2 .

Con objeto de reducir el peso de las tuberías forzadas revestidas con acero, se han ideado las tuberías pre-deformadas y las pre-comprimidas en frío. Se trata de dos sistemas de construcción que puede considerarse derivados del tipo de tuberías blindadas, empleadas corrientemente para grandes cargas y del tipo de las de concreto armado precomprimido.

En el primer sistema, los tubos de plancha de acero soldada, se refuerzan con anillos colocados en caliente. O bien los tubos se construyen con espesor conveniente y de diámetro ligeramente inferior (1%) al de los anillos de blindaje, los cuales se colocan en frío y debidamente espaciados. Después se somete el tubo por medio de una prensa hidráulica, a una presión que puede alcanzar y sobrepasar el doble de la presión a la que estará sujeta, bajo este esfuerzo la plancha del tubo se dilata apoyándose en los anillos y da origen a tensiones que superan el límite elástico del material después de anulada la presión y asume un nuevo límite de elasticidad correspondiente a la máxima sollicitación soportada, que es de 25 kg/mm^2 aproximadamente. Los anillos, normalmente de acero al carbono, con carga de seguridad de 24 kg/mm^2 , sufren sólo un alargamiento elástico y por ello ejercen sobre el tubo una presión análoga a la que se produce con el montaje en caliente. Después de haber reducido hasta cero la presión indicada, vuelve a aplicarse nuevamente durante cinco minutos.

Con tal sistema se obtiene una notable reducción del peso de la tubería forzada con respecto al sistema de la tubería soldada, que está en relación aproximada de 1 a 2.

En el segundo sistema se utilizan tuberías pre-comprimidas con un cable de acero tensado y enrollado en hélice, cuya tensión se fija de modo que se reparta sobre el cable, gran parte de la resistencia a la presión hidráulica de la tubería.

En la actualidad se requiere que las tuberías forzadas con revestimiento de acero localizadas dentro del sistema de conducción, sobre el terreno o cruzando

depresiones o barrancos, sean autosoportables. Esto es posible en la mayoría de los casos sin incrementar el espesor de las placas, excepto en las pequeñas longitudes adyacentes a los apoyos y en claros muy grandes. Para que la tubería funcione satisfactoriamente como una viga se deben limitar las deformaciones de la placa en el apoyo mediante el uso de anillos de rigidez.

Una tubería se puede diseñar para resistir con seguridad los esfuerzos de flexión y cortantes que actúan en sección plana del tubo por diversos métodos, los que pueden ser :

- a) Dándole suficiente rigidez a la placa, por sí misma.
- b) Envolviendo en forma continua parte de la periferia del tubo.
- c) Por medio de apoyos individuales en forma de silletas.
- d) Por medio de anillos de rigidez, los cuales transmiten las cargas a columnas de concreto y a la cimentación.

Como la presión hidrostática dentro de una tubería forzada varía del techo al fondo, existe la tendencia a que se distorsione la forma circular del tubo. Este fenómeno es especialmente notorio en tuberías de gran diámetro con placas delgadas y sometidas a cargas bajas o parcialmente llenas. También pueden causar deformaciones de consideración en la tubería, el propio peso y la carga de roca que se encuentre actuando sobre la tubería, es por esto que dependiendo del sistema de soporte, los diagramas de esfuerzos y deformaciones a lo largo de la circunferencia de un tubo lleno pueden tomar diferentes formas.

3.4.- Los Materiales más Usados en México

La tubería forzada, puede ser construida de materiales diversos; pero es conveniente, que en todo caso, el material llene las condiciones mínimas siguientes:

- a) Debe ser capaz de resistir por sí mismo o con auxilio de otros materiales, los esfuerzos debidos a presión hidrostática, golpe de ariete y flexión del tubo sobre sus apoyos.
- b) Debe ser suficientemente elástica para soportar cambios bruscos de presión. Además, la elasticidad del material ayuda a reducir la violencia de los golpes de ariete.
- c) Debe ser impermeable para evitar fugas de agua, sobretodo con presiones elevadas.
- d) Debe dar facilidades para efectuar uniones lo suficientemente estables para poder soportar la presión interna.
- e) Debe resistir a la compresión generada por la dilatación debido a cambios de temperatura, peso propio del tubo durante el transporte, o trabajo del tubo como viga apoyada en sus soportes definitivos.

Concreto

El concreto se usa con refuerzo de acero corrugado por no satisfacer por sí sólo la condición (a), principalmente en tubos de gran diámetro (3 m o más) con presiones interiores relativamente bajas. Debido a su enorme peso los tubos son casi siempre colados en su lugar definitivo. De hecho, un túnel a presión revestido, no es otra cosa más que un tubo de concreto, hecho en el propio lugar y situado bajo el terreno.

La falta de elasticidad del concreto, en relación con otros materiales, da al problema del golpe ariete una gravedad tal que puede decirse que no hay tubo de concreto que soporte variaciones bruscas de presión sin perjudicarse en mayor o menor grado, a pesar de la compresión a que puede estar sujeto por encontrarse rodeado por roca.

La condición (c) se cumple usando mezclas ricas y dando al tubo un acabado interior de cemento fino, y haciendo juntas de dilatación de tipo bituminoso o similar. La (d) se cumple al momento de hacer los tubos en el terreno.

En resumen las tuberías a presión con revestimiento de concreto son utilizadas para presiones regulares cuando el macizo rocoso lo requiere para soportar la presión hidráulica que se maneja internamente en la conducción y para darle mayor impermeabilidad a la roca, principalmente.

Acero Centrifugado

Los tubos hechos con acero de bajo porcentaje de carbono, extraídos en caliente, centrifugados y sin costura reúnen las condiciones de seguridad y eficiencia en forma amplia, además de ser los más utilizados (hasta de 165 kg/cm² con 50 cm de espesor). La ausencia de soldaduras o remaches es una circunstancia ventajosa respecto a tubos de acero laminado, por tener menor coeficiente de fricción, menos espesor a igual resistencia y una homogeneidad más completa.

Las láminas de acero son de dimensiones limitadas, ya que para formar un tubo, es necesario unir varias láminas por medio de hileras de remaches o soldaduras alrededor de la circunferencia y a lo largo del tubo, usando tantas láminas como se necesiten de acuerdo al diámetro y la longitud de la tubería. La laminación puede ser hecha en caliente en espesores fuertes, hasta 45 mm, o en frío si el espesor es más pequeño.

Debido al empleo de remaches o soldaduras, la tubería de lámina debe tener un espesor un poco más grande que los correspondientes sin costura. Se dice que hay una "eficiencia de juntas" que es la relación de la carga de ruptura a la tensión, de la lámina soldada o remachada, respecto a la carga similar de una lámina entera. Dicha eficiencia consta en la siguiente tabla.

TIPO	EFICIENCIA DE JUNTAS (%)
REMACHE UNA HILERA	70 - 75
REMACHE DOS HILERAS	80 - 85
SOLDADURA A TOPE	70 - 75
SOLDADURA SUPERPUESTA	90 - 95

La eficiencia de una junta soldada depende de la perfección de la soldadura y ésta sólo puede ser alcanzada por medio del examen radiográfico. Si la tubería lleva uniones fáciles de realizar en el sitio y las juntas han sido hechas en la fábrica y sometidas a examen, se obtiene la mayor seguridad posible. Pero si la tubería es continua y debe ser soldada en el terreno, conviene que cada punto sea examinado con un portátil de Rayos X, antes de ponerla en servicio. El examen puede ser reducido pidiendo la tubería en tramos de 9 a 15 m de largo, con la mayor parte de las juntas soldadas y examinadas en la fábrica.

Con objeto de evitar deformaciones permanentes causadas por el peso propio del tubo, amarres y golpes durante el transporte, la construcción, etc., se fija un espesor mínimo de lámina conforme la siguiente tabla:

Espesores Mínimos Ordinarios	
Diámetro tubo remachado (m)	Espesor (mm)
Hasta 0.4	3
De 0.4 a 1	5
De 1 a 1.5	6.35
De 1.5 a 2	9.5
De 2 a 3	13
Diámetro tubo soldado (m)	Espesor (mm)
Hasta 1	6.5
De 1 a 1.5	9.5
Más de 1.5	12.5

4.- CRITERIOS DE DISEÑO

Los esfuerzos in-situ de un macizo rocoso, están relacionados con el peso de los estratos sobreyacentes, con la historia geológica del macizo y con la tectónica presente en la zona. Este campo de esfuerzos se ve alterado con la creación de una excavación subterránea, y en algunos casos, esta alteración introduce esfuerzos lo suficientemente grandes para exceder la resistencia del macizo rocoso, por lo cual se empieza a presentar el debilitamiento de la roca adyacente a los límites de la excavación, lo que puede llevar a la inestabilidad de ésta y presentarse un cerramiento gradual, derrumbes del techo y en casos extremos, estallido de la roca.

En una tubería forzada, además de soportar los esfuerzos provocados por la excavación subterránea, se busca que el macizo rocoso resista los efectos de la presión hidráulica interna, utilizando para tal efecto un revestimiento de concreto o un encamisado de acero, cuando las condiciones de la roca no son las ideales para soportar la presión por sí sola.

En Noruega, se estableció que la utilización de una tubería forzada sin revestimiento se puede construir, si las características mecánicas y las condiciones geológicas del macizo son favorables, es decir, que se tenga una buena calidad de roca en el macizo, que no existan materiales solubles, que la cobertura de roca sea la adecuada, que se cuente con un alto nivel de aguas freáticas y que se tenga una baja permeabilidad.

El revestimiento de acero es utilizado cuando la cobertura de roca es poca, la presión hidráulica es alta y además, existe una gran permeabilidad; no así los revestimientos de concreto, que se colocan en zonas con menor permeabilidad y en donde las características mecánicas y las presiones hidráulicas lo permitan.

4.1.- Esfuerzos Alrededor de Excavaciones Subterráneas

Cuando se lleva a cabo una excavación dentro de un macizo rocoso, los esfuerzos in-situ de dicho macizo se redistribuyen en sus inmediaciones, por lo

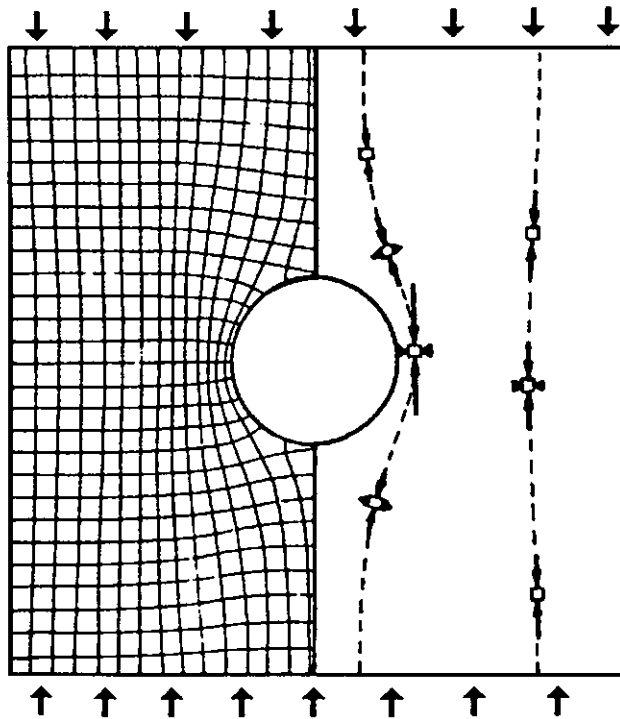
que se induce un nuevo campo de esfuerzos en la roca, el cual se puede representar por medio de las trayectorias de los esfuerzos principales, donde se muestran líneas imaginarias en un cuerpo elástico comprimido a lo largo de las cuales actúan estos esfuerzos. Este campo puede ser visualizado utilizando la analogía que existe entre las trayectorias mencionadas y las líneas de flujo que presenta el agua en una corriente tranquila.

Las trayectorias de esfuerzos principales pueden considerarse, como la división del material en elementos sobre los cuales actuarán estos esfuerzos. Con lo que se puede observar que en las inmediaciones del orificio las trayectorias distan de ser verticales u horizontales, ya que se desvían de su línea original.

Un ejemplo representativo del campo de esfuerzos alrededor de una excavación subterránea se da, cuando se coloca una obstrucción cilíndrica en una corriente del agua, esta tiene que fluir alrededor de este obstáculo y las líneas de flujo se desvían, mientras que en las inmediaciones de la obstrucción, el flujo del agua va más despacio y las líneas de flujo se abren; de la misma manera se presenta la separación de trayectorias de los esfuerzos que se generan en zonas a tensión, localizadas en el piso y en el techo de una excavación circular que está sujeta a compresión aplicada uniaxialmente. Fig. 4.1

En zonas a los lados del obstáculo, la circulación de agua tiene que ir con mayor velocidad para poder alcanzar al resto de la corriente, es por lo que las líneas de flujo se amontonan. Esto es semejante a lo que sucede en una excavación, donde se da un amontonamiento de las trayectorias que siguen los esfuerzos generados en las zonas a compresión, y es por esto que se ven incrementados dichos esfuerzos.

Fuera de una zona de aproximadamente 3 veces el diámetro de la obstrucción, las líneas de flujo no se desvían en forma apreciable, por lo que el flujo que pasa fuera de esta zona, no "ve" el obstáculo, el cual solo produce un desacomodo local. Este fenómeno se presenta también en una excavación, ya que los puntos en el macizo rocoso que se encuentran distantes de 3 radios



Trayectoria de los esfuerzos principales en los materiales que rodean a un orificio circular

Fig. 4.1

desde el centro de la excavación, no influyen en los esfuerzos generados alrededor de la misma. Fig. 4.2

4.1.1.- Esfuerzos *in-situ*

Los esfuerzos que actúan sobre el macizo son a nivel regional, ya que pueden estar condicionados por la actividad tectónica, pero esto no implica necesariamente que la zona sea sísmicamente activa, ya que el macizo rocoso puede responder de forma "viscoplástica" al estado de esfuerzos actuante.

La condición de los esfuerzos preexistentes en el macizo rocoso, está dada por los esfuerzos vertical (σ_v) y horizontal (σ_h), (Fig. 4.3 y 4.4); cuyos valores se obtienen mediante las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_v = \gamma Z \quad \text{y} \quad \sigma_h = \sigma_v K_o$$

Además estos valores pueden ser obtenidos en campo mediante ensayos como las pruebas del gato plano y el de roseta de deformación.

Como se puede observar, σ_h involucra un valor de K_o , que a su vez; está relacionado con μ que es la Relación de Poisson:

$$K_o = \mu / (1 - \mu)$$

Esto se da para un estado sin deformaciones horizontales, es decir; que el macizo rocoso se encuentra en una situación en la que sólo interviene su propio peso.

Los esfuerzos verticales medidos corresponden al cálculo que involucra la carga de la roca sobreyacente a una profundidad determinada, es decir; $\sigma_v = \gamma Z$, donde γ es la unidad de peso de la roca (entre 2000 y 3000 Kg / m³) y Z es la profundidad a la que se quiere conocer el esfuerzo. Fig. 4.5

Los esfuerzos que se presentan alrededor de la excavación, están relacionados con el estado en que se encuentra el macizo rocoso; así, para un macizo en estado de reposo se tiene un valor de K entre 0 y 1, que teóricamente corresponde a valores de μ entre 0 y 0.5. Para un valor específico de $K = 0.33$, corresponde un μ de 0.25, cuyo valor es representativo de una gran variedad de rocas sanas a profundidad media.

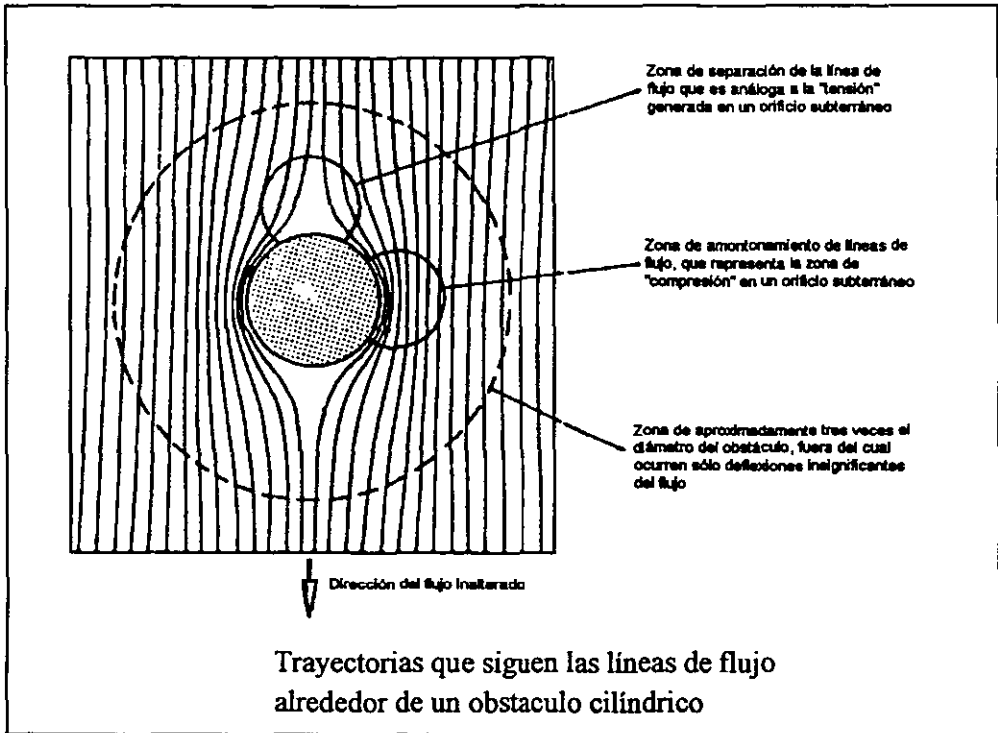


Fig. 4.2

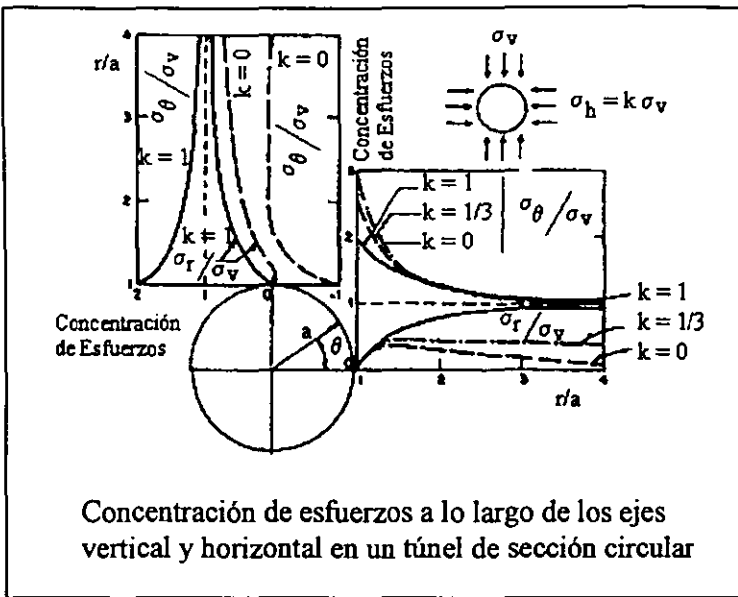


Fig. 4.3

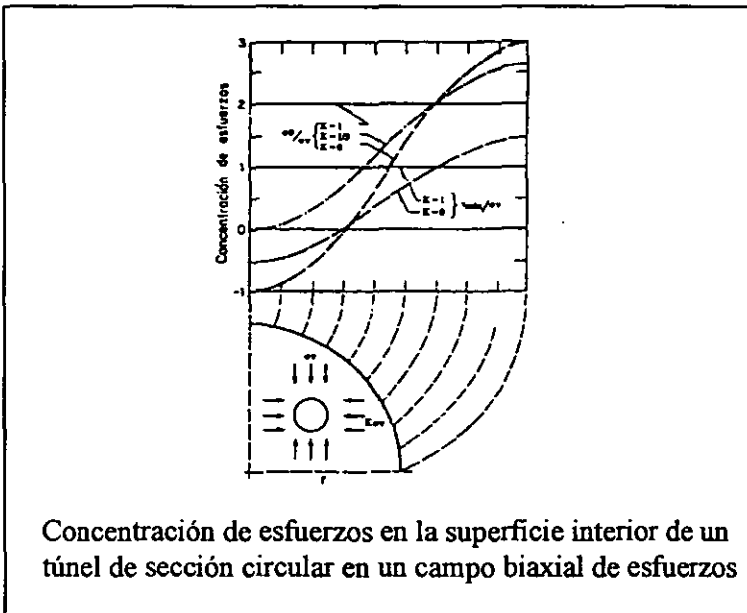
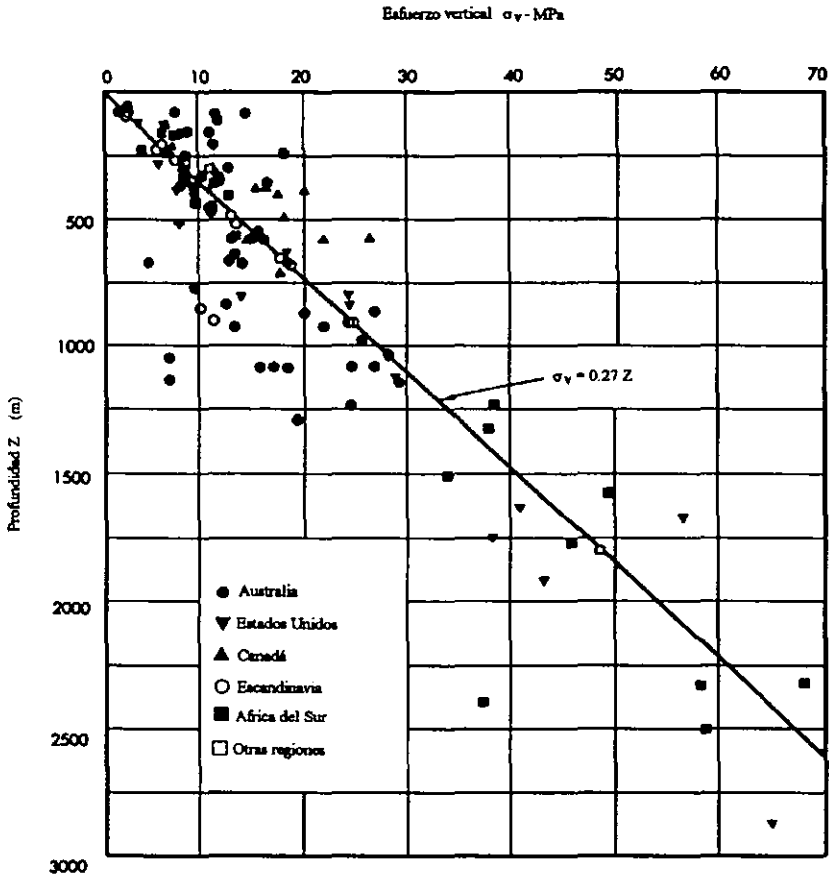


Fig. 4.4



Relación de esfuerzos verticales contra la profundidad en diversas regiones

Fig. 4.5

Una forma muy eficaz de obtener el valor de K, esta dada por la consideración de los valores de los esfuerzos in-situ; es decir, los valores de σ_v y σ_h .

$$K = \sigma_h / \sigma_v$$

Según esta relación, para $K = 1$, el campo de esfuerzos está influido por presiones hidrostáticas que sólo se presentan en rocas localizadas a grandes profundidades, mientras que para valores mayores a 1, el campo de esfuerzos regional se ve influenciado por los esfuerzos tectónicos.

En general, a pequeñas profundidades existe una cantidad considerable de dispersión en los esfuerzos obtenidos, lo que probablemente se deba al hecho de que para medir estos valores se trabaja muchas veces cerca del límite de la precisión de la mayoría de los instrumentos. Sin embargo, no se debe dar por descontado que pueden existir esfuerzos verticales altos, sobre todo en lugares donde algún fenómeno geológico o topográfico extraño haya influenciado todo el campo de esfuerzos.

Según estudios realizados por Hoek¹², en zonas con un gran plegamiento o que se mantienen en una gran actividad tectónica (Fig. 4.6 y 4.7), el esfuerzo vertical mantiene su relación de $\sigma_v = \gamma Z$; sin embargo K, se ubica dentro de los siguientes límites:

$$(100/Z) + 0.3 < K < (1500 / Z) + 0.5$$

Además, los mismos estudios indican que a profundidades menores de 500 m los esfuerzos horizontales son notablemente mayores que los esfuerzos verticales (Fig. 4.8). Aunque como indica la regla de Heim¹³, los esfuerzos

¹² Hoek, Excavaciones Subterráneas en Roca, Mc. Graw Hill, México, 1980.

¹³ Regla de Heim: La incapacidad de la roca para soportar tanto las grandes diferencias de esfuerzos como los efectos de la deformación del macizo rocoso en relación con el tiempo geológico, puede ser la causa de que los esfuerzos laterales y verticales se equilibren después de largos periodos. (Heim A., Zur Frage der Gebirgs-und Gesteinsfestigkeit, Revista de Construcción Suiza, Vol. 50, Febrero 1912)

Resumen de los resultados de mediciones de sulfuros in situ

Numero	Sitio	Tipo de roca	Prof. mts	% NiFe	$\frac{S_2 \text{ med}}{\%}$
AUSTRALIA					
1	Mina CSA, Cobarr, NSW	Limolita, piedra clarifica	309	16.6	1.46
2	Mina CSA, Cobarr, NSW	Limolita, piedra clarifica	340	6.0	1.30
3	Mina CSA, Cobarr, NSW	Limolita, piedra clarifica	340	13.2	1.70
4	Mina CSA, Cobarr, NSW	Limolita, piedra clarifica	330	10.8	1.40
5	Mina CSA, Cobarr, NSW	Limolita, piedra clarifica	445	11.0	1.90
6	Mina CSA, Cobarr, NSW	Limolita, piedra clarifica	345	8.4	2.10
7	Mina CSA, Cobarr, NSW	Limolita, piedra clarifica	633	13.7	2.00
8	Mina NBHC, Broken Hill, NSW	Gneiss silíceo	1022	6.2	1.66
9	Mina NBHC, Broken Hill, NSW	Cuarcita de granate	666	13.8	1.17
10	Mina NBHC, Broken Hill, NSW	Cuarcita de granate	666	4.8	2.73
11	Mina NBHC, Broken Hill, NSW	Cuarcita de granate	370	13.8	1.32
12	Mina ZC, Broken Hill, NSW	Gneiss silíceo	818	30.0	1.07
13	Mina ZC, Broken Hill, NSW	Gneiss silíceo	818	36.8	1.17
14	Mina ZC, Broken Hill, NSW	Gneiss silíceo	915	13.1	1.28
15	Mina ZC, Broken Hill, NSW	Gneiss silíceo	915	21.4	0.97
16	Mina ZC, Broken Hill, NSW	Gneiss silíceo	786	3.7	1.86
17	Mina ZC, Broken Hill, NSW	Cuarcita de granate	379	14.7	1.43
18	Mina ZC, Broken Hill, NSW	Cuarcita de granate	379	12.7	2.08
19	Mina ZC, Broken Hill, NSW	Cuarcita de granate	818	12.3	2.10
20	Mina NBHC, Broken Hill, NSW	Gneiss y cuarcita	670	12.0	2.40
21	Mina NBHC, Broken Hill, NSW	Gneiss y cuarcita	1377	19.2	1.80
22	Mina NBHC, Broken Hill, NSW	Gneiss y cuarcita	1140	6.9	2.40
23	Mina NBHC, Broken Hill, NSW	Gneiss y cuarcita	1094	25.5	0.83
24	Mina NBHC, Broken Hill, NSW	Bedolita	1094	18.9	1.81
25	Mina NBHC, Broken Hill, NSW	Gneiss y cuarcita	1094	18.6	1.82
26	Mina NBHC, Broken Hill, NSW	Gneiss y cuarcita	1094	36.8	1.84
27	Mina NBHC, Broken Hill, NSW	Gneiss y cuarcita	1140	38.7	1.43
28	Mina NBHC, Broken Hill, NSW	Gneiss y cuarcita	1423	24.2	1.81
29	Mina Mount Ian, Queensland	Dolomita silíceo	66	19.0	0.89
30	Mina Mount Ian, Queensland	Dolomita silíceo	1089	18.5	1.28
31	Mina Mount Ian, Queensland	Dolomita lúta	1028	28.5	0.87
32	Mina Mount Ian, Queensland	Larita	970	23.4	0.83
33	Mina Warrage, Tennant Creek, NT	Magnetita	345	7.8	2.40
34	Mina Warrage, Tennant Creek, NT	Piedra clarifica, coarse	345	6.8	1.80
35	Mina Warrage, Tennant Creek, NT	Magnetita	322	11.3	1.30
36	Kennerton, S.A.	Eq. silíceo y de granate negro	54	2.6	3.30
37	Mina Mount Charlotte, WA	Dolomita	88	11.2	1.48
38	Mina Mount Charlotte, WA	Esquistos verde	182	10.4	1.42
39	Mina Mount Charlotte, WA	Esquistos verde	182	7.9	1.43
40	Mina Durkin, Kambalda, WA	Serpentina	87	7.4	2.30
41	Mina Dolphin, Isla King, Tasmania	Mármol y shales	75	1.8	1.80
42	Proycc. Hidro Franklin, Tasmania	Lozolita	180	8.8	1.70
43	Proycc. Hidro Colman, Tasmania	Cuarcita	300	14.0	1.86
44	Proycc. Hidro Rio Gordon, Tasmania	Cuarcita	106	11.2	2.18
45	Mina Mount Lyell, Tasmania	Esquistos de coarse	300	12.4	1.97
46	Windy Creek, Montañas Nevadas, NSW	Diorita	300	12.4	1.97
47	Casa mod. Tarnet 1, Mont. Nev., NSW	Granito y Gneiss	334	11.8	1.50
48	Casa mod. Tarnet 2, Mont. Nev., NSW	Granito y Gneiss	315	18.4	1.50
49	Thal Eucumbana, Mont. Nev., NSW	Granito	266	9.5	2.80
CANADA					
50	Mina G.W. Macdonald, Wawa, Ontario	Siderita	378	16.1	1.39
51	Mina G.W. Macdonald, Wawa, Ontario	Toba	378	18.1	2.46
52	Mina G.W. Macdonald, Wawa, Ontario	Toba	678	21.3	1.32
53	Mina G.W. Macdonald, Wawa, Ontario	Toba	678	14.6	1.35
54	Mina G.W. Macdonald, Wawa, Ontario	Meta-diorita	688	16.7	1.84
55	Mina G.W. Macdonald, Wawa, Ontario	Andesita	678	28.6	1.83
56	Wawa, Ontario	Granito	346	20.0	2.56
57	Lago Elliot, Ontario	Arenisca	310	(11.0)*	2.56
58	Lago Elliot, Ontario	Cuarcita	706	(17.2)	1.70
59	Lago Elliot, Ontario	Diques de diabasa	400	(17.2)	1.80
60	Hidro Churchill Falls, Labrador	Gneiss diorítico	309	7.8	1.78
61	Hidro Portage Mountain, BC	Arenisca y lutita	137	6.8	1.42
62	Presa Mica (Mica Dam), BC	Gneiss y cuarcita	320	8.9	1.80
ESTADOS UNIDOS					
63	Campo petrolero Rangely, Colorado	Arenisca	1810	(42.8)	1.04
64	Sitio de pruebas de Nevada, Nevada	Toba	380	(7.0)	0.80
65	Hidro Helms, Fresno, California	Granodiorita	300	(8.2)	0.91

* Los sulfuros verticales están parcialmente o totalmente con valores de una profundidad abajo de la superficie

Fig. 4.6

(Continuación)

Número	Sitio	Tipo de roca	Prof. mts.	% M/Pa	% mod %
66	Hidro Bad Creek, Carolina del Sur	Gneiso	230	6.2	2.12
67	Montello, Wisconsin	Granito	136	2.84	2.29
68	Alma, N.Y.	Arenisca	500	(7.9)	1.25
69	Falls Township, Ohio	Arenisca	810	(14.1)	1.61
70	Winn Field, Louisiana	Sal	270	3.8	0.96
71	Barberton, Ohio	Caliza	830	24.0	1.84
72	Mina Silver Summit, Oshover, Idaho	Cuarcita arcillosa	1670	56.7	1.28
73	Mina Star, Beria, Idaho	Cuarcita	1720	27.9	0.60
74	Mina Crescent, Idaho	Cuarcita	1630	40.3	1.17
75	Red Mountain, Colorado	Granito	625	18.1	0.86
76	Mina Henderson, Colorado	Granito	780	24.2	1.23
77	Mina Henderson, Colorado	Mineral mena	1130	29.6	0.98
78	Piöance Basin, Colorado	Lulita petrolifera	400	(9.0)	0.78
79	Gratiot County, Michigan	Dolomita	2806	63.1	0.78
ESCANDINAVIA					
80	Mina Blåkvassil, Norte de Noruega	Gneiso y esquistos micáceos	300	6.0	1.92
81	Mina Blåkvassil, Norte de Noruega	Gneiso y esquistos micáceos	290	7.0	2.00
82	Mina Blåjovagga, Norte de Noruega	Rocas precámbricas	70	2.8	4.84
83	Hjoravass, Norte de Noruega	Gneiso	100	(2.7)	5.56
84	Salsjøen, Norte de Noruega	Filita	860	19.9	0.99
85	Salsjøen, Norte de Noruega	Filita	900	11.2	0.88
86	Stallberg, Suecia	Rocas precámbricas	915	(24.7)	1.56
87	Vingebacken, Suecia	Granito y anfibolita	400	(15.2)	4.98
88	Lövåll, Suecia	Granito	228	16.9	2.72
89	Malmberg, Suecia	Granito	500	(13.4)	3.41
90	Grängsberg, Suecia	Gneiso	400	(10.2)	3.31
91	Kiruna, Suecia	Rocas precámbricas	880	(18.4)	1.90
92	Stalldalen, Suecia	Rocas precámbricas	880	(18.6)	2.68
93	Stalldalen, Suecia	Rocas precámbricas	900	(24.2)	2.22
94	Hofors, Suecia	Rocas precámbricas	470	(12.7)	2.74
95	Hofors, Suecia	Rocas precámbricas	660	(17.4)	2.25
ÁFRICA DEL SUR					
96	Mina Shabani, Edoxia	Dunita, serpentina	350	10.7	1.48
97	Hidro Kafue Gorge, Zambia	Gneiso, esquistos anfibolítico	180	7.5	1.87
98	Hidro Kafue Gorge, Zambia	Gneiso, esquistos anfibolítico	400	12.5	1.90
99	Proyec. Hidro Rancocas, África del S.O.	Gneiso granítico	315	4.0	1.96
100	Proyec. Hidro Drakensberg, A.S.	Arenisca ledolita	110	3.0	2.50
101	Mina Braken, Evander, A.S.	Cuarcita	508	13.9	0.99
102	Mina Winkelhaak, Evander, A.S.	Cuarcita	1236	26.4	0.82
103	Mina Klerose, Evander, A.S.	Cuarcita	1577	46.5	0.64
104	Mina Doornfontein, Colesburg, A.S.	Cuarcita	1280	26.0	0.48
106	Mina Hartman, Virginia, A.S.	Cuarcita	1800	33.1	0.49
106	Mina profunda Durban Roadport, A.S.	Cuarcita	2300	68.5	0.67
107	Mina profunda Durban Roadport, A.S.	Cuarcita	2600	68.0	1.02
108	Mina East Rand Proprietary, A.S.	Cuarcita y lutita	2400	37.4	0.72
109	Mina Prienska, Coperton, A.S.	Esquistos cuarzo anfibolítico	279	8.8	1.41
110	Mina Prienska, Coperton, A.S.	Esquistos cuarzo anfibolítico	416	9.8	1.01
111	Mina Western Deep Levels, A.S.	Cuarcita	1770	45.9	0.63
112	Mina Doornfontein, A.S.	Cuarcita	2320	68.6	0.64
OTRAS REGIONES					
113	Proyec. Hidro. Dinorvic, Gales, R.U.	Pizarra	250	8.0	1.28
114	Proyec. Tunnel Mont Blanc, Francia	Granito gneisico	1800	48.5	1.00
115	Hidro, Cameron Highlands, Malasia	Granito	298	10.6	1.02
116	Proyec. Hidro. Idihki, India Sur	Gneiso granítico	260	8.2	1.96

Fig. 4.7

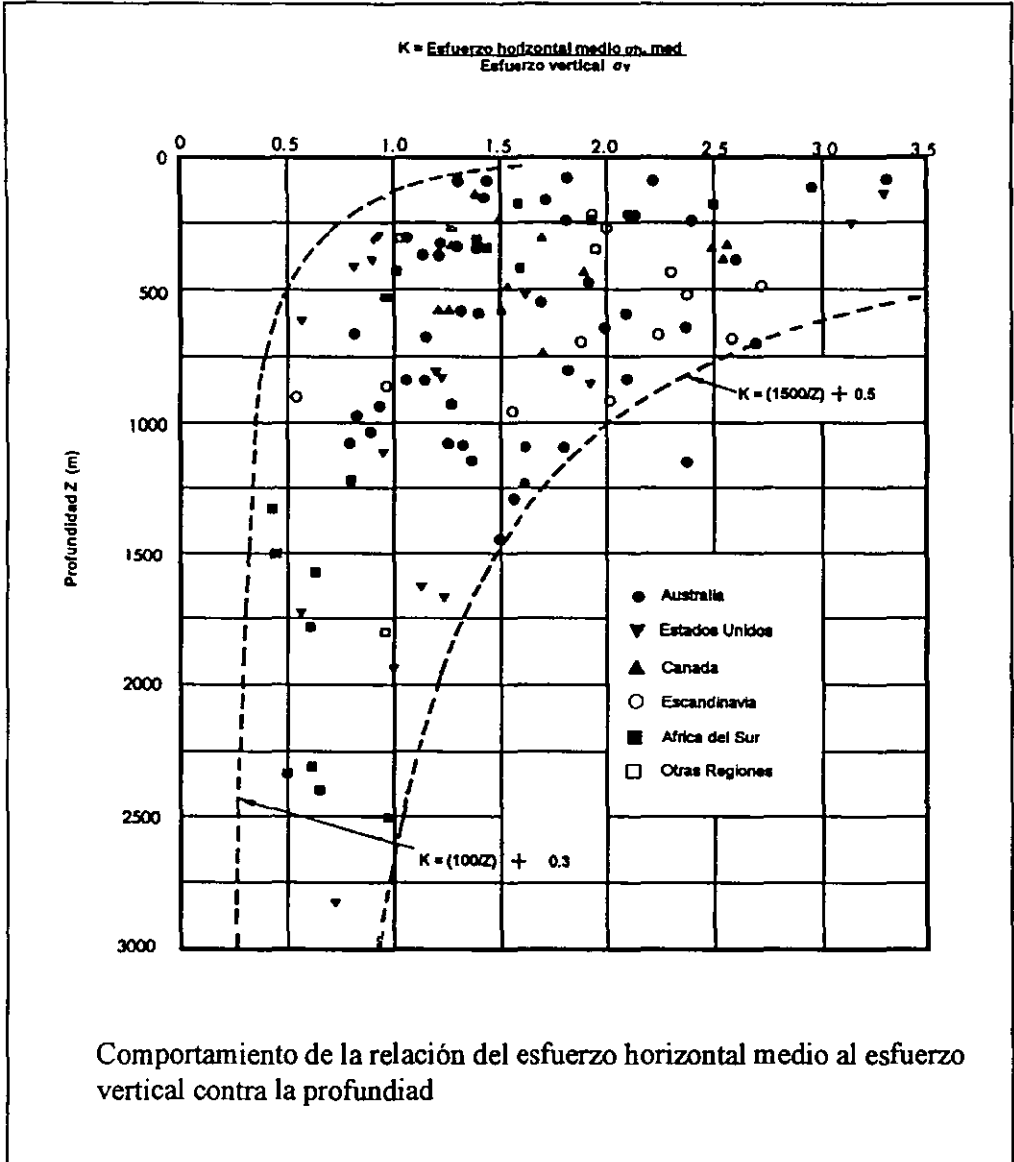


Fig. 4.8

horizontales y verticales tienden a equilibrarse de una manera muy somera a profundidades mayores de 1 Km, ya que, la roca no es capaz de soportar los esfuerzos cortantes que se llegarán a presentar de haber grandes diferencias en la magnitud de los esfuerzos principales. Por lo tanto, si los esfuerzos horizontales llegaran a ser de una magnitud considerable a profundidades mayores de 1 Km, aquéllos provocarían fracturas, flujo plástico o deformaciones en la roca cuya magnitud estaría relacionada con el tiempo. Todos estos procesos tenderían a reducir la diferencia entre esfuerzos horizontales y verticales, manteniendo el estado de reposo en el macizo¹⁴.

4.1.2.- Esfuerzos Alrededor de un Excavación Circular (Análisis de Kirsch)

Para el cálculo de los esfuerzos, deformaciones y desplazamientos inducidos alrededor de excavaciones en materiales elásticos, se debe tomar como base la teoría elástica. Para ello se debe resolver una serie de ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de desplazamiento para condiciones de límites determinados y ecuaciones constitutivas para el material. Fig. 4.9

Para calcular los esfuerzos en la roca que rodea una excavación circular en un cuerpo elástico comprimido, se establecen las siguientes ecuaciones¹⁵:

Componentes de los esfuerzos en el punto (r , θ)

Radial $\sigma_r = \frac{1}{2} \sigma_v [(1 + K)(1 - (a^2 / r^2)) + (1 - K) (1 - 4a^2 / r^2 + 3 a^4 / r^4) \cos 2\theta]$

Tangencial $\sigma_\theta = \frac{1}{2} \sigma_v [(1 + K)(1 + (a^2 / r^2)) - (1 - K) (1 + 3 a^4 / r^4) \cos 2\theta]$

Cortante $\tau_{r\theta} = \frac{1}{2} \sigma_v [-(1 - K)(1 + 2a^2 / r^2 - 3 a^4 / r^4) \sin 2\theta]$

Esfuerzos principales en el punto (r , θ)

Máximo $\sigma_1 = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_\theta) + [1/4 (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2]^{1/2}$

Mínimo $\sigma_2 = \frac{1}{2} (\sigma_r + \sigma_\theta) - [1/4 (\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2]^{1/2}$

Dirección de la línea de falla $\tan 2\alpha = 2\tau_{r\theta} / (\sigma_\theta - \sigma_r)$

¹⁴ Hoek, Excavaciones Subterráneas en Roca, Mc. Graw Hill, México, 1980.

¹⁵ Jaeger J.C. and Cook N.G.W., Fundamentals of Rock Mechanics, Chapman and Hall, London, 1976.

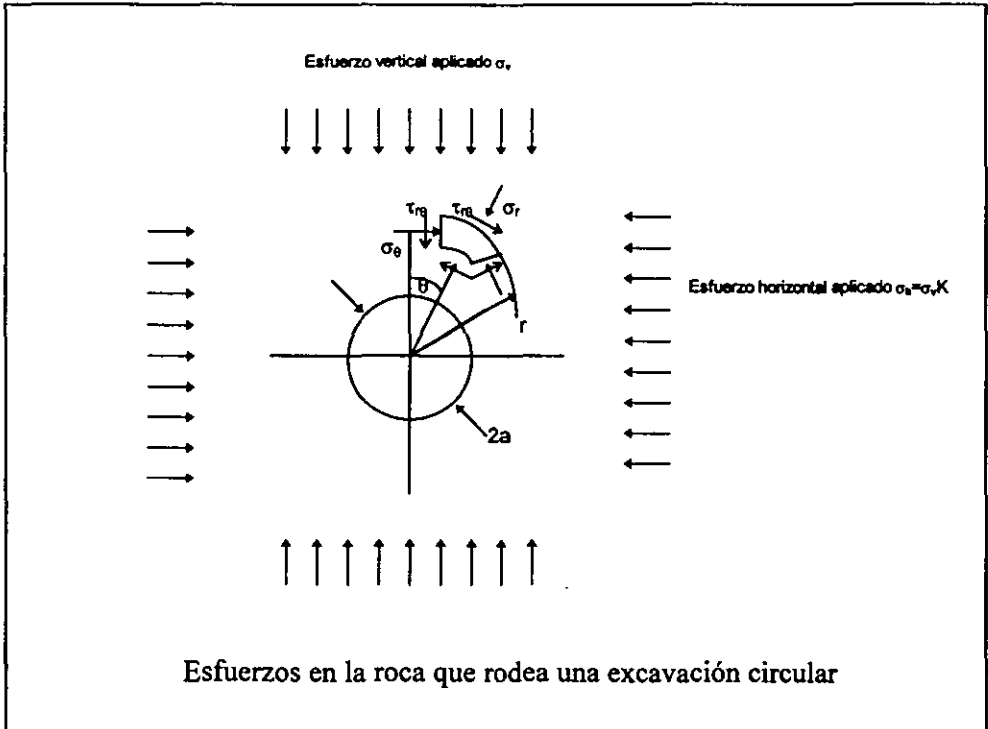


Fig. 4.9

4.1.3.- Esfuerzos en los Límites de la Excavación

El esfuerzo radial σ_r y el esfuerzo cortante $\tau_{r\theta}$ tienen un valor de cero en el límite de la excavación donde $r = a$. Mientras que el esfuerzo tangencial en el límite se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_\theta = \sigma_v ((1+K) - 2(1-K) \cos 2\theta)$$

Pero en el techo y el piso de la cavidad, o sea; cuando $\theta = 0^\circ$ y 180° respectivamente, el valor se ve modificado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_\theta = \sigma_v(3K - 1)$$

Y para las tablas o paredes de la excavación, es decir; cuando $\theta = 90^\circ$ y 270° , dicho esfuerzo adquiere un valor de:

$$\sigma_\theta = \sigma_v(3 - K)$$

Para $K = 0$, en el techo y el piso de la cavidad se presentan tensiones. Mientras que para $K = 0.33$, los esfuerzos en el techo y el piso son cero, y para valores más altos de K , la excavación presenta compresión en toda su periferia. En las paredes del túnel los esfuerzos disminuyen desde un máximo de $3\sigma_v$ para $K = 0$ hasta un valor de $2\sigma_v$ para $K = 1$.

Los únicos esfuerzos que pueden existir en los límites de una excavación son los tangenciales a los límites de la cavidad para todas las formas de excavación, siempre y cuando no tengan cargas internas. Cuando la superficie interna del barreno tenga cargas de presión de agua, o sufre la reacción de un revestimiento de concreto, o de las cargas aplicadas por las anclas, se deberán tomar en cuenta todos esos esfuerzos internos durante el cálculo de su distribución en la roca que circunda la cavidad. Fig.4.10

4.1.4.- Esfuerzos Alejados de los Límites de la Excavación

A medida que aumenta la distancia r , a partir del orificio, la influencia de la cavidad sobre los esfuerzos en la roca disminuyen, desvaneciéndose su concentración con bastante rapidez, ya que a una distancia $r = 3a$ de los límites de la excavación, la relación entre los esfuerzos aplicados e inducidos está muy

cerca de 1. Es decir, a esta distancia, los esfuerzos en la roca no se ven influenciados por la presencia de la cavidad.

Para una excavación circular, el campo de esfuerzos se repite en cada uno de los cuadrantes. Esto implica que se puede generar una visión completa de los esfuerzos que circundan una cavidad con sólo resolver las ecuaciones para los valores de $\theta = 0^\circ$ y 90° y que los ejes horizontal y vertical que pasen por el centro de la excavación, sirviendo de ejes de simetría a la cavidad. Fig. 4.11

Las compresiones o tensiones inducidas por los efectos térmicos en los revestimientos y en la masa de roca aledaña son importantes y para Jesús Alberro¹⁶, deben de tomarse en cuenta durante el análisis de la estabilidad de la tubería forzada, junto con los esfuerzos tectónicos actuantes. Ya que, cuando se presentan los cambios de temperatura en el revestimiento se provoca un estado de tensiones en el concreto que en la mayoría de las ocasiones provoca agrietamiento, debido a que los esfuerzos de tensión son mayores que los de compresión ($\sigma_{\theta_{min}}$). Aunque se presente una situación inversa, es decir; que las compresiones sean mayores o iguales a las tensiones, el concreto se verá afectado, ya que perderá capacidad en su resistencia, debido a que se encontrara trabajando antes de entrar en operación bajo un estado de esfuerzos a tensión.

Cuando se tiene un incremento en la temperatura del perímetro del túnel, la tensión normal tangencial en la parte interna del revestimiento que envuelve a la tubería disminuye hasta lograr valores de compresión en casos extremos. Es entonces cuando el esfuerzo normal (σ_z) toma un valor de compresión que depende únicamente del efecto térmico que actúa en la tubería.

4.2.- Criterios de Diseño

Los criterios para diseñar las tuberías forzadas, están fundamentados en la hipótesis de que la columna de roca ó carga de roca tiene un valor de $\gamma \cdot Z$, debe ser la adecuada para soportar la carga hidráulica en un punto de análisis y ésta

¹⁶ Jesús Alberro, Estabilidad de Tuberías Forzadas y Efectos Térmicos, Towards New Worlds in Tunnelling, Vieitez-Utesa and Montañez-Cartaxo (eds), Rotterdam, 1992

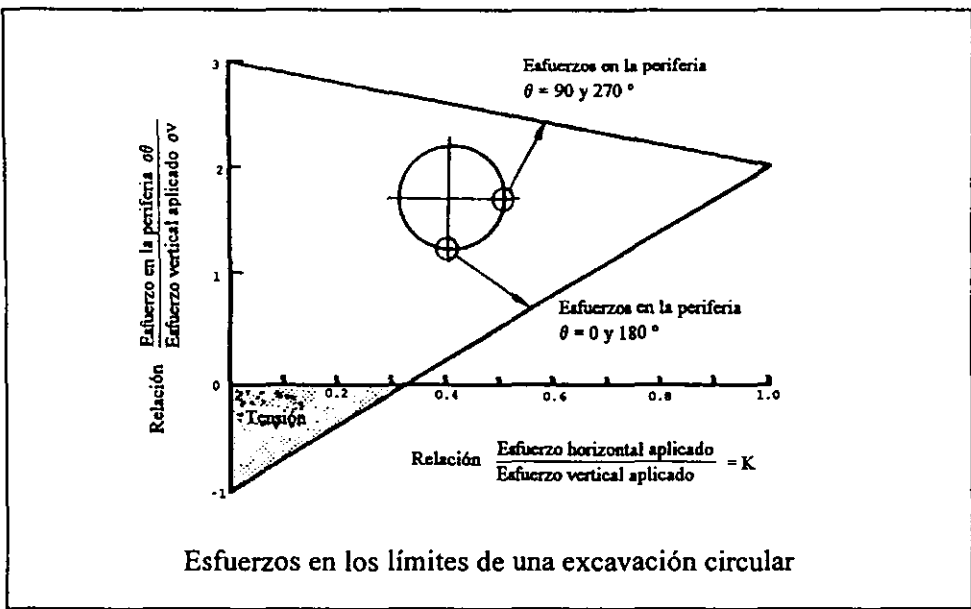


Fig. 4.10

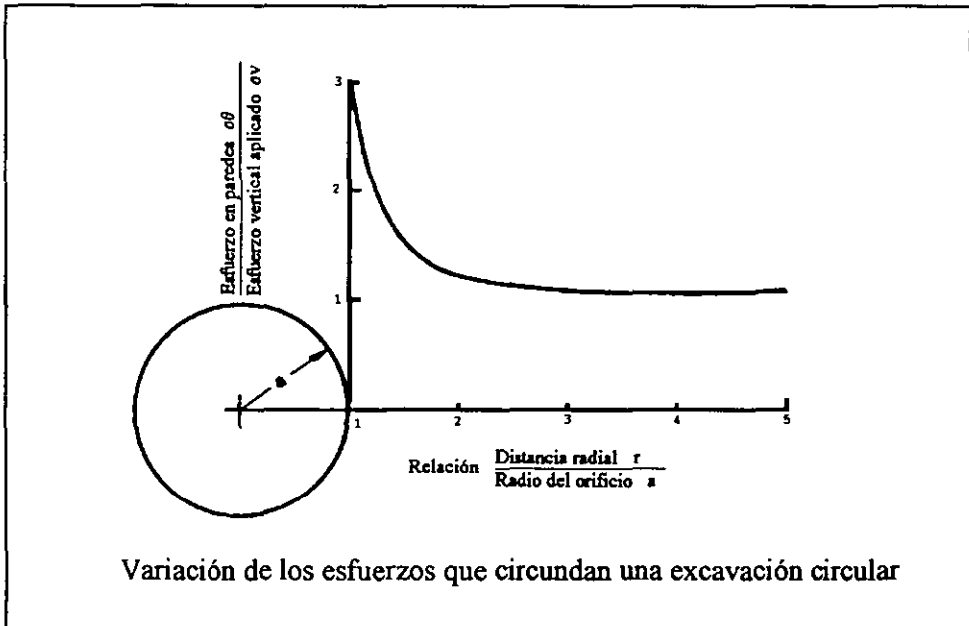


Fig. 4.11

no imponga esfuerzos de tensión superiores a las compresiones que actúan en la masa de roca aledaña, para evitar que la presión interna del agua desestabilice el macizo rocoso.

4.2.1.- Criterio Noruego

Noruega, por la calidad del tipo de roca que se encuentra en su territorio, es un país en donde la mayoría de sus excavaciones subterráneas, como por ejemplo las tuberías forzadas y los pozos a presión, pueden ser construidas sin revestimiento y guardar una buena estabilidad durante su operación. Los macizos que prevalecen en esta zona son los que se consideran duros (de buena calidad) como pueden ser los formados por el gneis y el granito.

En Noruega, los túneles de presión sin revestimiento y los pozos inclinados de presión, han encontrado su mayor alcance, ya que, hasta 1982, Noruega contaba con alrededor de 64 túneles a presión sin revestimiento y con pozos de presión que oscilan entre 150 y 780 m de columna de agua.

Hasta 1972, en Noruega se manejaba un criterio de anteproyecto basado en la original "Rule of Thumb", que proponía valores de:

$Z = 0.6 H$ Para laderas en el macizo rocoso con inclinaciones de hasta 35°

$Z = 1.0 H$ Para laderas en el macizo rocoso con inclinaciones de 60°

En 1971, Bergh-Christensen y Danneving¹⁷, Introdujeron una modificación a la "Rule of Thumb", en la cual se toma en cuenta la inclinación de la ladera del macizo rocoso:

$$L \geq (H\gamma_w) / (\gamma_r \cos \beta)$$

donde:

L = Distancia mas corta entre la superficie del terreno y el punto analizado de la tubería (m)

¹⁷ Don U. Deere, Hydropressure Tunnels and Leakage Potential, VII Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vancouver Canadá, 1983.

β = Inclinación que guarda la ladera del macizo.

H = Carga estática presente en el punto de análisis (m)

γ_r = Densidad de la roca (peso específico)

γ_w = Densidad del agua

También es posible calcular la carga de roca mediante:

$$Z \geq (H\gamma_w) / (\gamma_r \cos^2 \beta)$$

donde Z = carga de roca vertical (m)

La "Rule of Thumb" desarrollada por Berg-Christensen y Danneving, ha sido el criterio utilizado por décadas para diseñar las tuberías a presión. Este criterio está basado en la teoría de que la profundidad a la que se debe colocar la tubería forzada en el interior del macizo, debe ser la suficiente para equilibrar la presión de agua con la carga de roca.

En la figura 4.12 se observa que existen dos puntos críticos a lo largo de la tubería forzada, los cuales deben ser controlados, para que la sobrecarga esté según el criterio.

El primer punto está en el codo superior del pozo con revestimiento de concreto, mientras que el segundo se encuentra en el punto donde inicia el encamisado de acero.

En la imagen se ve que en el codo superior, la presión hidrostática es de $H_1 = 1277 - 967 = 310$ m.

La distancia más corta a la superficie del terreno natural, esta dada por el valor de $L_1 = 200$ m que proporciona una relación de sobrecarga de $L_1 / H_1 = 0.65$, mientras que la distancia mas corta a la corrección del perfil es de $L_2 = 120$ m., dando una relación de sobrecarga de $L_2 / H_1 = 0.39$.

Se tiene un análisis similar en el punto de arranque del encamisado de acero, donde la carga de agua es $H_2 = 1277 - 690 = 587$ m, y la distancia más

corta a la superficie natural de la ladera es de $L_3 = 430$ m, dando una relación de sobrecarga de $L_3 / H_2 = 0.75$, y la distancia más corta al perfil corregido es $L_4 = 370$ m, dando $L_4 / H_2 = 0.63$. Fig. 4.13

En 1974 se presentó un segundo criterio establecido por Selmer-Olsen¹⁸ que esta basado en el uso del elemento finito, en modelos computarizados y en el concepto de que en ninguna parte a lo largo del túnel a presión sin revestimiento, la presión interna del agua no sobrepase el esfuerzo principal menor de compresión a lo largo del perímetro de la excavación.

Este criterio se apoya en el uso de diagramas para analizar el perfil que guarda la ladera del macizo rocoso y poder establecer el lugar adecuado para alojar la tubería forzada, ofreciendo una solución rápida, pero al ser aproximado el resultado, debe ser comprobado mediante pruebas in-situ. Fig. 4.14

En el caso mostrado en la figura se tienen los siguientes datos:

La inclinación de la ladera en el macizo rocoso es de: $\beta = 25^\circ$.

La altura total de la ladera es de aprox. 2000 m.

Se realizó un corte en la ladera a los 1750 m, ya que el pico de la misma tiene una influencia nula en el estado de esfuerzos del macizo, por lo que la altura de la ladera se ve afectada 250 m.

Y debido a que en el macizo se presenta una zona importante de falla, la cual es paralela a la ladera, la altura se toma disminuyendo 750 m.

Por lo que para el diseño se tiene una altura modificada del macizo rocoso de $D = 2000 - 250 - 750 = 1000$ m.

El macizo rocoso cuenta con un nivel de aguas freáticas de 1277 m., pero la carga estática del agua, medida tomando la parte más baja de la ladera como referencia, es decir; modificando los 750 m de corrección, da un valor de: $H = 1277 - 750 = 527$ m.

Con los valores de la altura de roca y de la carga hidrostática, se tiene una relación de H / d con un valor de $527 / 1000 = 0.53$.

¹⁸ Selmer Olsen R., Underground Openings Filled With High-Pressure Water or Air, Bolletín International Association Geology, Vol. 9, 1974.

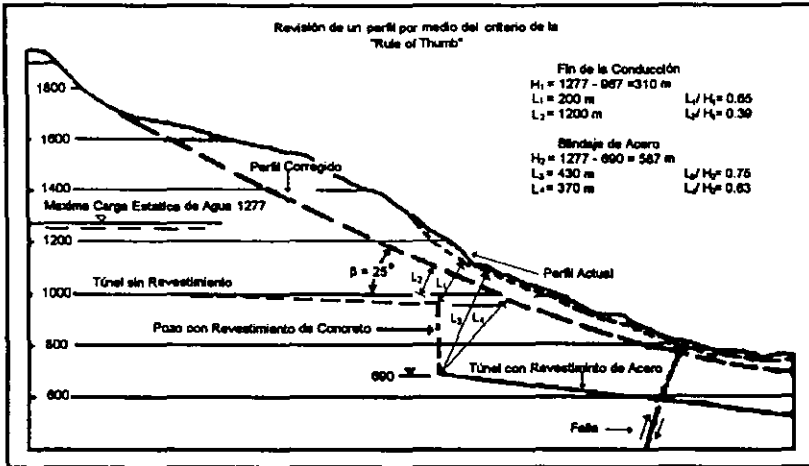


Fig. 4.12

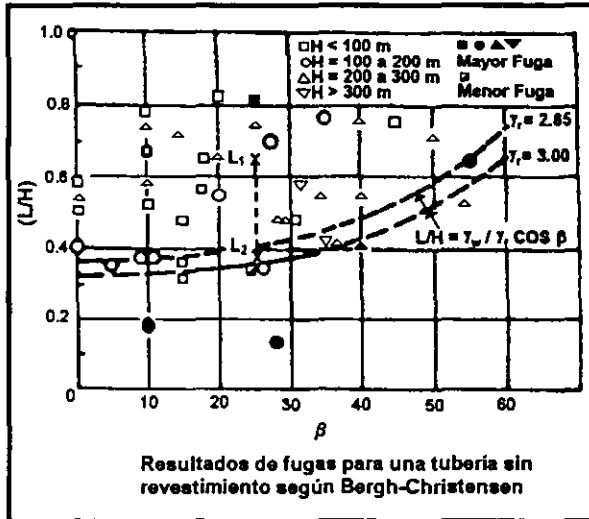


Fig. 4.13

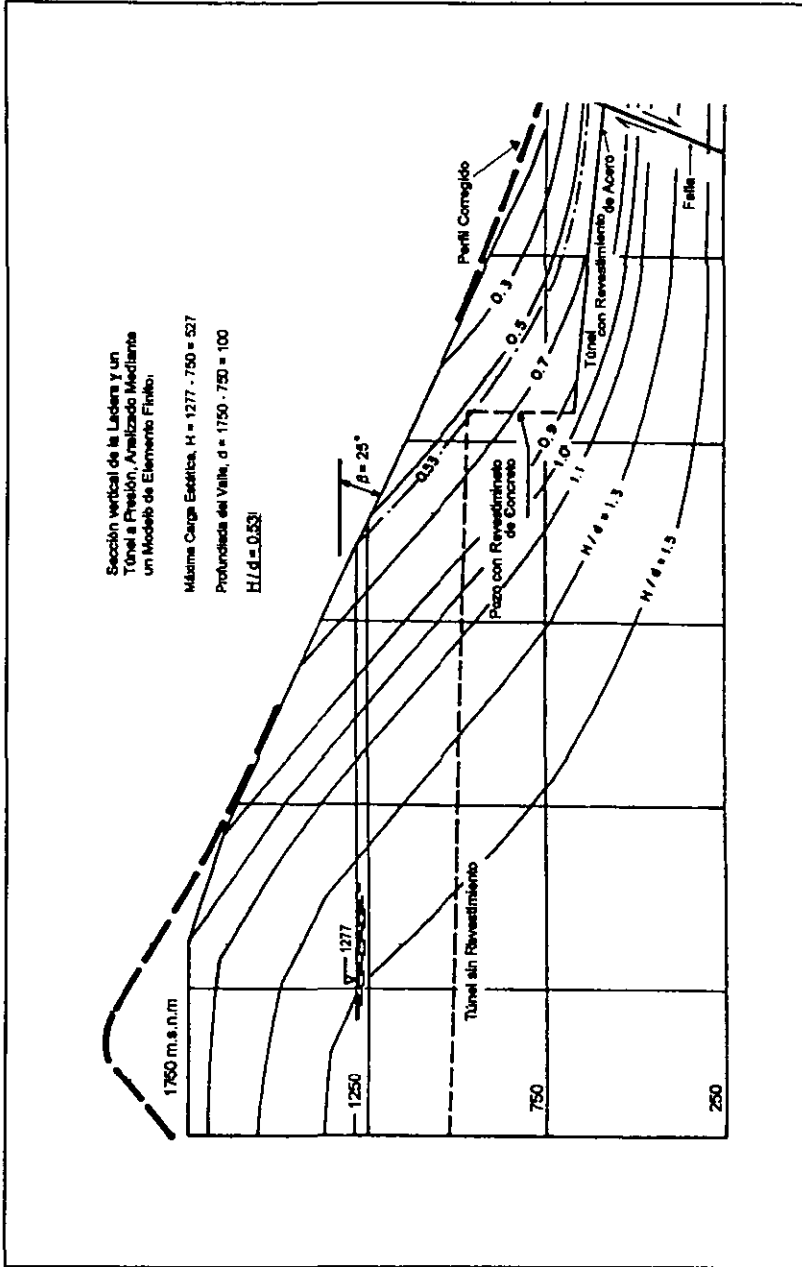


Fig. 4.14

Este valor indica que siguiendo la línea 0.53 hacia abajo, se define el equilibrio entre el incremento de la carga hidrostática y el incremento del esfuerzo principal menor. Fuera de esta línea, la presión de agua es más alta que el posible esfuerzo principal menor del macizo, esta área es candidata a presentar posibles aberturas en las juntas existentes, con una orientación normal a la dirección del esfuerzo principal menor.

Como se mencionó con anterioridad, según los estudios realizados por Selmer-Olsen, la estabilidad de la tubería debe estar en función de la inclinación de la ladera y de la carga hidráulica. Además, para poder ubicar la tubería forzada dentro del macizo propone las siguientes ecuaciones:

- Para $\beta \leq 45^\circ$, la distancia mas corta a la que puede ubicarse una tubería forzada con respecto a la ladera del macizo es:

$$D_{\min} \geq (H / (\gamma r \cos\beta)) + (40 (H_o / d)^2) + 40$$

siempre que se cumpla:

$$\alpha \leq 1.5 \beta$$

$$H \leq 1.1 d$$

colocando el margen de seguridad cerca de la cima de la ladera.

- Para $\beta > 45^\circ$, cuando el limite superior del revestimiento de acero es ubicado en la parte mas baja de la ladera, la distancia a la que se debe colocar la tubería es:

$$D_{\min} \geq (H_o^2 / 2d) + 50$$

debiéndose cumplir con las siguientes condiciones

$$\alpha \leq \beta$$

$$H_o \leq 1.1 d$$

en todos los casos el sitio de ubicación debe ser arriba de la parte más baja de la ladera y, debido al problema de filtración D_{\min} debe ser más grande que la carga hidráulica presente.

- Para $\beta = 0$, es decir; en un terreno plano, la carga de roca se calcula mediante:

$$D_{\min} \geq ((H)(\gamma_w / \gamma_r)) + 30$$

En este caso el túnel debería ubicarse a una profundidad suficiente para poder equilibrar los esfuerzos del macizo con los esfuerzos interiores debido a la presión de agua. Las depresiones existentes en la ladera, pueden despreciarse cuando estas no son mas profundas que $\frac{1}{4} D_{\min}$. Fig. 4.15

donde:

- α = Ángulo de inclinación de la tubería forzada
- β = Ángulo de inclinación de la ladera del macizo
- H_o = Carga hidráulica total máxima en la tubería
- D_{\min} = Profundidad perpendicular mínima del punto de análisis de la tubería
- H = Carga hidráulica en el punto de análisis
- d = Diferencia de niveles entre la cima del macizo donde se aloja la tubería y el fondo del cauce en la zona de desfogue
- γ_r = Peso específico de la roca
- γ_w = Peso específico del agua

Tomando en cuenta los dos criterios, y de acuerdo con la fórmula de Kirsch¹⁹; se puede resumir que el criterio noruego asegura la estabilidad de las tuberías forzadas mediante la siguiente expresión empírica:

$$Z > \alpha H$$

¹⁹ Hock, Excavaciones Subterráneas en Roca, Mc. Graw Hill, México, 1980.

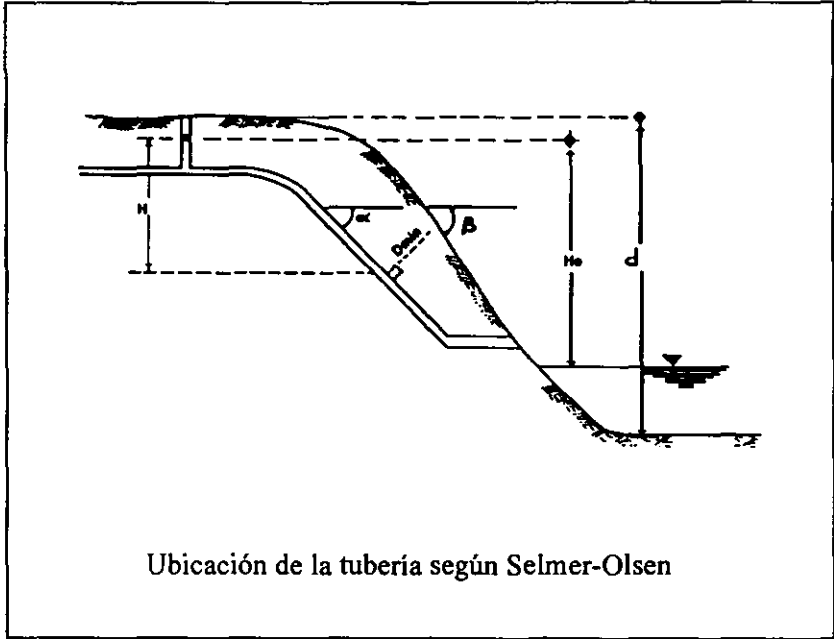


Fig. 4.15

siendo α un parámetro que toma en cuenta la geometría de la ladera en donde se aloja el túnel y H la carga hidráulica máxima de operación. Para el caso de una ladera de α igual a 0.4 y para casos extremos, en que se necesite manejar valores conservadores, se toma α igual a 1.3.

Cabe señalar que para que se cumpla la ecuación anterior, se debe cumplir con:

$$\begin{aligned} Z > 0.4 H & \quad \text{si } K > 0.66 \\ Z > 1.3 H & \quad \text{si } K > 0.44 \end{aligned}$$

El valor de $Z > 0.4 H$ resulta cotidiano en Noruega, ya que es una zona que presenta valores de K superiores a 1, mientras que en zonas donde K sea menor o igual a 0.44, la regla empírica de $Z > 1.3 H$ dejará de ser conservadora²⁰.

4.2.2.- Criterio de Deere

Don U. Deere considera para una tubería sin revestimiento, un espesor considerable de cobertura de roca que sea capaz de contener un túnel de alta presión²¹.

Así, el espesor mínimo propuesto por Deere en la carga de roca vertical (Z), es de 0.4 H, donde H es la carga hidráulica; tomando una sobrecarga, debida a gravedad, con un valor de 2.5, pero si se tiene una sobrecarga de 2.8, el factor sería de 0.36 H. Según Deere, este concepto proporciona teóricamente un factor de seguridad de 1, para un terreno de superficie horizontal y con una tubería a presión actuando en un área considerable. Para una superficie inclinada se requiere de una mayor profundidad para poder estabilizar el macizo con una mayor carga de roca.

Debido a los efectos de desgaste que provoca la erosión, y ya que éstos no se distribuyen de manera uniforme, la calidad del macizo se ve modificada

²⁰ Hast N., The Measurement of Rock Pressure in Mines, Sveriges Geologiska Undersokn, Arsbok 52, No.3, 1958

²¹ Don U. Deere, Hydropressure Tunnels and Leakage Potential, VII Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vancouver Canadá, 1983.

reduciendo la resistencia de la roca, además de modificar las tensiones laterales in-situ, las cuales no guardarían uniformidad, por lo tanto dificultarían el cálculo para su determinación. Es por esto, que Deere propone modificar la "Rule of Thumb", tomando en cuenta los problemas de tensiones laterales y permitir la baja permeabilidad con revestimientos, ya sea de acero o de concreto reforzado.

El diseño propuesto por Deere para una tubería forzada, lo divide en dos etapas. La primera incluye un encamisado de acero que va de la casa de máquinas hacia el interior de macizo, dicho encamisado se lleva hasta donde la cobertura de roca toma un valor de $0.8 H$ y la cobertura horizontal adquiere el valor de $2.0 H$. A partir de este punto se coloca un revestimiento de concreto armado a lo largo de la tubería y se lleva hasta donde la cobertura de roca alcanza un valor de $1.3H$. Fig. 4.16

En la segunda etapa del diseño, se verifican las condiciones de tensión mediante pruebas in-situ, utilizándose para ello ensayos como el de hidrofracturamiento, obtención de muestras de roca mediante barrenos, la prueba del gato plano o el de roseta. Los resultados obtenidos van modificando la ubicación de la tubería y van estableciendo las zonas de reforzamiento en el interior del macizo rocoso.

Alternativamente, Deere propone que se realicen pruebas de hidrofracturamiento durante la construcción del túnel a presión, para poder ajustar cuando sea necesario el reforzamiento tanto de acero como de concreto reforzado. Mediante estas pruebas, Deere estableció, que la presión de hidrofracturamiento en la zona final del encamisado de acero debe ser de por lo menos 120% de H y de 140% de H al final de la sección del revestimiento de concreto reforzado. Si las pruebas de hidrofracturamiento arrojan valores más altos, las zonas de revestimientos se pueden reducir en $0.6 H$ en la zona del encamisado de acero y en H en la zona de revestimiento de concreto reforzado. Fig. 4.17

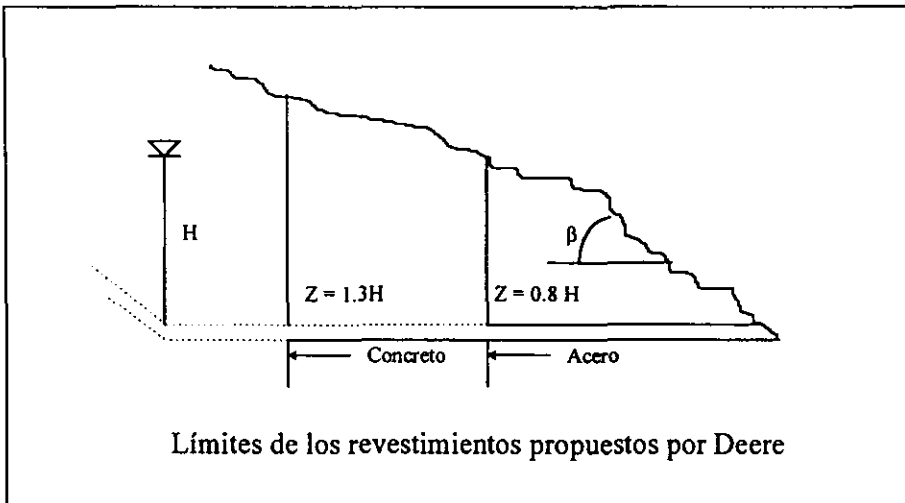


Fig. 4.16

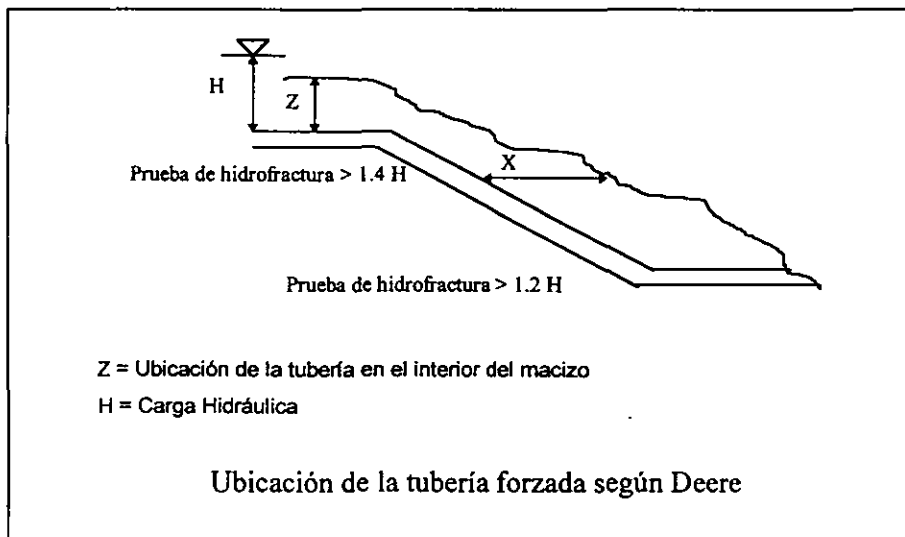


Fig. 4.17

La cobertura de roca horizontal (X) debe tener como mínimo 2.0 H, para poder soportar los esfuerzos a lo largo de toda la tubería forzada.

Según el criterio de Deere, se puede establecer que cuando:

		Z	≤	0.8 H	Se requiere un encamisado de acero
1.3 H	>	Z	>	0.8 H	Se refuerza el macizo con un revestimiento de concreto
		Z	≥	1.3 H	Se puede dejar sin revestimiento, cuando las condiciones geotécnicas sean: el macizo sea de buena calidad, exista ausencia de material soluble, cuando se tenga un alto nivel de aguas freáticas y la permeabilidad de la roca sea baja.

4.2.3.- Criterio de Schneider

En los túneles a presión sin revestimiento hidráulico, es común que se presenten problemas de hidrofracuramiento.

Además, un exceso de permeabilidad en el túnel excavado en roca trae un peligro operacional cuando las filtraciones alcanzan la superficie natural con riesgos de deslizamientos e inundaciones.

En el caso de permeabilidad provocada por hidrofracturación, la presión del agua en el túnel es mayor que el esfuerzo principal menor, por lo cual se recomienda el uso de un encamisado de acero. Cuando el nivel natural de aguas freáticas es más alto que el nivel piezométrico en el túnel, el problema de la permeabilidad natural no tiene ninguna importancia.

El límite del blindaje de acero, se soluciona a través de los resultados de ensayos de hidrofracuramiento provocado. Comúnmente, se practican dos tipos de ensayos: el ensayo tradicional con dos obturadores y monitores de presión y caudal en función del tiempo, lo cual se utiliza mucho en la actividad petrolera, y un ensayo especialmente desarrollado en túneles hidroeléctricos con una cámara fija y bombeo continuo de agua.

Según Schneider²² la zona A (Fig. 4.18) es la más importante, puesto que ha sido el origen de la mayoría de las fallas registradas. El límite de la zona depende del nivel de esfuerzo natural mínimo σ_3 en la roca.

Un método para calcular el límite de blindaje de acero, es el basado en la presión geométrica del terreno, determinándose el valor mediante H_{roca} / H_{agua} .

Este criterio muestra que para valores entre 20° y 45°, hay buena correspondencia entre el valor calculado y el valor experimental estadísticos. Para pendientes mayores, se debe recurrir a cálculos con el método del elemento finito. Además, el criterio establece que las fallas tienden a producirse siempre en las partes altas de las laderas.

A nivel de proyecto, el límite del blindaje debe determinarse a través de los resultados de ensayos de hidrofracturamiento.

Dichos ensayos deben ejecutarse en sondeos a partir del mismo túnel. El propio ensayo se ejecuta en una cámara de 1 a 2 m de largo, ubicada después de haber analizado los resultados de ensayos sistemáticos tipo Lugeon. El ensayo más sofisticado incluye el registro continuo de la presión y del caudal.

Cada ensayo de hidrofracturamiento consiste en medir el caudal infiltrado en la roca para presiones crecientes y decrecientes. Por lo general, se realizan 3 ciclos manteniéndose la presión 5 minutos cada 5.1 Kg/cm².

Se definen 3 presiones críticas:

1. La presión de fracturamiento que corresponde a la pérdida total.
2. La presión de reapertura que corresponde a una aceleración del valor del caudal durante el aumento de presión.
3. La presión de cierre que corresponde a una desaceleración del valor del caudal durante la baja de presión.

²² Bernard Schneider, Riesgo y Prevención de la Hidrofracturación en las Obras Hidroeléctricas, Simposio sobre Fracturamiento Hidráulico en Rocas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, 1993.

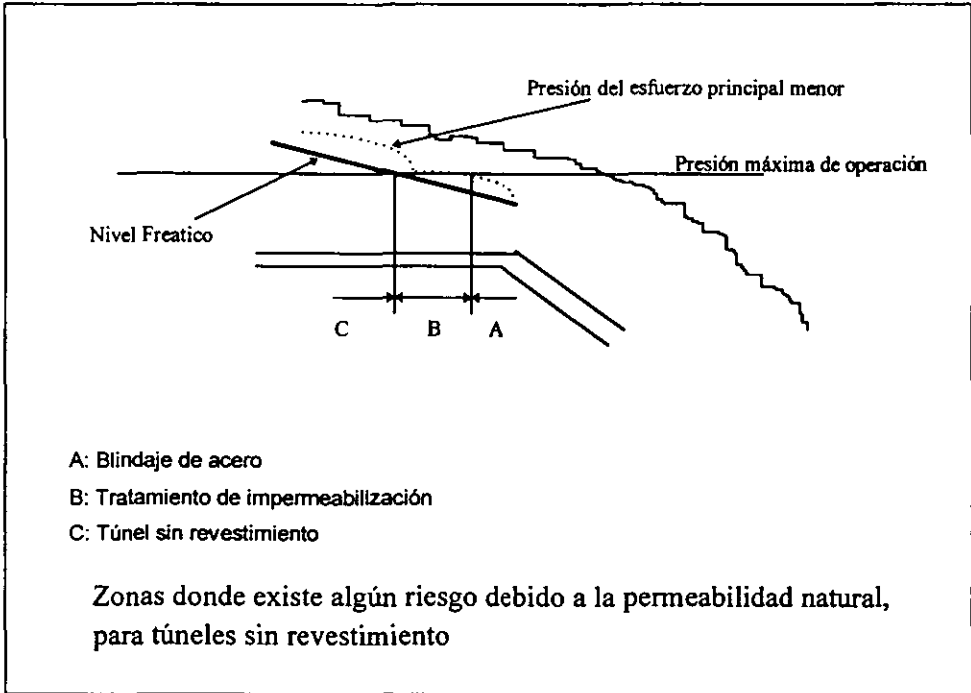


Fig. 4.18

Este último valor para el último ciclo es σ_3 . El fenómeno peligroso es la reapertura de las fisuras. Prácticamente, el cálculo de la posición del blindaje se hace en base a σ_3 con un coeficiente de seguridad de 5 a 10 %. En la práctica, es necesario hacer numerosos ensayos, puesto que se observan grandes dispersiones, utilizando la envolvente de los valores de esfuerzos mínimos y con un factor de seguridad de 1.1, para establecer el límite del blindaje.

Para Schneider, la medición de la permeabilidad en la zona A, permite estimar las condiciones existentes en la zona B, de tal manera que se necesitan pocos ensayos adicionales. Es más importante en esta zona, la definición del nivel de aguas freáticas, la cual se obtiene mediante sondeos piezométricos exteriores.

Schneider propone a nivel de anteproyecto, un criterio que puede establecer la zona de blindaje de acero dependiendo de la pendiente que guarda la ladera del macizo rocoso:

En tuberías forzadas que se encuentran paralelas a la pendiente de la ladera del macizo rocoso y que poseen un talud entre 30° y 60°. Fig. 4.19

$$Z \leq 0.8 H \quad \text{Blindaje de Acero}$$

$$X = 2 H$$

Mientras que para las tuberías forzadas que se encuentran en forma perpendicular a la pendiente de la ladera del macizo rocoso, se tiene. Fig. 4.20

$$Z \leq 1.4 H \quad \text{Blindaje de Acero}$$

$$X = 2.5 H$$

4.2.4.- Criterio de Alberro

Para Jesús Alberro²³, se cumplirá con la estabilidad de la tubería forzada cuando en todo punto de la masa de roca adyacente a la tubería el esfuerzo mínimo de compresión, al término de la excavación, sea superior al esfuerzo de tensión generado por la máxima carga hidráulica de operación y por los efectos térmicos.

²³ Jesús Alberro, Estabilidad de Tuberías Forzadas y Efectos Térmicos, Towards New Worlds in Tunnelling, Vieitez-Utesa and Montañez-Cartaxo (eds), Rotterdam, 1992.

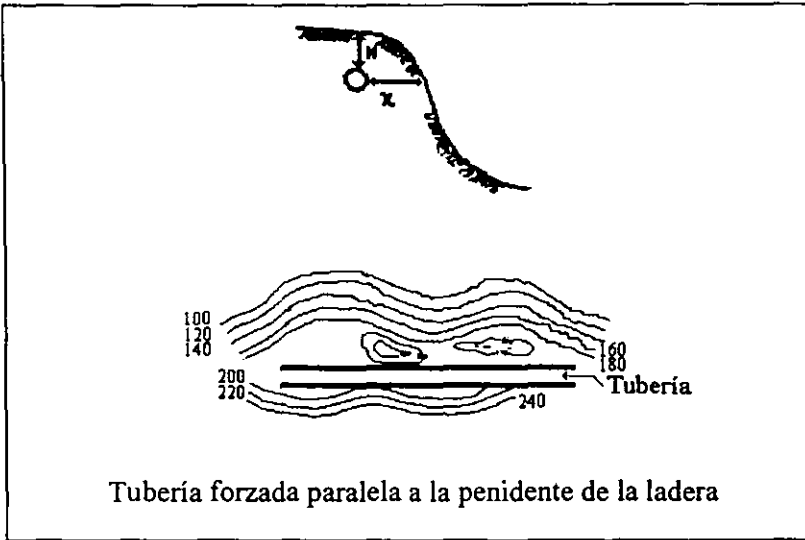


Fig. 4.19

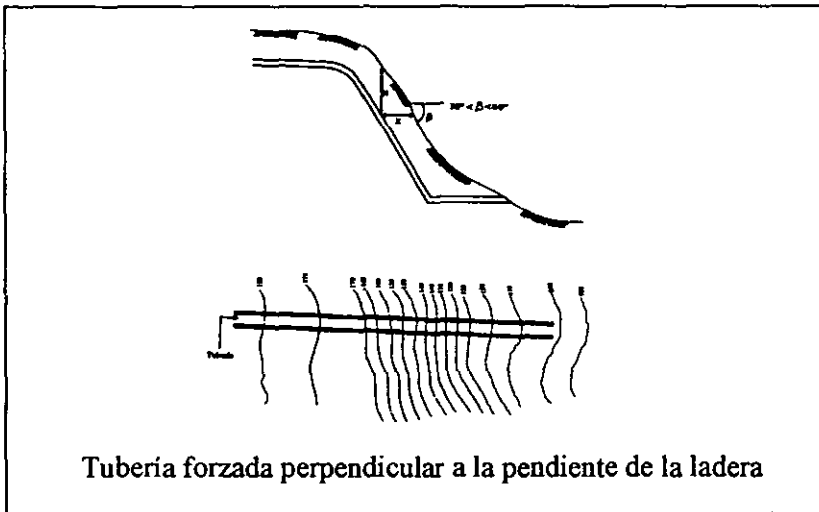


Fig.. 4.20

Los esfuerzos de tensión inducidos por un decremento en la temperatura $\Delta T(a)$, pueden ser tomados en cuenta durante el análisis de estabilidad de una tubería forzada, si son sumados a los esfuerzos debidos a la carga hidráulica máxima de operación.

$$\sigma_{\theta_{\min}} \geq H + f [\Delta T (a)]$$

de manera que:

$$\gamma z (3K - 1) \geq [H - ((E\alpha) (\Delta T(a))) / (1 - \mu)] \quad \text{para } K < 1$$

$$\gamma z (3 - K) \geq [H - ((E\alpha) (\Delta T(a))) / (1 - \mu)] \quad \text{para } K \geq 1$$

es decir:

$$Z \geq [H - ((E\alpha) (\Delta T(a))) / (1 - \mu)] / (3 K - 1)\gamma \quad \text{para } K < 1$$

$$Z \geq [H - ((E\alpha) (\Delta T(a))) / (1 - \mu)] / (3 - K)\gamma \quad \text{para } K \geq 1$$

donde:

Z = Profundidad mínima a la que se puede ubicar la tubería

H = Carga hidráulica en el punto de análisis

E = Módulo de Young

α = Coeficiente de dilatación lineal

μ = Módulo de Poisson

K = Coeficiente de esfuerzos tectónicos horizontal y vertical

γ = Peso volumétrico de la roca

Con estas ecuaciones, Alberro propone que la estabilidad global de una tubería forzada depende del diferencial de temperatura que se genera entre la roca y el agua, además de los efectos tectónicos que se presenten en el entorno de la tubería.

4.3.- Casos Históricos de Tuberías Forzadas

Central Hidroeléctrica de Charcani V

La Central Hidroeléctrica Charcani V situada en la provincia de Arequipa, al sur del Perú, fue construida entre 1981 y 1988²⁴.

La obra hidroeléctrica cuenta con una potencia de 136 MW, y cuenta con:

a) Estructura de captación en la presa Agua Blanca, b) Túnel de Conducción a presión con una longitud de 10,081 km, cuenta con un revestimiento de concreto armado de 6,158 km y 3,923 km de encamisado de acero, c) Chimenea de equilibrio con 90 m de altura, d) Cámara de válvulas, e) Conducto forzado de 859.9 m y 2.65 m de diámetro, f) Casa de máquinas en caverna, g) Edificio de control, h) Patio de transformadores, i) Patio de llaves.

El túnel de conducción se localiza a lo largo del volcán Misti, atravesando formaciones rocosas con características geomecánicas entre regulares y malas. Las formaciones rocosas presentes en la zona del túnel son ignimbritas, depósitos fluviolacustres, conglomerados, tobas y aglomerados.

El túnel cuenta con un diámetro libre de 3.1 m y fue revestido con anillos de concreto armado de espesores que van de 30 a 50 cm. en 6.1 km, además se colocó un encamisado de acero en 3.92 km para evitar que el material frágil, presente en la zona, altere sus propiedades mecánicas bajo la presencia de agua a presión, de acuerdo con las características geomecánicas de las rocas y de las presiones internas que transmite la carga de agua con la que opera el túnel.

Antes de la operación normal del conducto a presión, se realizaron ensayos de carga hidráulica para verificar la resistencia de la roca y del revestimiento, así como para confirmar que las pérdidas de agua por filtración tenían valores menores al límite especificado.

El túnel presentó grandes pérdidas de agua durante el primer llenado y, antes de la primera carga, se observaron grietas radiales en el revestimiento de concreto, pero el número de grietas y su espesor se incrementaron después del

²⁴ Lugo Olmos Ivan, Acerca del Revestimiento de Tuberías Forzadas, Efecto del Tectonismo y Gradiente Térmico, Tesis de Maestría, UNAM, 1993.

ensaye, que fue suspendido cuando la carga hidráulica en un tramo llegó a 30 m de un total de 70 m, con una pérdida de 180 lt/seg.

La inspección del túnel después del vaciado, determinó la existencia de un sistema de fisuras radiales en la superficie del revestimiento, además de grietas cortas de posición longitudinal.

Según Don Deere²⁵, las causas del fisuramiento presente en el revestimiento de concreto, se debieron a las contracciones térmicas originadas por los proceso de enfriamiento.

- Durante el fraguado del concreto; ya que, se estima que se alcanzó una temperatura de 55° C, entre las 12 y las 18 hrs., después del vaciado del concreto. Posteriormente fue afectado por el primer enfriamiento causado por la ventilación que disminuyó la temperatura hasta los 18° C, esta disminución se realizó a lo largo de varias semanas.
- El segundo enfriamiento fue de menor magnitud, desde la temperatura ambiental del concreto a los 18° C, hasta la temperatura del agua del embalse de 10° C que llenó el túnel en la primera prueba de carga. Esta disminución si bien fue de solamente 8° C se efectuó en sólo 10 días.

Después del primer llenado del túnel se repararon un gran número de grietas, con espesor variable entre 1.0 y 2.0 mm, mediante inyecciones de resina epóxica rígida. Este tratamiento fue mejorado posteriormente y completado con inyecciones a base de lechada agua-cemento.

²⁵ Lugo Olmos Ivan, Acerca del Revestimiento de Tuberías Forzadas, Efecto del Tectonismo y Gradiente Térmico, Tesis de Maestría, UNAM, 1993.

Caso 1, Presentado por Don U. Deere en su Artículo "Hydropressure Tunnels and Leakage Potential"

Se presentó en un túnel que fue llenado parcialmente por medio de bombeo en un periodo de 3 días logrando una carga hidráulica de 17 m en la parte más baja del túnel. La entrada del pozo de toma se abrió, por lo que la presión total en el depósito se logró en cuestión de 2 horas, lo que dio un aumento en la carga hidráulica de la parte baja del túnel logrando alcanzar los 58 m que se mantuvo durante los siguientes 10 días. Poco después el rápido aumento en la presión ocasionó numerosas grietas cerca del pie del talud, por lo que este número aumentó en pocos días ya que la pérdida de agua tuvo un incremento de 10 a 80 lt./seg., y la saturación del terreno ocasionó un derrumbe que bloqueó el camino de acceso a la casa de máquinas.

El túnel a presión era de 6.7 km de largo y con revestimiento de concreto simple de 50 cm de espesor, con una sección circular de 5 m de diámetro. Los últimos 170 m del túnel, estaban conectados a un tanque de oscilación y poseían un encamisado de acero. La zona de transición de concreto reforzado se extiende unos 50 m aguas arriba del tanque de oscilación y el resto del túnel fue construido sin revestimiento, salvo 100 m antes del final de la obra de toma y 315 m cerca del centro, donde el túnel pasa por una depresión.

La primera inspección del túnel reportó grietas perceptibles de 50 m de largo, en la sección del concreto reforzado aguas arriba del tanque de oscilación. En total fueron 13 grietas las que se encontraron con un ancho de 0.5 mm. En contraste, la sección de concreto simple presentó grietas enormes, una en la cima y una en la parte mas baja de la sección, estas grietas llevan un espesor que va de 10 a 20 mm, pero ocasionalmente se encontraron grietas hasta de 50 mm.

Los estudios y reparaciones al túnel tomaron cerca de 8 meses y consistieron en cavar a 71 m de profundidad y construir un pozo de 11 m de diámetro, instalando un revestimiento de acero a través de la sección que se encontraba mas pobre en la estabilidad, cuya longitud era de 1 km. Mientras que en las áreas adyacentes sólo se realizaron reparaciones menores.

La roca que se encontraba en la zona de obra, era de tipo volcánica, que en su mayoría eran bloques de lava con alteraciones. La velocidad sísmica fue estimada en menos de 2000 m/seg. en el bloque, en la lava alterada y en la toba; donde ocurrieron las mayores grietas. La carga hidráulica en el momento de la falla era de 58 m, y la sobrecarga de roca oscilaba entre 40 y 70 m en la zona con mayores daños.

Caso 2, Presentado por Don U. Deere en su Artículo "Hydropressure Tunnels and Leakage Potential"

El túnel tenía 3 % de pendiente, y se llenó lentamente usando una válvula de desviación del pozo inclinado de toma, con gastos de 400 - 1400 lt/seg. En un día el túnel se había llenado a base del pozo de toma, y tenía una carga hidráulica que variaba desde cero hasta 36 m que era la parte superior de la base del pozo. En la válvula de mariposa que se encontraba aguas abajo y que conectaba al túnel de presión inclinado, se perdían aprox. 1,000 lt/seg.

Cuando la válvula se abrió, el túnel y el pozo de toma se llenaron con infiltraciones a razón de 4,000 - 4,500 lt/seg., y con una carga hidráulica de 44 m aguas arriba y de 80 m aguas abajo. Seis días después de que el túnel fue llenado, se reviso a tubo vacío y se establecieron las posibles reparaciones, 4 días se tardó el vaciado.

El túnel a presión tenía 12 km. de largo y se revistió con concreto simple de 40 cm de espesor, con una sección circular de 2.65 m de diámetro. Después de los 680 m se revistió con acero por ser la zona de conexión de la tubería con la cámara de oscilación. Otras dos zonas que pasaban bajo arroyos y la de carga somera de roca, fueron revestidos también con pequeñas secciones de acero. El reforzamiento de concreto fue usado solamente en pequeñas secciones.

La inspección del túnel mostró inmediatamente la falla de la estructura dando a conocer una gran cantidad de grietas a lo largo del mismo. Las medidas durante los primeros días mostraron una perdida de agua de aproximadamente

800 lt/seg. , del cual se estimó que 70% del revestimiento de concreto se fracturó con rupturas importantes que iban de 0.5 - 3 mm de ancho.

El túnel mostró también grandes fracturas debido a cambios térmicos, esto se dio ya que existía un excesivo espesor en el revestimiento (un promedio de 60 cm contra 40 cm que marcaba el diseño) además de un alto contenido de cemento. Es por esto que las temperaturas en el revestimiento alcanzaron 45° C haciéndolo fallar.

Los estudios y reparaciones duraron aprox. 1 año, dando como resultado un revestimiento adicional de 4.4 km. de encamisado de acero, y 760 m de refuerzo con concreto lanzado en las zonas con presencia de grietas.

4.4.- Comparación de Criterios

Ejemplo Ilustrativo

Datos :

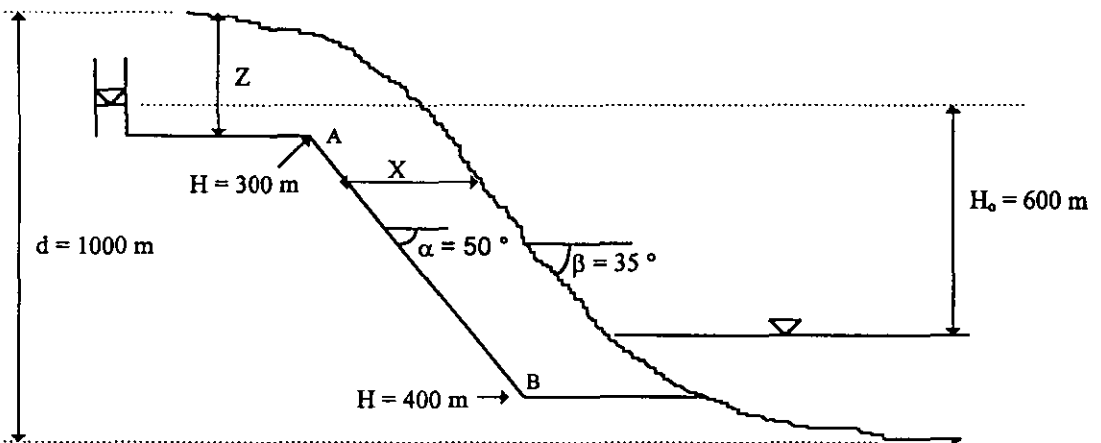
$$\gamma = 2.6 \text{ T/m}^3$$

$$E = 2 \times 10^6 \text{ T/m}^2$$

$$\mu = 0.3$$

$$K = 0.5$$

$$\alpha = 1 \times 10^{-5} / ^\circ \text{C}$$



Deere

$$Z = 0.8 (400) = 320 \text{ m} \quad \text{Acero}$$

$$Z = 1.3 (300) = 390 \text{ m} \quad \text{Concreto}$$

A la profundidad de

$$300 \text{ m} \quad X > 2 (300) = 600 \text{ m}$$

$$400 \text{ m} \quad X > 2 (400) = 800 \text{ m}$$

Schneider

$$Z = 1.4 (300) = 420 \text{ m}$$

$$Z = 1.4 (400) = 560 \text{ m}$$

A la profundidad de

$$300 \text{ m} \quad X > 2.5 (300) = 750 \text{ m}$$

$$400 \text{ m} \quad X > 2.5 (400) = 1000 \text{ m}$$

Noruego

a) Rule of Thumb

$$Z = (((300) \times (1)) / (2.6 \times (\cos^2 35^\circ))) = 171.96 \text{ m} \approx 172 \text{ m}$$

$$Z = (((400) \times (1)) / (2.6 \times (\cos^2 35^\circ))) = 229.28 \text{ m} \approx 230 \text{ m}$$

$$L = (((300) \times (1)) / (2.6 \times (\cos 35^\circ))) = 140.85 \text{ m} \approx 141 \text{ m}$$

$$X = 141 \times \cos 55^\circ = 80.87 \text{ m} \approx 81 \text{ m}$$

$$L = (((400) \times (1)) / (2.6 \times (\cos 35^\circ))) = 187.81 \text{ m} \approx 188 \text{ m}$$

$$X = 187 \times \cos 55^\circ = 107.83 \text{ m} \approx 108 \text{ m}$$

b) Selmer-Olsen

$$35 \times (1.5) = 52.5 \quad 1.1 \times (1000) = 1100$$

$$D = [(((300) \times (1)) / ((2.6) \times (\cos 35^\circ))) + [40 \times (600 / 1000)^2] + 40 = 195.259 \approx 196 \text{ m}$$

$$Z = 196 \times (\sin 55^\circ) = 160.553 \approx 161 \text{ m}$$

$$X = 196 \times (\cos 55^\circ) = 112.42 \approx 113 \text{ m}$$

$$D = [(((400) \times (1)) / ((2.6) \times (\cos 35^\circ))) + [40 \times (600 / 1000)^2] + 40 = 242.211 \approx 243 \text{ m}$$

$$Z = 243 \times (\sin 55^\circ) = 199.053 \approx 200 \text{ m}$$

$$X = 243 \times (\cos 55^\circ) = 139.38 \approx 140 \text{ m}$$

Alberro

$$Z = [(300 - (((2 \times 10^6) \times (10^{-5}) \times (\Delta T (a))) / (1 - 0.3)))] / [(3 \times 0.5) - 1] \times 2.6]$$

$$Z = 230.77 - 21.977 \Delta T \approx 231 - 22 \Delta T$$

$$X = 330 - 31 \Delta T$$

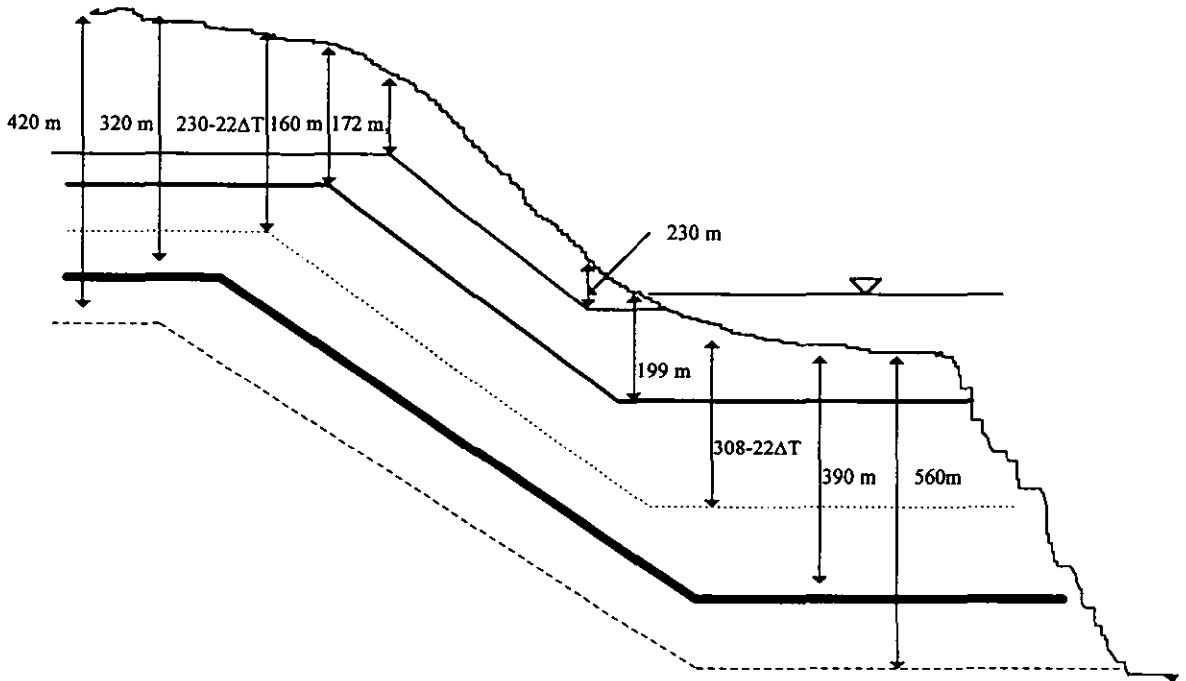
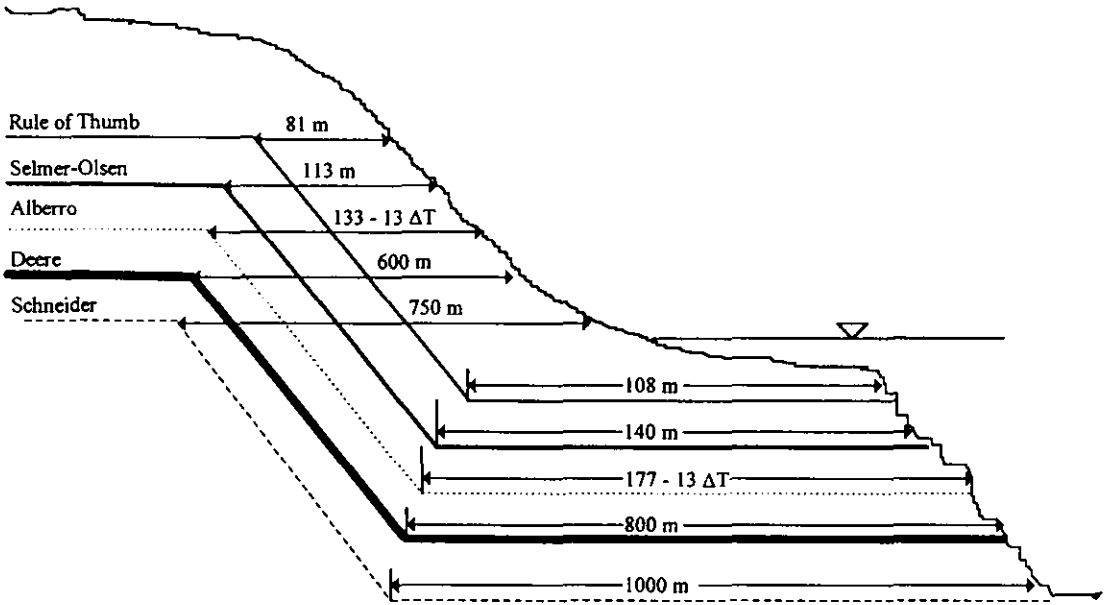
$$Z = [(400 - (((2 \times 10^6) \times (10^{-5}) \times (\Delta T (a))) / (1 - 0.3)))] / [(3 \times 0.5) - 1] \times 2.6]$$

$$Z = 307.692 - 21.977 \Delta T \approx 308 - 22 \Delta T$$

$$X = 440 - 31 \Delta T$$

CRITERIO	DIST. EN X PTO. A	DIST. EN X PTO. B	CARGA DE ROCA PTO. A	CARGA DE ROCA PTO. B
Deere	600 m	800 m	320 m	390 m
Schneider	750 m	1000 m	420 m	560 m
Rule of Thumb	81 m	108 m	172 m	230 m
Selmer-Olsen	113 m	140 m	161 m	200 m
Alberro	330 - 31ΔT	440 - 31ΔT	231 - 22 ΔT	308 - 22 ΔT

COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS SEGÚN LOS CRITERIOS ANALIZADOS



CONCLUSIONES

Los criterios de diseño para las tuberías forzadas son parte de los estudios preliminares que dan el primer parámetro para su ubicación dentro del macizo rocoso, ya que la ubicación final se establece por medio de los estudios realizados en campo, y principalmente por los resultados que arrojan las pruebas de hidrofracturamiento.

Dentro de los análisis preliminares los estudios topográficos resultan ser de capital importancia en el diseño de la tubería forzada, por el hecho de que todos los criterios (analizados en el presente trabajo) están basados en la teoría de contrarrestar a la presión interna de la tubería, con una carga de roca suficiente a lo largo de cualquier sección del túnel. Es por esto, que la topografía del macizo rocoso debe ser evaluada generando una corrección topográfica (para el diseño) que permita uniformizar a la estructura del macizo, evitando que la presencia de crestas y valles en la superficie de la ladera afecten o influyan en el resultado del diseño, proporcionando una aparente estabilidad que no soporte los esfuerzos actuantes cuando se ponga en operación la tubería.

Los estudios geológicos, proporcionan información valiosa sobre las propiedades y el comportamiento del macizo rocoso que alojará a la tubería forzada. Sin embargo, el reconocimiento geológico es insuficiente por sí solo y debe acompañarse de una clasificación de tipo mecánico, en el caso de la información necesaria para los criterios de diseño. Ya que para los estudios definitivos y la construcción del túnel a presión, los estudios geológicos son vitales tanto para la proyección de la obra como para la orientación final que deberá tener el túnel con respecto a la estratificación que guarda la masa de roca.

Otra de las partes importantes de los estudios preliminares, y que son básicas en los criterios de diseño, son los análisis de esfuerzos alrededor de la excavación, mediante los cuales se genera la información necesaria sobre el comportamiento del macizo rocoso en presencia de la oquedad artificial. Este comportamiento obliga a crear una estructura de refuerzo necesaria cuando las características físicas de la roca no son lo suficientemente aceptables para poder

soportar los esfuerzos generados, tanto en la construcción como en la operación de la tubería forzada, donde las presiones internas obligan a la exigencia de una excelente calidad de roca para poder aspirar a que ésta tubería sea proyectada sin revestimiento, en caso de no poseerla, como es el caso de la gran mayoría de los países del Continente Americano, se debe diseñar colocando un revestimiento de concreto armado en el pozo a presión, que es en donde se localiza la caída más pronunciada de agua, además de proporcionarse un blindaje a base de un encamisado de acero al final del mismo pozo, ya que es aquí donde se aprovecha la máxima carga de agua que hace funcionar a los generadores de energía eléctrica, y por lo tanto en este lugar donde se concentran las mayores presiones, que a su vez generan los más grandes esfuerzos de tensión en la periferia del túnel.

Es por lo anterior, que los límites de los revestimientos propuestos por los criterios de diseño, dependen del desarrollo de los esfuerzos de tensión, cuyos valores se van incrementado conforme la presión hidrostática toma mayor fuerza, hasta alcanzar la presencia de grandes tensiones a lo largo de toda la circunferencia del túnel, y cuyas magnitudes sólo son soportadas mediante acero.

La precisión de la ubicación preliminar de la tubería forzada y de los límites de cada zona de revestimiento a lo largo del túnel, que proporciona los criterios analizados, depende de las características físicas de macizo rocoso que se toman en cuenta en cada hipótesis.

El criterio de Schneider al considerar la posición de la tubería ante la ladera, busca evitar que la falla se presente mediante un deslizamiento de la tubería junto con la ladera. Para lo cual propone una carga de roca horizontal lo suficientemente grande para proporcionar la estabilidad necesaria en el macizo, esto se busca mediante un pie de talud de 2.5 veces el valor de la fuerza de empuje que generaría la carga hidráulica en cualquier punto de la tubería.

Deere propone la idea original de Schneider; su propuesta ubica a la tubería forzada proporcionando los límites de las zonas de revestimiento tanto de concreto armado como de acero. Se proponen cargas de roca que posean un

valor con un porcentaje mayor a la presión hidrostática que se espera en cualquier punto de la tubería. Este criterio al ser un análisis de la "Rule of Thumb", proporciona un prediseño confiable con un margen de seguridad alto pero sin dispararse.

La modificación que presento Danneving a la "Rule of Thumb" maneja las distancias mínimas a las que se puede ubicar la tubería forzada de una manera moderadamente confiable, ya que no ofrece margen de seguridad alguno.

Selmer-Olsen modificó la propuesta de Danneving mediante el análisis del elemento finito, lo que nos ofrece el margen de seguridad necesario en la teoría de Danneving. Este margen de seguridad lo proporciona mediante la expresión de 40 veces la relación entre la carga total de agua y la carga total de roca más 40 que, según los estudios de Selmer-Olsen, influye de manera importante en la distancia mínima que debe proporcionar el pateo necesario de la ladera para poder equilibrar la carga hidráulica en cualquier punto de la tubería.

La propuesta de Jesús Alberro posiblemente sea la más completa de los criterios mencionados con anterioridad, además de ser la más apegada a las características de México, ya que sus estudios están basados en la recopilación de información de efectos térmicos en rocas a lo largo de la República Mexicana. En esta teoría se toma en cuenta tanto el efecto térmico como la magnitud de las presiones tectónicas en el entorno de la tubería forzada.

En el ejemplo propuesto, según el criterio de Alberro, el valor de la ubicación de la tubería en el macizo rocoso se ve influenciado por la variación de la temperatura en el interior de dicho macizo, estableciéndose que si se presenta un decremento en la temperatura la carga de roca necesaria para soportar los esfuerzos actuantes en la periferia del túnel debe ser incrementada en 22 m por cada grado de decremento, mientras que en sentido horizontal por cada grado en decremento se aumentan 31 m.

BIBLIOGRAFÍA

- Alberro Jesús, Estabilidad de Tuberías Forzadas y Efectos Térmicos, Towards New Worlds Tunnelling, Vieltez-utesa & Montañez-Cartaxo, Rotterdam, 1992
- Bartlett, Túneles Planeación, Diseño y Construcción, Limusa, México, 1988.
- Brown E. T. and Lu Ming, Designing Unlined Pressure Tunnels in Jointed Rock, Water Power and Dam Construction, November, 1988.
- Brown E.T. and Bray J.W., Rock-Support Interaction Calculations for Pressure Shafts and Tunnels, Imperial College, London, UK, 1982.
- Broch E., Design of Unlined or Concrete Lined High Pressure Tunnels in Topographically Complicated Areas, University of Trondheim, Norway, 1983.
- Broch E., The Development of Unlined Pressure Shafts and Tunnels Norway, University of Trondheim, Norway, 1982.
- Broch E., Unlined High Pressure Tunnels in Areas of Complex Topography, Water Power and Dam Construction, November, 1984.
- Coates, Fundamentos de Mecánica de Rocas, Blume, 1973.
- Contreras González Enrique, Determinación de Propiedades Mecánicas y Térmicas en Muestras de Roca Sometidas a Condiciones de Alta Presión y Temperatura, Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, México, 1993.
- Crimmins R., Samuels R. and Monahan B., Trabajos de Construcción en Roca, Limusa, México, 1978.
- Curso Víctor Hardy, AMITOS, México, 1995.
- Don U. Deere, Hydropressure Tunnels and Leakage Potential, VII Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vancouver Canada, 1983.
- Freitas, Geología para Ingenieros, CECSA, México, 1997.
- Hoek E. and Brown E.T., Excavaciones Subterráneas en Roca, Mc. Graw Hill, México, 1980.
- Jaeger J.C. and Cook N.G.W., Foundamentals of Rock Mechanics, Chapman and Hall, London, 1976.

- Jiménez Fernández Eduardo y González Cruz Carlos, Estudios Realizados para la Selección de Trazo del Túnel de Conducción del P. H. Zimapán, Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, Taxco, 1993.
- K. Széchy, The Art of Tunnelling, Akadémiai Kiadó, Budapest, 1973.
- Legget, Geología para Ingenieros, Barcelona, 1950.
- Linares, Túneles y Obras Subterráneas, Editores Técnicos Asociados, Barcelona, 1977.
- L.P. Gonano, Long-Term Prestress in Concrete-Lined Pressure Tunnels, Water Power and Dam Construction, November, 1984.
- L.P. Gonano, Rock Engineering Aspects of the Concrete Lined Pressure Tunnels of the Drakensberg Pumped Storage Scheme, Golder Associates, Seattle, Washington, USA, 1982.
- Luca, Plantas Eléctricas, Teoría y Proyecto, Representación y Servicios de Ingeniería, México, 1972.
- Lugo Olmos Ivan, Acerca del Revestimiento de Tuberías Forzadas, Efecto del Tectonismo y Gradiente Térmico, Tesis de Maestría, UNAM, 1993.
- Manual de Diseño e Obras Civiles Geotecnia, Conducciones a Presión, CFE, México, 1982.
- Manual de Diseño e Obras Civiles Geotecnia, Geología, CFE, México, 1979.
- Manual de Diseño e Obras Civiles Geotecnia, Instrumentación en Rocas, CFE, México, 1982.
- Manual de Diseño e Obras Civiles Geotecnia, Instrumentación de Suelos, CFE, México, 1982.
- Manual de Diseño e Obras Civiles Geotecnia, Pruebas de Campo y Laboratorio, CFE, México, 1982.
- Read, Introducción a la Geología, Alhambra, España, 1978.
- Santo, Centrales Eléctricas, Gili, Barcelona, 1971.
- Schleiss A.J., Design of Previous Pressure Tunnels, Water Power and Dam Construction, May, 1986.

- Schneider Bernard, Riesgo y Prevención de la Hidrofracturación en las Obras Hidroeléctricas, Simposio sobre Fracturamiento Hidráulico en Rocas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, 1993.
- Selmer Olsen, Underground Opennings Filled With High-Pressure Water or Air, Bulletin International Association Geology, Vol.9, 1974
- Stagg-Zienkiewicz, Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica, Blume, Madrid, 1970.
- Zopetti, Centrales Hidroeléctricas, Gili, Barcelona, 1979.
- Zubicaray, Energía Hidroeléctrica, Limusa, México, 1977.