

51

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Facultad de Ingeniería



INSTRUMENTACION EN TUNELES

T E S I S

Que para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

RUBEN OSCAR GALLEGOS PEREZ



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA

Facultad de Ingeniería
Exámenes Profesionales
60-1-132

Al Pasante señor RUBEN OSCAR GALLEGOS PEREZ,
P r e s e n t e .

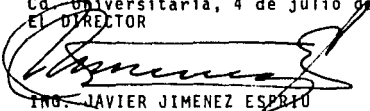
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Agustín Demeneghi Colina, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"INSTRUMENTACION EN TUNELES"

- I) Introducción
- II) Antecedentes
- III) El macizo rocoso
- IV) Criterios para definir el tipo de ademe
- V) Pruebas de medición en campo
- VI) Instrumentación de un túnel
- VII) Conclusiones
- Apéndices
- Bibliografía

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable 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 los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 4 de Julio de 1979
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

JJE/OBLH/ser

C O N T E N I D O

I. I N T R O D U C C I O N

II. A N T E C E D E N T E S

III. E L M A C I Z O R O C O S O

IV. C R I T E R I O S P A R A D E F I N I R E L T I P O D E A D E M E

V. P R U E B A S D E M E D I C I O N E N C A M P O

VI. I N S T R U M E N T A C I O N D E U N T U N E L

VII. C O N C L U S I O N E S

A P E N D I C E S

B I B L I O G R A F I A

I N D I C E

	Página
<u>CAPITULO I</u>	INTRODUCCION
<u>CAPITULO II</u>	ANTECEDENTES
	1) Antecedentes de Instrumentación
	2) Objetivos
	5 11
<u>CAPITULO III</u>	EL MACIZO ROCOSO
	1) Características principales del macizo rocoso
	14
<u>CAPITULO IV</u>	CRITERIOS PARA DEFINIR EL TIPO-DE ADEME
	1) Método de Terzaghi
	2) Método de Barton
	A. Descripción
	B. Características especiales de los seis parámetros para determinar Q
	C. Relación entre la presión de soporte y el índice del macizo rocoso
	D. Comentarios respecto a los diferentes tipos de soporte
	25 31
<u>CAPITULO V</u>	PRUEBAS DE MEDICION DE CAMPO
	1) Pruebas de Permeabilidad
	A. Pruebas de Lugeon
	2) Pruebas para la medición del estado de esfuerzos en la masa de roca
	A. Prueba de Roseta
	B. Prueba de Gato Plano
	C. Prueba de Resistencia al corte
	D. Extensómetros
	64 83

<u>CAPITULO VI</u>	INSTRUMENTACION DE UN TUNEL	
	1) Antecedentes de la Instrumentación	121
	2) Tipo y funcionamiento de los instrumentos	123
	3) Localización de los instrumentos	124
	4) Resultados obtenidos	125

CONCLUSIONESAPENDICESBIBLIOGRAFIA

I N D I C E

Página

<u>CAPITULO I</u>	INTRODUCCION	
<u>CAPITULO II</u>	ANTECEDENTES	
	1) Antecedentes de Instrumentación	5
	2) Objetivos	11
<u>CAPITULO III</u>	EL MACIZO ROCOSO	
	1) Características principales del macizo rocoso	14
<u>CAPITULO IV</u>	CRITERIOS PARA DEFINIR EL TIPO-DE ADEME	
	1) Método de Terzaghi	25
	2) Método de Barton	31
	A. Descripción	
	B. Características especiales de los seis parámetros para determinar Q	
	C. Relación entre la presión de soporte y el índice del macizo rocoso	
	D. Comentarios respecto a los diferentes tipos de soporte	
<u>CAPITULO V</u>	PRUEBAS DE MEDICION DE CAMPO	
	1) Pruebas de Permeabilidad	64
	A. Pruebas de Lugeon	
	2) Pruebas para la medición del estado de esfuerzos en la masa de roca	83
	A. Prueba de Roseta	
	B. Prueba de Gato Plano	
	C. Prueba de Resistencia al corte	
	D. Extensómetros	

CAPITULO VI

INSTRUMENTACION DE UN TUNEL

1) Antecedentes de la Instrumentación	121
2) Tipo y funcionamiento de los instrumentos	123
3) Localización de los instrumentos	124
4) Resultados obtenidos	125

CONCLUSIONESAPENDICESBIBLIOGRAFIA

INTRODUCTION

I.

I N T R O D U C C I O N

Los túneles pueden ser definidos de una manera simple como "estructuras subterráneas dedicadas al transporte de personas o bienes y construídos generalmente, sin afectar la superficie".

Se estima que para los próximos 20 años se invertirán en la construcción de excavaciones subterráneas 860,000 millones de pesos, solamente en los Estados Unidos de Norteamérica. De esta inversión la mitad corresponde a proyectos mineros y la otra mitad a obras civiles lo que da una inversión media anual de 43,000 millones de pesos, que probablemente será incrementado.

Es fácil comprender la importancia de la Ingeniería de excavaciones subterráneas, ya que en el futuro gran cantidad de proyectos viales, de conducción de agua potable, de riego, de almacenamiento, generación eléctrica, etc., --

tendrán que ser obras subterráneas, quizá en sitios donde - las características de las rocas o suelos no son favorables y cuya estabilidad y construcción van a sufrir fuertes complicaciones por la vecindad de otras obras subterráneas.

En este trabajo se presentan en forma breve, los aspectos generales más importantes de un macizo rocoso, los métodos más usados para el análisis y diseño de soportes y algunos tipos de instrumentos más usuales para la observación del comportamiento de túneles alojados en macizos rocosos.

C A P I T U L O I I

A N T E C E D E N T E S

1). ANTECEDENTES DE INSTRUMENTACION

2). OBJETIVOS

TUNELES

1. ANTECEDENTES HISTORICOS

La construcción de túneles se remonta hasta los tiempos prehistóricos, cuando el hombre primitivo, buscando - abrigo y protección contra sus enemigos, excavó cuevas o - bien agrandó algunas existentes.

El túnel más antiguo, es quizá el construido en la - antigua Babilonia, hace más o menos 4,000 años, por la Rei- na Semíramis, o Nabucondozor. Este túnel, pasando por de bajo del Río Eufrates comunicaba al Palacio Real, con el - templo de Júpiter. Su longitud era de 1 kilómetro y su sección de 3.6 x 4.5 m.

Para la construcción, el Río Eufrates, fue desviado; las paredes del túnel fueron de ladrillo pegados con un mortero bituminoso y el techo formado por una bóveda. Es de -

suponerse que para esa época, los Babilonios tenían bastante habilidad en la construcción de túneles, como producto de experiencias anteriores.

En Jerusalem, Ezequías, Rey de Judea, hace 2,700 años, construyó un túnel de 200 m. de longitud y con sección de 0.70 x 0.70 m., servía para conducir aguas de un manantial cercano. Por esa época, los griegos construyeron, para el mismo propósito, un túnel de 1,500 m. de longitud y con sección de 1.8 x 1.8 m., en la Isla de Samos.

Los Romanos emplearon numerosos túneles en sus acueductos; especialmente interesante, es el construido por el Emperador Adriano para dar agua a Atenas, hace 1,800 años y que, reconstruido en 1925, aún presta servicio; antes de éste, se había perforado un túnel carretero, en la Colina de Polisipo, de 900 m. de longitud y 7.5 m. de ancho, para el camino de Nápoles a Pozzuoli.

La habilidad de los Romanos para el tuneleo llega a México, a través de los españoles, y se refleja en la enorme cantidad de Galerías construidas en nuestro país para las explotaciones mineras.

Un ejemplo notable de esta habilidad se tiene en la construcción del desagüe de la Ciudad de México, en Nochis-

tongo, con el propósito de librarla de las grandes inundaciones que periódicamente padecía.

Una parte del desagüe se hizo por un túnel de 3.5 x 3.5 m. y 6,600 m. de longitud. El Virrey Don Luis de Velasco inició los trabajos el 30 de noviembre de 1607, la obra encomendada a Enrico Martínez (Heinrich Martín, Hamburgo) fue terminada el 17 de Septiembre de 1608. Se excavaron un gran número de lumbreras y, según testimonios se emplearon más de 400,000 indios en su construcción.

El Barón de Humbolt, expresó su admiración por la obra comentando que "aún en Europa llamaría la atención de los ingenieros el perforar 6,600 m. con más de 10 m^2 de sección en menos de un año".

Por razones políticas la obra no se continuó y no fue revestido el túnel; posteriormente, por órdenes del Virrey Marqués de Gelves, el túnel se taponeó ocasionando la inundación de 1629, que duró 6 años y casi acabó con la Ciudad de México.

En épocas más recientes y en el arranque de la era tecnológica, la aparición del ferrocarril con sus limitaciones de pendiente, incrementó la construcción de túneles. El primer túnel para un ferrocarril de tracción animal fue

construido en Francia para la línea Ruan Adressieux de 1826 a 1829: en la línea Liverpool-Manchester se construyó el primer túnel para un ferrocarril con tracción de vapor.

En 1842, el Ing. Brunel terminó un túnel de 2 carriles bajo el Río Támesis, en Londres. En este túnel de 150-m. de longitud con sección de 11.3 m. x 6.7 m., se empleó un escudo rectangular inventado por el propio Brunel. Grea thead perfeccionó el método usando un escudo cilíndrico con todo éxito, en la construcción del túnel de la torre, bajo el mismo río, utilizando dovelas de hierro fundido como recubrimiento.

La necesidad de grandes túneles exigió el desarrollo de nuevas técnicas y herramientas y así, durante la construcción del túnel de Mont Cenis, entre Francia e Italia comenzado en 1857, el taladro hidráulico fue introducido y fue seguido por la pistola neumática perfeccionada por Sommellier; por otra parte, la dinamita fue inventada por Nobel en 1864 y, como resultado, de todo lo anterior el nuevo túnel fue abierto al tránsito de trenes en 1871.

La construcción de los grandes túneles Alpinos: Gotardo, Simplon y Lotscheberg, en Suiza; Semmenog, Tauren - en Austria; Ronco, Col - di - tenda en Italia, etc., prop ició el diseño de equipos y técnicas de construcción más efi

cientes que las precedentes y así mismo el desarrollo de la Teoría de la Presión de Rocas, Análisis Estructural y Dimensionamiento del Recubrimiento de Túneles, coadyudaron al avance de este campo.

Con el advenimiento del automóvil y la consecuente construcción de grandes autopistas, ha sido necesario perforar un gran número de túneles carreteros de gran sección. La misma necesidad se ha presentado en la construcción de los grandes acueductos actuales, sistemas de drenaje, presas, plantas hidroeléctricas, etc.; sin embargo, es en las grandes ciudades en donde el incremento en la perforación de túneles ha sido más espectacular con los construídos para los ferrocarriles urbanos (Metro), drenajes, etc.; la tendencia general es al uso del subsuelo, para alojar en él vías masivas de comunicación, entrada de bienes y salida de desperdicios, almacenamiento de mercancías, estacionamientos, tanques para la regulación de agua de lluvia, etc.

Así pues, puede asegurarse que la perforación de túneles en las grandes urbes apenas comienza.

Una especial atención se le ha dado en el último cuarto del siglo a los métodos rápidos de tuneléo con un continuo perfeccionamiento de los equipos, tanto para el método convencional como con Escudos y Topos.

Actualmente el proyecto más ambicioso en ejecución es el túnel que los japoneses están haciendo para comunicar sus dos islas mayores Hokkaido y Honshu. El túnel tiene 34.5 kilómetros y pasa bajo el estrecho de Tsugaru.

1). ANTECEDENTES DE INSTRUMENTACION

Con respecto a la instrumentación de túneles en nuestro país, ésta ha sido motivada por la necesidad de construir presas de gran altura y capacidad, y con ello gran cantidad de obras subterráneas, túneles de desvío, casa de máquinas, etc.

Al existir la necesidad de observar el comportamiento y reacción de estas obras, y por otro lado mejorar las técnicas constructivas, fue que se pensó en instrumentarlas.

Las primeras experiencias en este campo las obtuvo la Comisión Federal de Electricidad y a últimas fechas la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos; en el presente trabajo se exponen en la parte VI, las primeras experiencias que se tuvieron al instrumentar un túnel de desvío de la Presa Bacurato.

Dicha instrumentación fue propuesta y ejecutada por-

la Oficina de Mecánica de Rocas y Análisis Experimental de Esfuerzos del Departamento de Ingeniería Experimental dependiente de la Subdirección de Proyectos de Grande Irrigación de la S.A.R.H.

2). OBJETIVOS

En la actualidad, la instrumentación de obras ingenieriles de irrigación importantes, cada día adquiere mayor importancia y se va incorporando a las obras como parte de ellas mismas; ello nos permite mejorar cada vez más las técnicas de construcción, una mejor elección de alternativas con un rango mayor de seguridad, en algunos casos garantiza también durabilidad de las obras y por esto una mejora en el aspecto económico; podemos encuadrar a la utilidad que nos proporciona la instrumentación de una obra de la manera siguiente:

a). La Instrumentación como Información Básica de Proyecto.

La introducción de la misma en los estudios previos para la ejecución del proyecto, ha significado un avance considerable en la precisión de los sistemas de análisis y en la elección de alternativas.

b) La Instrumentación como Elemento Principal Durante -

la Ejecución de la Obra.

En el Diseño de obras ingenieriles importantes, se ha utilizado con frecuencia algún tipo de instrumentación para que en base a los resultados proporcionados por ella, se continúe o modifique el Diseño de la Obra; por ejemplo se ha utilizado en cimentaciones.

c). La Instrumentación en la Observación del Comportamiento de una Obra en Operación.

Después de terminada la obra la instrumentación nos da la pauta a seguir, en cuanto se presenta un comportamiento inadecuado en la obra observada, permitiendo tomar las medidas preventivas necesarias.

Así pues, en el tema que nos ocupa, la instrumentación de túneles o galerías construidos en los macizos rocosos, se pueden instrumentar previa a la ejecución de la obra para conocer el estado de esfuerzos y deformaciones y las características del lugar; en base a ello podemos hacer un análisis de las alternativas más probables, realizar el diseño e instrumentar para ir observando si el comportamiento del túnel es el esperado, en caso contrario mejorar el diseño y finalmente instrumentar para continuar observando si con el transcurso del tiempo no se presentan factores que puedan alterar el buen funcionamiento de nuestro túnel.

C A P I T U L O I I I

EL MACIZO ROCOSO

EL MACIZO ROCOSO

1). CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL MACIZO ROCOSO

En el estudio de los macizos rocosos se tienen problemas diferentes a los que surgen al estudiar las muestras de roca; en el caso de las masas rocosas su estudio es más completo pues sus propiedades mecánicas están en función de las discontinuidades (juntas, fallas, etc.) que las surcan.

Las fallas son discontinuidades que se presentan debido a insuficiencia de la resistencia del material rocoso al esfuerzo cortante.

Las juntas son fracturas de la masa rocosa que no producen desplazamientos relativos entre bloques.

Las discontinuidades son debidas a diferentes causas,

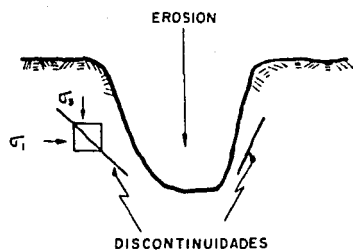


Fig. III-1



Fig. III-2

entre las que se tiene:

1. Por descarga Horizontal

Supóngase una masa rocosa que ha sido erosionada formando una barranca (Fig. III.1); al ocurrir la erosión, el esfuerzo horizontal ha disminuido y se ha presentado la falla por relajación de esfuerzos. Otro caso sería cuando la masa está sujeta a esfuerzos tectónicos de gran magnitud (Fig. III.2), una vez efectuada la erosión se presentan discontinuidades que son aproximadamente paralelas a la pared erosionada.

2. Por Descarga Vertical

En este caso las juntas se generan debido a la desaparición de una carga vertical, que gravitaba sobre la masa; por ejemplo en el sitio que ocupó un glaciar una vez que éste desapareció, el macizo rocoso se alivió de esfuerzos y se generó la junta (Fig. III-3a)

3). Por Calentamiento y Enfriamiento

Sea un domo basáltico (Fig. III-3) al perder calor se originan esfuerzos de tensión por diferencia de temperatura dando lugar a los agrietamientos mostrados.

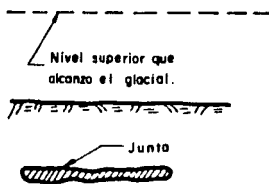


Fig. III - 3o

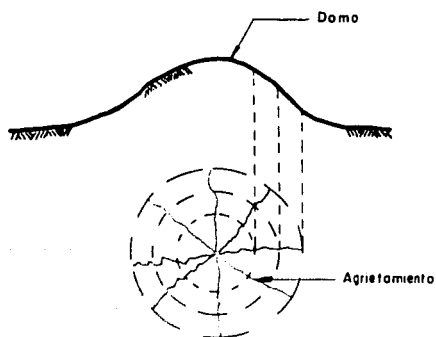


Fig. III - 3

Una masa rocosa se define por sus planos de discontinuidades más que por su litología, ya que las anteriores son las que mayormente condicionan sus propiedades mecánicas. Es por esta razón que el estudio de las discontinuidades ocupa un lugar preponderante.

Por otra parte, como en cualquier estructura, el estado de esfuerzos es de gran importancia en las masas rocosas por lo que su conocimiento es muy útil.

A diferencia de los suelos, donde el esfuerzo principal mayor es el vertical y su relación con el esfuerzo horizontal está dado por un coeficiente de presión de reposo -- (K_0), en las rocas, la dirección de los esfuerzos principales dependen de su historia geológica; en el caso de las rocas extrusivas por ejemplo el estado de esfuerzos puede ser hidrostático debido a que así era cuando la roca fluyó y al endurecerse, éste permaneció en las masas rocosas sujetas a tectonismos como en las que aparecen pliegues, el esfuerzo principal mayor tiene la dirección horizontal, siempre y cuando no haya habido relajación de esfuerzos.

Es importante conocer la magnitud, dirección y sentido de los esfuerzos que existen en el interior de una masa de roca ya que las propiedades de resistencia y de deformabilidad dependen del nivel de esfuerzos al que los bloques-

se encuentran sometidos. Se puede esperar un comportamiento frágil de una roca, a niveles de esfuerzos naturales muy pequeños, mientras que la misma roca puede mostrar un comportamiento plástico a niveles de esfuerzo del orden de -- 1000 Kg/cm².

La primera hipótesis sobre la distribución de esfuerzos dentro de una masa rocosa la presentó Heim en 1878 proponiendo que los estados de esfuerzos de la roca eran hidrostáticos. La práctica de construcción subterránea no confirmó esta teoría.

Otra hipótesis consistió en valorar los estados de esfuerzos de acuerdo a la Teoría de la Elasticidad, donde:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_v$$

donde:

σ_H = Esfuerzo Horizontal

ν = Módulo de Poisson

σ_V = Esfuerzo Vertical

Sin embargo, los materiales rocosos no son elásticos y sus características de deformabilidad dependen considerablemente del estado de esfuerzos tectónicos.

En general se puede suponer que los esfuerzos horizontales son:

$$\sigma_h = N \sigma_v$$

Donde N es un coeficiente cuyo valor puede variar en un amplio intervalo debido a las condiciones geológicas y a la profundidad.

Esta hipótesis incluye las dos anteriores, es conveniente repetir que los esfuerzos existentes en el interior de una masa rocosa no solo dependen del peso del material sobreyacente sino además son función de los movimientos tectónicos que ha sufrido; existen diferentes técnicas para medir dichos esfuerzos en la naturaleza, de entre ellos haremos mención del Método de la Roseta y el Método de Gato Plano que serán expuestos más adelante.

Hablemos ahora de la Permeabilidad:

La permeabilidad de un macizo rocoso es función de la fragmentación y de la abertura de las fisuras, de la presión del agua y del estado de esfuerzos de la roca.

La mayoría de las rocas naturales contienen agua y, si existe un gradiente hidráulico, esta agua estará en movi-

miento a través de las fallas, grietas y poros de la roca; - con la profundidad aumenta la presión, la cual en ocasiones determina definitivamente el comportamiento del macizo rocoso.

Se supone que el flujo del agua por las fisuras de la roca obedece a la ley de Darcy, según la cual la velocidad del flujo es proporcional al gradiente hidráulico:

$$v = Ki \quad i = \frac{du}{dl} \quad v = K \frac{du}{dl}$$

donde el coeficiente de proporcionalidad K es la permeabilidad de la roca o el coeficiente de filtración, " u " es el potencial hidráulico y " l " es la longitud o lo largo del flujo.

Representando la anisotropía de la roca por las diferentes permeabilidades, en las direcciones principales podemos escribir:

$$v_x = K_x \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$v_y = K_y \frac{\partial u}{\partial y}$$

$$v_z = K_z \frac{\partial u}{\partial z}$$

Los estudios experimentales confirman la validez de esta ley para los materiales porosos con la permeabilidad de 10^{-10} a 10^{-3} cm/seg. probablemente se pueden observar algunas desviaciones de la ley de Darcy cuando las grietas o fallas son bastante anchas y las velocidades del flujo suficientemente altas para crear un flujo turbulento.

Los estudios hechos por Londe y Sabarly, en Francia mostraron que la permeabilidad de un material rocoso definitivamente depende del estado de esfuerzos al cual está sometido.

Por otro lado todas las rocas son susceptibles de ser atacadas por los agentes naturales del intemperismo, siendo el agua uno de ellos. La propiedad de la roca de sufrir intemperismo con el tiempo, se denomina Alterabilidad. Para dar una cifra, se puede estimar que las tres cuartas partes de la roca que se encuentran en los trabajos ingenieriles son alterables; el agente más activo es evidentemente el agua la cual está asociada a la cristalización de la mayoría de los minerales, además que es un solvente notable.

Así pues, contrariamente a lo que se podría creer, cierto tipo de rocas evolucionan rápidamente y son capaces de perder toda la resistencia en plazos muy breves (por ejemplo ciertas tobas, ciertas lutitas, etc.).

Puesto que las Obras de Ingeniería deben tener una duración razonable es importante conocer el grado de alterabilidad de las rocas en que se construye.

Después de hacer un examen de la evolución de las características mecánicas de las rocas en función del tiempo, bajo la acción de diferentes tipos de agresiones exteriores, hay que decir que una roca alterable puede muy bien ser empleada, si es posible protegerla.

C A P I T U L O I V

CRITERIOS PARA DEFINIR EL TIPO DE ADEME

- 1) METODO DE TERZAGHI
- 2) METODO DE BARTON

CRITERIOS PARA DEFINIR EL TIPO DE ADEME

Las cargas sobre los sistemas de soporte se pueden determinar conociendo el estado de esfuerzos alrededor de los túneles y excavaciones subterráneas que proporcionan las Teorías de la Elasticidad, de la Plasticidad y de los Métodos Numéricos. Así por ejemplo mediante el uso de la Teoría de la Elasticidad; se pueden obtener las zonas de tensión sobre la clave de un túnel para diseñar sistemas de soporte que eviten desprendimientos o sobre-excavaciones importantes. La Teoría de la Plasticidad nos permite determinar el esfuerzo que es necesario proporcionar como presión interior en los ademes utilizados en materiales con criterio de falla tipo Mohr - Coulomb y limitar así los esfuerzos en el medio y el espesor de la zona plástica.

La aplicación de estas teorías está limitada a aquellos casos en que se cumplen aproximadamente las hipótesis supuestas.

Existen por otro lado, varios métodos empíricos basados en la experiencia constructiva y en las observaciones sobre comportamiento de otras obras subterráneas.

Dichos métodos toman en cuenta no sólo aspectos geométricos sino también las condiciones especiales de los materiales involucrados, el efecto del tiempo, el agua, las características de los ademes y otros.

Entre los métodos que han demostrado su utilidad en la práctica, se encuentran los desarrollos por K. Terzaghi (1946) y por N. Barton, los cuales se describen en los incisos siguientes.

1) METODO DE TERZAGHI

Terzaghi supone un mecanismo de transmisión de carga de la roca a los soportes y define como CARGA DE ROCA el peso de la masa de roca que tiende a desprenderse del techo del túnel y que debe ser soportada por el ademe. El valor de la carga de roca varía entre límites cuya frontera no queda muy bien definida y depende de la clase de roca.

Las recomendaciones de Terzaghi comparadas, con las cargas de roca sugeridas por Bierbaumer (1913) y por Stini (1950), difieren en la forma de la masa y en la manera en

que los esfuerzos se transmiten desde dicha masa. Sin embargo, las recomendaciones de Bierbaumer y Stini no parecen estar muy lejos de las de Terzaghi.

El tiempo que permanece una excavación estable sin ademe, depende de las características geohidrológicas, del fracturamiento y de la alteración.

Entre mayor sea el tiempo que permanezca una excavación sin ademe, mayor será la sobre-excavación y aumentará el riesgo de provocarse un "caído" o desprendimiento que ponga en peligro la estabilidad de la excavación. Este concepto es de gran interés, ya que contribuye importantemente a la selección del tipo de ademe, que debe ser instalado antes de que este período expire debido a que durante él, la estructura de la roca sufre un proceso de aflojamiento o desintegración progresivos alrededor de la cavidad. Si se permite que dicho proceso continúe, el material caerá a la excavación hasta que un efecto de arco en las capas superiores impida la caída de material.

Si el ademe se coloca antes de que termine el período mencionado, la carga neta que soporte será menor que la carga última de roca, puesto que la formación completa del arco de material quedará restringida por el propio soporte.

En las figuras IV 1 y IV 2, se pretende dar una ex -
plicación gráfica de ambos fenómenos.

A partir de datos sobre terrenos diversos, Karl Terzaghi definió la forma de la bóveda de descarga alrededor de un túnel de la siguiente forma (Fig. IV-3):

$$H_p = K (B + H_t)$$

en la cual:

H_p = es la altura de la sobrecarga del terreno uni -
formemente repartida según la horizontal

B = es el ancho de galería

H_t = es la altura de la galería

K = es un coeficiente variable con la naturaleza y -
la textura del terreno

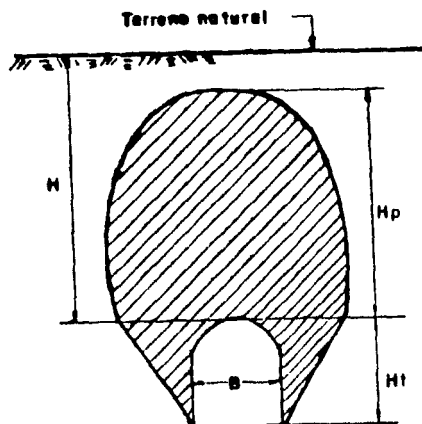


Fig IV-3

Arco o Bóveda Arriba de la excavación

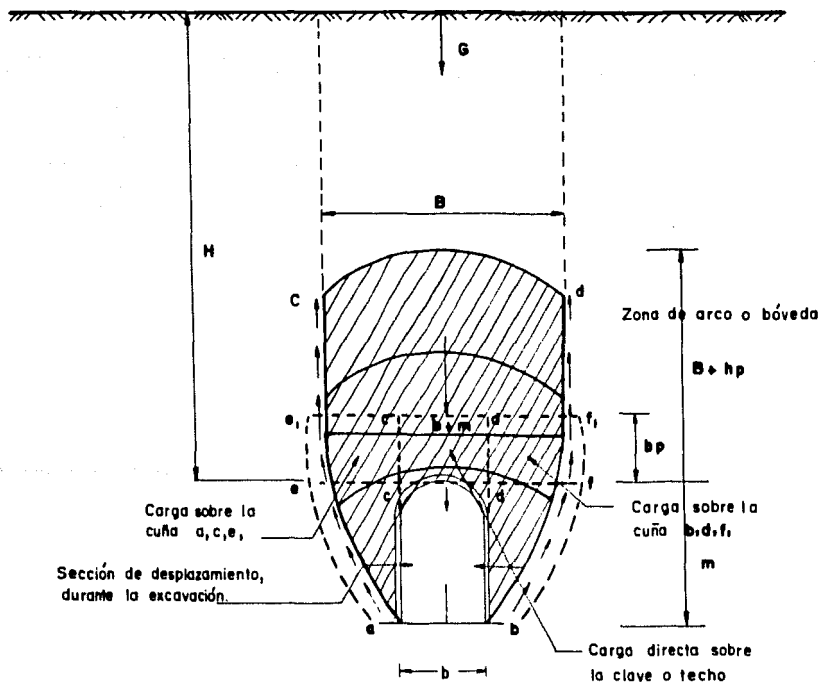
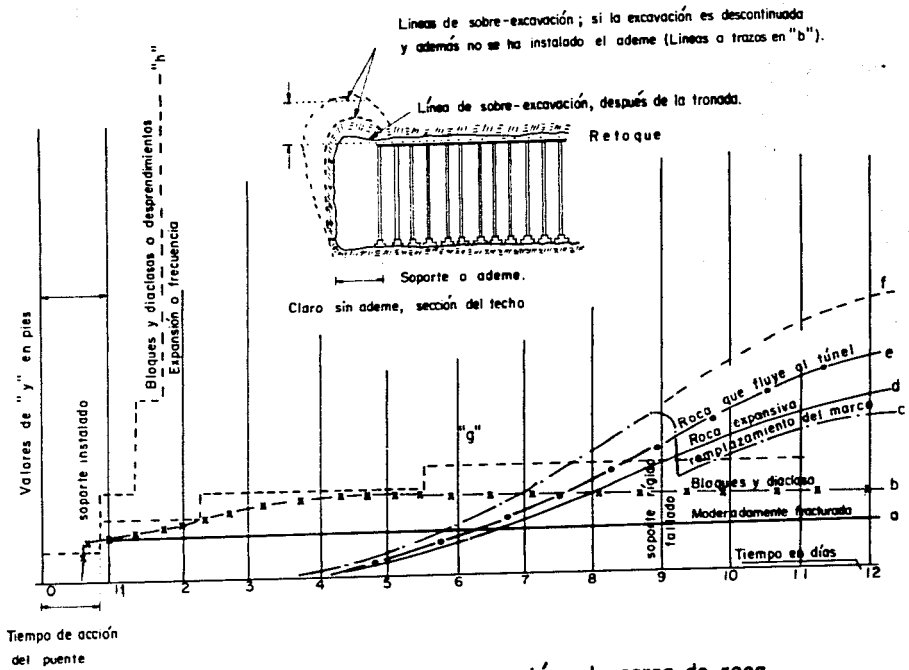


Fig. IV-1

Esta fórmula es válida a una profundidad superior a H_p^- tal que:

$$H_p^- = 1.5 (B + H_t)$$

Si además la clave del túnel está por encima del nivel hidrostático de los valores dados para H_p deben ser reducidos en un 50%, para los casos 4, 5 y 6 de la Tabla IV-1, ya, que se obtuvieron considerando el estado más crítico o sea, bajo el nivel hidrostático.



Relación entre el tiempo, la sobre-excavación y la carga de roca

T A B L A IV - 1

Naturaleza de la Roca	Carga H _p en m	Observaciones
1. Dura intacta	0	Ademado ligero si hay caídos (Schei dage)
2. Estratificada durante	0 a 0.5 B	Ademado ligero con marcos
3. Maciza con número de juntas moderado	0 a 0.25 B	La carga puede variar repentinamente de un punto a otro
4. Derrumbes moderados	0.25 a 0.35 (B + H _t)	No hay presión lateral
5. Derrumbes muy frecuentes	0.35 a 1.10 (B + H _t)	Poco o nada de presión lateral
6. Totalmente fracturada, demolida pero químicamente pura	1.10 (B + H _t)	Se genera una presión lateral muy importante; el agua que filtra por la plantilla del túnel reblandece los materiales y por tanto se necesita para soportar los pies derechos del marco, zapatas continuas o cimbras circulares.
7. Roca comprensible a profundidad moderada	1.10 a 2.10 (B + H _t)	Presión lateral importante; necesita retícula para la plantilla
8. Roca comprensible a gran profundidad	2.10 a 4.50 (B + H _t)	Idem
9. Roca expansible	Hasta 75 m independientemente (B + H _t)	Cimbras o marcos circulares. En casos extremos utilizar soportes re tractibles

2. METODO DE N. BARTON

A. DESCRIPCION

El método de N. Barton es uno de los más usados actualmente para la estimación del tipo de ademe, incluyendo sus características geométricas así como el material que lo integrará.

Básicamente consiste en la determinación del ademe en función de 2 parámetros: el Índice de Calidad del Macizo Rocoso Q y la Dimensión equivalente.

A su vez el Índice de Calidad del Macizo Rocoso Q depende de los siguientes factores.

El índice R.Q.D., es el parámetro más importante que se utiliza, puesto que es una combinación de la medida de la frecuencia de juntas, el grado de alteración y el relleno de las discontinuidades.

- a) El Índice de Calidad de la Roca (R.Q.D., Rock, Quality Designation). Podemos definirlo como, la suma de las longitudes mayores de 10 cm de las muestras recuperadas en un sondeo, dividida entre la longitud total del tramo considerado.

- b) J_n ; Es el número de series de juntas
- c) J_r ; Es el índice de rugosidad de la junta
- d) J_a ; Es el índice de alteración de la junta
- e) J_w ; Es el factor de reducción por la presencia de agua en la junta
- f) SFR; Es el factor de reducción por esfuerzos

Los rangos de cada uno de los parámetros están dados en las tablas de IV-2 a la IV-7.

El valor de Q se obtiene la siguiente fórmula:

$$\text{Ec. 1} \dots \dots \dots Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SFR}$$

La Dimensión equivalente es la relación entre el claro, Diámetro o Altura de la excavación y un factor denominado ESR (Radio de Soporte de la Excavación, Adimensional). Los valores de ESR aparecen en la tabla IV-8, en función de las diferentes utilidades que se le da a las excavaciones.

Con los valores de Q y la Dimensión Equivalente en tramos en las gráficas IV-9 y IV-10 en ellas se encuentran -

las categorías en que encuadra Barton, a los macizos rocosos, y en la tabla IV-11, IV-12 y IV-13 se definen los tipos de ademes más adecuados que corresponde a cada categoría de macizo rocoso.

B. CARACTERISTICAS ESPECIALES DE LOS SEIS PARAMETROS PARA DETERMINAR Q

Estas características son el producto final de modificaciones sucesivas de análisis donde se ha tratado de desarrollar la relación entre la calidad del macizo rocoso y el tipo de ademe utilizado.

- a). El primer cociente que aparece en la Ec. (1) RQD/J_n , representa toda la estructuración del macizo rocoso o sea una medición tosca del tamaño del macizo.

- b). El segundo cociente J_r/J_a , representa la rugosidad y el grado de alteración de las paredes de la junta, material de relleno. Además la función (J_r/J_a) es una aproximación regular de la resistencia al esfuerzo cortante, también se consideran valores para el ángulo de fricción que está en función de la rugosidad, y es muy similar al ángulo de fricción total (combinación de fricción y cohesión).

Cuando en la junta existen minerales arcillosos el -
esfuerzo se reduce significativamente.

- c). El tercer cociente J_w/SFR consiste en dos parámetros de esfuerzos: el parámetro J_w mide la presión del - agua cuando afecta o reduce el esfuerzo efectivo normal y el parámetro SFR es una medida del alivio de - esfuerzos por zonas de debilidad.

En síntesis, la calidad del macizo rocoso Q puede - ser considerada como una función de sólo tres parámetros con mediciones burdas de:

1. El tamaño del macizo rocoso RQD/J_n
2. El esfuerzo cortante en el macizo J_r/J_a
3. Esfuerzos o cargas activas J_w/SFR

Existen otros parámetros que adicionados mejoran la - clasificación del sistema, uno de éstos, es la orientación - de la junta. Los seis parámetros dados no definen un índice de calidad del macizo rocoso Q con respecto a la estabilidad del túnel, en algunos casos de problemas especiales de excavación será necesario reevaluarlos, sin embargo, para una - clasificación básica son necesario sólo cuatro de ellas - (RQD, J_n, J_r, J_a); de cualquier modo los rangos pueden nece - sitar modificarse o considerar otros parámetros.

C. RELACION ENTRE LA PRESION DE SOPORTE Y EL INDICE
DEL MACIZO ROCOSO

Para valuar la presión de soporte permanente se puede emplear la ecuación empírica:

$$\text{Proof} = \frac{2.0}{J_r} Q^{-1.3}$$

donde:

Proof = Presión de soporte permanente en Kg/cm²

J_r = Número de rugosidad de la junta

Q = Calidad del macizo rocoso

En algunos casos es posible introducir en esta ecuación otro factor que corresponde al número de serie de juntas (j_n) como una contribución a Q, cuando el número de las series de juntas es mayor que tres y para el caso de un análisis tridimensional de los macizos rocosos la ecuación nos queda como:

$$\text{Proof} = \frac{2 J_n^{1/2} (Q)^{-1/3}}{3 J_r}$$

N. Barton, R. Lien y J. Lunde

TABLA IV - 2

Descripción y Rangos para el Parámetro RQD
Indice de Calidad de la Roca (RQD)

A. Muy pobre	0 - 25
B. Pobre	25 - 50
C. Regular	50 - 75
D. Bueno	75 - 90
E. Excelente	90 - 100

- NOTA: (i) Cuando RQD es reportado o medido como 10 (inclusive 0) el valor nominal de 10 es usado en la evaluación de Q de la ec. (1).
- (ii) RQD intervalos de Si, e, 100, 95, 90, etc., es - suficientemente exacto.

TABLA IV - 3

Descripción y Rangos para el Parámetro Jn
Número de Series de Juntas (jn)

A. Masivo, nulo o muy pocas juntas	0.5 - 10
B. Una serie de juntas	2.0
C. Una serie de juntas o algunas - juntas desordenadas	3.0
D. Dos series de juntas	4.0
E. Dos series de juntas o juntas - desordenadas en mayor número	6.0
F. Tres series de juntas	9.0
G. Tres series de juntas desordena das en mayor número que la an terior	12.0
H. Cuatro o más series de juntas	
I. Roca triturada	20

TABLA IV - 4

Descripción y Rangos para el Parámetro Jr
Número de la Rugosidad de la Junta
(Jr)

a).	Paredes de la roca en contacto, y	
b).	Paredes de la roca en contacto con cortantes <u>an</u> tes de 10 cm.	
A.	Juntas discontinuas	4
B.	Planos de falla rugosos o irregulares, ondulantes	3
C.	Planos de falla, lisos, ondulantes	2
D.	Planos de falla Slickenside (brillan <u>te</u>) ondulantes	1.5
E.	Planos de falla rugosos o irregulares plano	1.5
F.	Planos de falla lisos, planos	1.0
G.	Planos de falla de Slickenside-plano	0.5
e).	Paredes de la roca que no <u>es</u> tan en contacto después del- cortante	
H.	Zona conteniendo minerales de arcilla lo suficientemente gruesos para impe- dir el contacto entre las paredes de- la roca	1.0 (nominal)
I.	Zona arenosa o zona triturada lo sufi- cientemente para impedir el contacto- entre las paredes de la roca	1.0 (nominal)

NOTA: (i) Sumamos (1.0) si el espacio medio de las series de

juntas importantes es mayor que 3 m.

(ii) $J_r = 0.5$ Puede ser usado para Slickenside planos que tienen juntas lineales provenientes de lf - neas que están orientadas favorablemente.

T A B L A IV-5

Descripción y Rangos de los Parámetros Ja
 Número de la alteración de la junta (Ja)
 a) Paredes del enrocamiento en contacto

A.	Firme zona dura, no blanda relleno impermeable	0.75		
B.	Paredes de la junta inalteradas, superficie manchada únicamente	1.0	25° - 35°	
C.	Paredes de la junta ligeramente alteradas con capas del mineral no blando, partículas arenosas libres de arcilla y desintegración de la roca	2.0	25° - 30°	
D.	Capas de arena arcillosa, pequeñas fracciones de arcilla (no blanda)	3.0	20° - 25°	
E.	Blanda o capas de minerales arcillosos de baja fricción, caolinita, mica, también calcita y talco, grafito etc., y pequeñas cantidades de arcilla expansiva (capas discontinuas 1 - 2 mm o de menos - espesor) b) Paredes rocosas en contacto, el cor- tante se presenta al deslizar 10 cm.	4.0	8° - 16°	
F.	Partículas de arena libre de arcilla producto de desintegración rocosa etc.	4.0	25° - 30°	
G.	Sobre-consolidación fuerte, relleno de mineral arcillosos no blando (continuo 25 mm de espesor)	6.0	16° - 24°	
H.	Sobre-consolidación media o baja, suelta, relleno de material arcillosos	8.0	12° - 16°	
I.	Relleno de arcilla expansiva, montmorilnita (continuo 5 mm de espesor) el valor de Ja. depende del porcentaje del tamaño de arcilla expansiva y el acceso del agua	8.0 - 12.0	6° - 12°	

c) No hay contacto en las paredes rocosas cuando se produjo el corte

J.-K.	Zonas o bandas de desintegración	6.8	6°-24°
L.	Roca triturada con arcilla	8.0-12	6°-12°
M.	Zonas o bandas de limos o arcillas arenosas, pequeñas fracciones de arcilla (no blanda)	5.0	
N.-O.	Denso, Zonas continuas o bandas de arcilla		
	(Ver G, H, I para la descripción del tipo de arcilla)	10.0-13	6°-24°
		6	
		13-12	

T A B L A IV-6

Descripción y Rangos para el Parámetro Jw

5. Factor de reducción para juntas con agua

	Jw	Presión de agua aprox. (Kg/cm ²)
A. Excavación seca o con poco flujo de agua 5 lt/min. local	1.0	1
B. Flujo medio o presión ocasional con lavado del relleno de la junta	0.66	1.0 - 2.5
C. Flujo - grande o gran presión en - competencia con juntas sin relleno	0.5	2.5 - 10.0
D. Flujo - grande o gran presión considerable con el lavado del relleno de la junta	0.33	2.5 - 10.0
E. Excepcional gran flujo o presión de agua al tronar, decae con el tiempo	0.2 - 0.1	10.0
F. Excepcional gran flujo o presión de agua continua sin disminuir el flujo con el tiempo	0.1 - 0.05	10.0

- Notas: (i) Los factores C y F son estimados toscamente, donde, se incrementa Jw, si hay instalación para medir el drenaje.
(ii) Problemas especiales causados por la formación de hielo no están considerados.

T A B L A IV - 7

Descripción y Rango para el Parámetro SRF

Factor de Reducción por Esfuerzos

- a) Algunas zonas de debilidad intersectadas durante la excavación, pueden ser causa de aflojamiento del macizo rocoso cuando se excava un túnel.
- A. Ocurrencia múltiple de zonas de debilidad conteniendo arcilla o roca desintegrada - químicamente, muy suelta alrededor de la roca (cualquier espesor o profundidad) 10
- B. Una zona de debilidad conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación ≤ 50 m) .5
- C. Una zona de debilidad conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación > 50 m) 2.5
- D. Múltiples zonas de cortante en roca competente (libre de arcilla), flojo alrededor de la roca (cualquier espesor o profundidad) 7.5
- E. Una zona de cortante en roca competente - (libre de arcilla) profundidad de excavación ≤ 50 m. 5.0
- F. Una zona de cortante en roca competente - (libre de arcilla) profundidad de excavación > 50 m. 2.5
- G. Juntas abiertas sueltas, juntas comprensibles o cubo de azúcar etc., cualquier profundidad 5.0

Nota: (1) Se reducen estos valores de SRF de 25 - 50% si las zonas importantes de cortante solamente influyen pero no intersectan la excavación.

- b) Roca competente, roca con problemas de esfuerzos

	σ_c/σ_t	σ_1/σ_3	SRF
H. Esfuerzo bajo, cerca de la superficie	>200	>13	1.0
I. Esfuerzo medio	200-10	13-0.66	1.0
J. Esfuerzo alto, estructura muy unida (usualmente favorable a la estabilidad puede ser <u>des</u> favorable a la estabilidad de paredes)	10-5	0.66-0.33	0.5-2
K. Roca suave sometida a esfuerzo extremo (roca masiva)			
L. Roca pesada sometida a esfuerzo extremo (roca masiva)	< 2.5	< 0.16	10-20

(ii) Para esfuerzos vírgenes, anisótropos y fuertes (si se miden) cuando $5 \sigma_1/3 - \sigma_3 \leq 10$ se reduce σ_c y σ_t a $0.8 \sigma_c$ y $0.8 \sigma_t$ cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ se reduce σ_c y σ_t a $0.6 \sigma_t$, -- donde: σ_c = esfuerzo de compresión no confinado) y σ_t = esfuerzo de tensión (carga puntual) y σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor.

(iii) Pocos casos aprovechan el hecho de que la profundidad de importancia esté cercana a la superficie, cuando es menor que el claro, se sugiere que SRF se incremente de 2.5 a 5 para cada caso (ver sección H).

c) Roca quebradiza. Flujo plástico -- de roca incompetente solo la influencia de una gran presión de roca.

	SRF
M. Roca suave y quebradiza sometida a presión	5-10
N. Roca <u>dura</u> y quebradiza sometida a presión	10-20
O. Roca suave suelta con presión	5-10
P. Roca dura suelta con presión	10.15

T A B L A IV - 8

Radio de Soporte de la Excavación (ESR) debido a la Variedad de Tipos de Excavación

Tipos de Excavación	ESR
A. Aberturas para minas temporales	3-5
B. Pozos verticales (i) sección circular ii (rectangular) sección cuadrada	2.5 2.0-
C. Aberturas para minas permanentes túneles para conducción de agua (excluye altas presiones) túneles pilotos, galería horizontal, para grandes excavaciones	1.6
D. Estacionamientos subterráneos, plantas para tratamiento de agua túneles, carreteras menores y ferroviarios, acceso de túneles, (cavernas hemisféricas)	1.3
E. Casas de máquinas, túneles carreteras y ferroviarios mayores, túneles para defensa civil, portales de intersección	1.0
F. Estaciones de poder nuclear, estaciones de ferrocarril, deportivos y fábricas subterráneas	0.8

Notas para el uso de las Tablas IV-2, IV-3, IV-4, -
IV-5, IV-6 y IV-7

Cuando se va a realizar una estimación del índice de calidad del macizo rocoso (Q) los puntos siguientes han de tomarse en cuenta en adición de las notas enlistadas en las Tablas enunciadas anteriormente.

1. Cuando la muestra extraída es inaprovechable, el RQD puede ser estimado por el número de juntas por un - idad de volumen, en donde el número de juntas por metro para cada serie de juntas es agregado. Una rela - ción simple puede ser usada para convertir este núme - ro en RQD para el caso de macizos rocosos libres de arcilla (Palmatron 1974).

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \text{ (aprox)}$$

Donde:

J_v = el número total de juntas por m³.

o bien: $RQD = 100 \times J_r \times 4.5$

2. El parámetro J_n representa el número del sistema de juntas que fueron afectadas por foliación, esquistocidad, pizarras, o capas, etc.

Si se desarrollan fuertemente estas juntas paralelamente, obviamente estarán contenidas en un sistema-completo de juntas visibles o se tendrán solamente roturas ocasionadas en la roca debido a estas características, entonces será más apropiado contarlas como juntas ocasionales para evaluar J_n en la Tabla IV-3.

3. Los parámetros J_r y J_a (representan el esfuerzo cortante) deberán ser apropiados para el sistema de juntas más débiles o para los rellenos de arcilla en discontinuidades con valor mínimo de (J_r/J_a) , siendo una orientación favorable para estabilidad de un segundo caso, una orientación menos favorable del sistema de juntas o discontinuidades puede ser en ocasiones más significativa y este valor mayor de (J_r/J_a) puede ser usado para valorar Q en la ecuación (1)

4. Cuando el macizo rocoso contiene arcilla, el factor-SRF apropiado a cargas débiles deberá ser evaluado:-(Tabla IV-7) en tales casos el esfuerzo de la roca intacta es de poco interés, de cualquier modo cuando la junta es mínima y está completamente exenta de arcilla el esfuerzo de la roca intacta puede tomarse en una más débil y esa debilidad dependerá de la razón esfuerzo de la roca vs. resistencia de la roca -

(Tabla IV-7b) un esfuerzo de campo fuertemente anisótro -
tro es contrario a la estabilidad y está más o -
menos explicado en la Nota (ii) Tabla IV-7 .

5. En general los esfuerzos de compresión y tensión -
(σ_c y σ_t) de la roca intacta deberán ser evaluados
en la dirección más desfavorable para la estabilidad,
esto es especialmente importante en el caso de es -
fuerzos anisótropos de la roca en adición, las prue -
bas serían saturadas si esta condición fuese apropia -
da al presente o al futuro de las condiciones en el -
sitio, una muy conservadora estimación de esfuerzos -
deberán ser hechos para rocas que se deterioran cuan -
do se exponen a la condición de saturación.

Cuando el índice de calidad de la roca varía de un -
lugar a otro dentro del macizo, será necesario hacer
una gráfica y clasificación de las zonas por separa -
do, en dos zonas adyacentes, si hacemos esta conside -
ración un cambio en el soporte podría ser justifica -
do prácticamente (a 4 veces se incrementa o se redu -
ce el valor de Q, causado por un cambio en la fre -
cuencia de las juntas de la rugosidad o en el grado -
de alteración, etc., normalmente podrá ser cuantifi -
cado para diseñar el soporte).

De cualquier modo, si varía la zona por la excava --

Grafica IV - 9

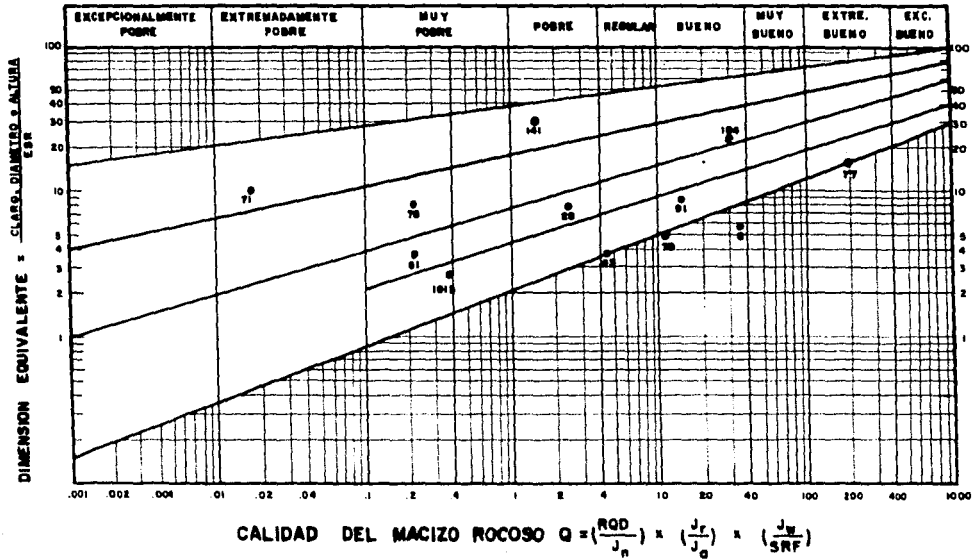
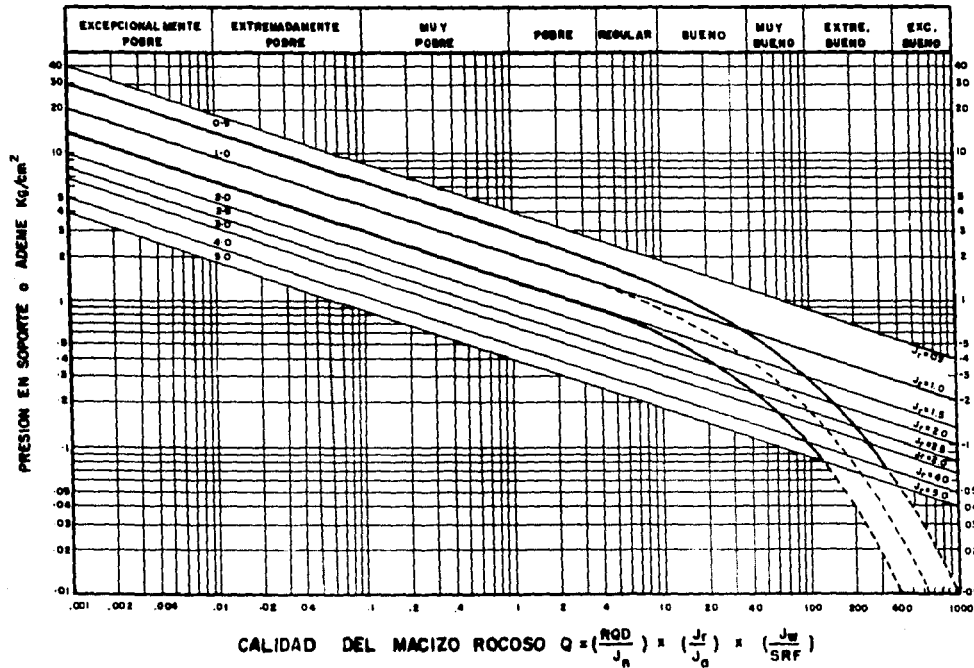
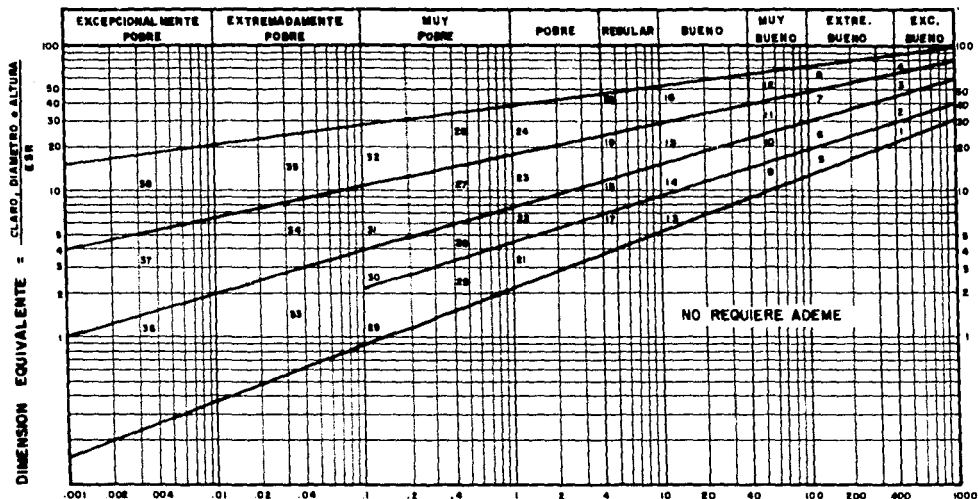


Grafico IV-9o



Grafica IV-10



$$\text{CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO } Q = \left(\frac{RQD}{J_R} \right) \times \left(\frac{J_F}{J_B} \right) \times \left(\frac{J_L}{SRF} \right)$$

A PARTIR DE

ESTA PAGINA

**FALLA
DE
ORIGEN**

Tabla IV-11

Tipo de soporte para macizos rocosos de calidad excepcionalmente extremadamente bueno, muy bueno y bueno (Q rango: 1000-10)

Categoría Q	Factores Condicionales	P	Claro/	Tipo de		
de soporte	RQD ¹ Jn	Kg/cm ²	ESR(m)	soporte		
	Jn/Jn	ESR(m) (approx.)				
1 ^a	1000-400	—	—	<0.01	20-40	sb (utg)
2 ^a	1000-400	—	—	<0.01	30-60	sb (utg)
3 ^a	1000-400	—	—	<0.01	46-60	sb (utg)
4 ^a	1000-400	—	—	<0.01	65-100	sb (utg)
5 ^a	400-100	—	—	0.05	12-30	sb (utg)
6 ^a	400-100	—	—	0.05	19-45	sb (utg)
7 ^a	400-100	—	—	0.05	30-65	sb (utg)
8 ^a	400-100	—	—	0.05	48-88	sb (utg)
9	100-40	≥20	—	0.25	8.5-19	sb (utg)
		<20	—			B (utg) 2.5-3 m
10	100-40	≥30	—	0.25	14-30	B (utg) 2-3 m
		<30	—			B (utg) 1.5-2 m +clm
11 ^a	100-40	≥30	—	0.25	23-48	B (tg) 2-3 m
		<30	—			B (tg) 1.5-2 m +clm
12 ^a	100-40	≥30	—	0.25	40-72	B (tg) 2-3 m
		<30	—			B (tg) 1.5-2 m +clm
13	40-10	≥10	≥1.5	0.9	9-14	sb (utg)
		<10	≥1.5			B (utg) 1.5-2 m
		≥10	<1.5			B (utg) 1.5-2 m
		<10	<1.5			B (utg) 1.5-2 m +B 2-3 cm
14	40-10	≥10	≥1.5	0.9	9-23	B (tg) 1.5-2 m +clm
		<10	≥1.5			B (tg) 1.5-2 m +B (mr) 5-10cm
		—	<1.5			B (tg) 1.5-2 m +clm
15	40-10	>10	—	0.9	15-40	B (tg) 1.5-2 m +clm
		≤10	—			B (tg) 1.5-2 m +B (mr) 5-10cm
16 ^a	40-10	>15	—	0.9	30-65	B (tg) 1.5-2 m +clm
		≤15	—			B (tg) 1.5-2 m +B (mr) 10-15cm

* Estimación del soporte por el autor, los casos observados son insuficientes para dar seguridad a la estimación del soporte requerido.

El tipo de soporte ha sido usado en categorías de 1aB y dependerá de las técnicas de voladura.

Una voladura controlada y continua puede evitar la necesidad de soporte, una voladura que deja una pared rugosa puede provocar la necesidad de una aplicación de concreto lanzado especialmente donde la altura de la excavación sea mayor >25 m, casos futuros podrían cambiar las categorías de 1aB.

CLAVE DE LA TABLA:

sb = anclas

B = anclas sistematicas

(utg) = anclas de fricción

Tabla IV- 11 a
Clasificación para túneles auto-soportados

Categoría soporte	Caso No.	Descripción del soporte propuesto	RQD/ J_r	J_r/J_b	J_b/SRF	CLARQ/ESR 0 (= D _e)	
No. 0	6	ninguno, S(1 app.) para protección de pequeños macizos.	60/2	2/1	1/1	9/1.6	60
(no requiere soporte)	8	ninguno	70/2	1/1	1/1	9/1.6	35
17	ab + S (1 app.) para protección de pequeños macizos.	100/2	1.5/1	1/1	9/1.6	75	
20	ninguno	70/2	1/1	1/1	9/1.6	35	
21	ninguno	100/1	4/1	0.66/1	1.3/1.0	286	
27	(cerca de la categoría 13) ninguno	90/3	1/1	1/1	12.5/1.6	30	
29	ninguno	90/2	3/1	1/1	12.5/1.6	135	
35	ninguno	10/3	2/1	1/1	5/1.6	6.7	
36	ninguno	20/2	2/1	1/1	5/1.6	20	
63	(cerca de la categoría 17) B	100/9	1/1	1/2.5	5.9/1.6	4.4	
66	ninguno	100/1/2	5/1	1/1	10/1.0	1000	
70	ninguno	40/2	1.5/1	1/2.5	8/1.6	12	
74	(cerca de la categoría 9) ninguno	100/2	1/1	1/1	1.2/1.3	16.7	
77	(cerca de la categoría 5) sb (50 anclas cada 300 m.)	100/1	5/1	1/2.5	2.0/1.3	200	
78	ninguno	90/2	1.5/1	1/2.5	5/1.3	27	
87	ninguno	100/1	4/1	1/1	11.25/1.6	400	
91	ninguno	90/2	1.5/1	1/1	1.2/1.3	67.5	
96	ninguno	100/1	4/1	21/2.5	1.5/1.3	160	
101b	ninguno	75/9	2/3	0.66/1	3.5/1.3	3.7	
112	ninguno	80/2	2/1	1/1.5	1.2/1.6	5.3	
113	ninguno	100/1	4/1	1/7.5	2.3/1.6	46	
115	(cerca de la categoría 13) B (1.0 m)	100/1	4/1	1/2.0	6.4/1.0	20	
119b	ninguno	100/1	4/1	1/0.5	100/4	800	
119c	ninguno	100/1	4/1	1/0.5	100/5	800	
120a	ninguno	95/9	3/1	1/1	7/1.3	31.6	
120b	ninguno	95/9	3/1	1/0.5	7/1.3	63	
127a	ninguno ó sb	100/4	3/1	1/0.5	2.0/5	75	
127b	ninguno ó sb	100/4	3/1	1/0.5	2.0/3	150	
144	sb, 2 m de largo	90/4	1/4	1/1	3/1.3	5.6	
150	ninguno	100/4	2/1	0.5/0.5	6.1/1.3	50	

CLAVE:

- S : concreto lanzado (numero de aplicaciones)
- B : (Sistema de anclas)
- sb : anclas espaciadas

Tabla IV-12

Tipo de soporte para macizos rocosos de calidad regular y pobre

(Q rango: 10-1)

Categoría de soporte	Q	Factores Condicionales, RQD/Jn Jr/Je	Ciervo/ESR	P Kg/cm ² (aprox.)	Ciervo/ESR (m)	Tipo de soporte
17	10-4	≥30	—	1.0	3.5-9	sb (arg)
		≥10, ≤30	—			B (arg) 1-1.5 m
		<10	≥8 m			B (arg) 1-1.5 m + S 2-3 cm
		<10	<8 m			S 2-3 cm
18	10-4	≥5	—	1.0	7-15	B (rg) 1-1.5 m + cim
		>5	<10 m			B (arg) 1-1.5 m + cim
		≤5	≥10 m			B (rg) 1-1.5 m + S 2-3 cm
		≤5	<10 m			B (arg) 1-1.5 m + S 2-3 cm
19	10-4	—	≥20 m	1.0	12-29	B (rg) 1-2 m + S (mr) 10-15cm
		—	<20 m			B (rg) 1-1.5 m + S (mr) 5-10cm
20*	10-4	—	≥35 m	1.0	24-52	B (rg) 1-2 m + S (mr) 20-25cm
		—	<35 m			B (rg) 1-2 m + S (mr) 10-20cm
21	4-1	≥12.5	≤0.75	1.5	2.1-6.5	B (arg) 1 m + S 2-3 cm
		<12.5	≤0.75			B 2.5-5 cm
22	4-1	—	>0.75	1.5	4.5-11.5	B (arg) 1 m
		>10, <30	>1.0			B (arg) 1 m + cim
		≤10	>1.0			S 2.5-7.5 cm
		<30	≤1.0			B (arg) 1 m + S (mr) 2.5-5cm
23	4-1	—	—	1.5	6-24	B (arg) 1 m
		—	≥15 m			B (rg) 1-1.5 m + S (mr) 10-15cm
24*	4-1	—	<15 m	1.5	18-46	B (arg) 1-1.5 m
		—	≥30 m			B (arg) 1-1.5 m + S (mr) 5-10 m
		—	≥30 m			B (rg) 1-1.5 m + S (mr) 15-30cm
		—	<30 m			B (rg) 1-1.5 m + S (mr) 10-15 cm

* Estimación de soporte por el autor, los casos observados son insuficientes para dar seguridad a la estimación del soporte requerido.

(rg) = anclas tensadas (tipo concha de expansión para macizos de roca competente, post-tensadas con relleno de lechada en macizos de roca de calidad muy pobre.

- S = concreto lanzado
- (mr) = reforzada con malla
- cim = serie de mallas unidas
- CCA = dovelas de concreto
- sr = acero de refuerzo

El espacio entre anclas está dado en metros (m). Concreto lanzado, o dovelas de concreto el espesor está dado en cm.

Tabla IV- 13

Tipo de soporte para macizos rocosos de calidad muy pobre (Q rango: I.D-Q.I)

Categoría Q de soporte		Factores Condicionales		Ciara/ESR (m)	P Kg/cm ² (approx.)	Ciara/ESR (m)	Tipo de soporte
		RQD/Ja	Jc/Ja				
25	1.0-0.4	>10	>0.5	—	2.25	1.5-4.2	B (stg) 1 m + nr or 1m
		≤10	>0.5	—			B (stg) 1 m + S (nr) 5 cm
		—	≤0.5	—			B (tg) 1 m + S (nr) 5 cm
26	1.0-0.4	—	—	—	2.25	5.2-7.5	B (tg) 1 m
		—	—	—			+ S (nr) 5-7.5 cm
		—	—	—			B (stg) 1 m + S 2.5-5 cm
27	1.0-0.4	—	—	≥12 m	2.25	6-15	B (tg) 1 m
		—	—	<12 m			+ S (nr) 7.5-10 cm
		—	—	<12 m			B (stg) 1 m
		—	—	>12 m			+ S (nr) 5-7.5 cm
		—	—	<12 m			CCA 20-40 cm
		—	—	<12 m			+ S (tg) 1 m
		—	—	<12 m			B (nr) 10-20 cm
		—	—	<12 m			+ S (tg) 1 m
28 ^a	1.0-0.4	—	—	≥30 m	2.25	15-50	B (tg) 1 m
		—	—	≥30, <50			+ S (nr) 30-40 cm
		—	—	<20 m			B (tg) 1 m
		—	—	<20 m			+ S (nr) 20-30 cm
		—	—	<20 m			B (tg) 1 m
		—	—	<20 m			+ S (nr) 15-20 cm
		—	—	<20 m			CCA (nr) 30-100 cm
		—	—	<20 m			+ S (tg) 1 m

Continuación TABLA IV-13

29 ^a	0.4-0.1	> 5 — —	> 0.25 > 0.25 ≤ 0.25	— — —	3.0	1.0-3.1	B (tg) 1 m + 82-8 cm B (tg) 1 m + 8 (mr) 8 cm B (tg) 1 m + 8 (mr) 8 cm
30	0.4-0.1	≥ 5 < 5 —	— — —	— — —	3.0	3.2-6	B (tg) 1 m + 8 2.5-8 cm S (mr) 8-7.5 cm B (tg) 1 m + 8 (mr) 8-7.5 cm
31	0.4-0.1	> 4 — —	— — —	— — —	3.0	4-14.5	B (tg) 1 m + 8 (mr) 8-12.5 cm S (mr) 7.5-25 cm CCA 20-40 cm + B (tg) 1 m CCA (sr) 30-80 cm + B (tg) 1 m
32	0.4-0.1	— — —	— — —	≥ 80 m ≤ 80 m —	3.0	11-34	B (tg) 1 m + 8 (mr) 40-80 cm B (tg) 1 m + 8 (mr) 20-40 cm CCA (sr) 40-120 cm + B (tg) 1 m

^a Soporte estimado por el autor, casos insuficientes para dar una predicción segura del soporte requerido.

Tabla IV- 13 a

Tipo de soporte para macizos rocosos de calidades extremadamente pobre y excepcionalmente pobre (Q rango: 0.1-0.001)

Categoría Q de soporte	Factores Condicionales RQD/Jn	Jc/Jc	Claro/ESR (m)	P Kg/cm ² (aprox.)	Claro/ESR (m)	Tipo de soporte
33 ^a	0.1-0.01	≥ 2	—	6	1.0-3.0	B (tg) 1 m + S (mr) 25-5 cm
		< 2	—	—		S (mr) 5-10 cm S (mr) 7.5-15 cm
34	0.1-0.01	≥ 2	≥ 0.25	6	2.0-11	S (tg) 1 m + S (mr) 5-7.5 cm
		< 2	≥ 0.25	—		S (mr) 7.5-15 cm
		—	< 0.25	—		S (mr) 15-25 cm CCA (sr) 20-60 cm + S (tg) 1 m
35	0.1-0.01	—	≥ 15 m	6	6.5-20	B (tg) 1 m + S (mr) 30-100 cm
		—	≥ 15 m	—		CCA (sr) 60-200 cm + S (tg) 1 m
		—	< 15 m	—		B (tg) 1 m + S (mr) 20-75 cm
		—	< 15 m	—		CCA (sr) 40-150 cm + S (tg) 1 m
36 ^a	0.01-0.001	—	—	12	1.0-2.0	S (mr) 10-20 cm S (mr) 10-20 cm + S (tg) 0.5-1.0 m
		—	—	—		S (mr) 20-60 cm S (mr) 20-60 cm + S (tg) 0.5-1.0 m
		—	—	—		—
38	0.01-0.001	—	≥ 10 m	12	4.0-20	CCA (sr) 100-300 cm CCA (sr) 100-300 cm + S (tg) 1 m
		—	≥ 10 m	—		S (mr) 70-200 cm S (mr) 70-200 cm + S (tg) 1 m
		—	< 10 m < 10 m	—		—

ción para solamente unos pocos metros, será normalmente más económico realizar una gráfica que incluya todo, y efectuar una estimación de un valor de Q , para un índice eventual de un arreglo del soporte. El criterio de N. Barton para definir el tipo de soporte, aparece en las Tablas IV-11, IV-12 y IV-13.

D. COMENTARIOS RESPECTO A LOS DIFERENTES TIPOS DE SOPORTE

Con respecto a los tipos de soporte sugeridos por N. Barton, encontramos: Sistemas de Anclajes, Concreto de Revestimiento y Concreto Lanzado e inclusive combinaciones de ellas; veamos en un aspecto general en qué consisten:

ANCLAS

Las anclas consisten en varillas de acero con diámetros que varían entre 5/8 de pulgada a 3 pulgadas comunmente, sin embargo, puede ser mayor, esta variación depende de las necesidades de soporte, su Límite Elástico es de $4,200 \text{ Kg/cm}^2$ y $6,000 \text{ Kg/cm}^2$ para aceros de alta resistencia (postensadas), esta varilla va colocada dentro de un barreno y puede trabajar a tensión, fricción o una combinación de ambas.

Se dice que un ancla trabaja a tensión cuando se sujeta por un aditamento expansor que va colocado en el extre-

mo de la varilla que va al fondo del barreno, y decimos que a fricción cuando el espacio comprendido entre la varilla y pared del barreno se rellena con mortero o con algún tipo de resina de fraguado rápido.

La capacidad de presión de soporte y de tensión de anclas rellenas con lechada, es igual a la capacidad última de un ancla (si está adecuadamente anclada), dividido por el cuadrado de la separación del ancla.

Si a 10 T de carga de trabajo se divide para un ancla de 20 mm. de diámetro, la presión de soporte que se tendrá:

$$P = J/a^2$$

Donde:

- P = Capacidad de la presión de soporte en Kg/cm²
- J = Capacidad última de un ancla
- a = Espacio entre anclas en metros

El sistema de anclaje es un método de refuerzos y la separación entre anclas depende de la presión de soporte y de las dimensiones de la excavación; las siguientes recomendaciones han sido dadas como simples reglas, que serán modificadas de acuerdo a las condiciones del sitio.

Techo:

$$\text{Ancla} \quad L = 2 + 0.15 \text{ B/ESR}$$

$$L = 0.40 \quad \text{B/ESR}$$

Paredes:

$$\text{Ancla:} \quad L = 2 + 0.15 \text{ H/ESR}$$

$$L = 0.35 \quad \text{H/ESR}$$

Donde:

L = Longitud en metros

B = Claro en metros

H = Altura de excavación en metros

ESR= Radio de Soporte de la Excavación

CONCRETO DE REVESTIMIENTO

La utilización del concreto como ademe puede ser en dos formas, una como Dovelas de Concreto prefabricadas y otro como Concreto Colado en el sitio.

Dovelas de Concreto, para este sistema, generalmente se recurre a la utilización de Escudo o máquina excavadora de túneles para realizar la excavación del conducto, quedan los anillos formados de dovelas precoladas de dimensiones variables, según el caso, como revestimiento primario o

definitivo. Este sistema es utilizado, si se le considera como definitivo, por conducción de agua a baja velocidad, peatones, drenaje, etc. En el caso de túneles que requieren un revestimiento mucho más reforzado, se recurre a la práctica de revestirlo con concreto colocado en sitio, reforzado o no, a efecto de disminuir la rugosidad de las juntas en las dovelas o bien para aumentar la resistencia estructural del conducto.

CONCRETO COLADO EN SITIO CON MOLDES

Para que los conductos en donde por las condiciones del subsuelo o la roca por excavar, o bien por la necesidad de dejar una superficie homogénea para la conducción, es necesario el uso del revestimiento definitivo por medio del uso del concreto colado en cimbra metálica o de madera. La gran mayoría de los túneles modernos caen dentro de esta clasificación ya que, existen técnicas modernas y muy valiosas para realizar esta operación, logrando, en consecuencia un mayor acabado interior, mejor capacidad de soporte del conducto así como, una menor duración en el sitio de la obra.

La teoría indica que en paredes cilíndricas el espesor está dado por una simple expresión que relaciona el esfuerzo en el revestimiento y la presión de equilibrio exterior.

na e interna; para una carga externa se obtiene la siguiente expresión:

$$T = \frac{PR}{\sigma}$$

Donde:

P = Presión externa aplicada (Kg/cm²)

σ = Esfuerzo de compresión en el revestimiento -
(Kg/cm²)

R = Radio interno del revestimiento (cm)

T = Espesor en las paredes para equilibrio (cm)

En algunos casos el concreto de revestimiento se utiliza en combinación con un sistema de anclas el cual, puede ser provocado por algún tipo de cargas, por revestimiento - no circular, por inestabilidad de la sección, etc.

CONCRETO LANZADO

El Concreto Lanzado es uno de los recursos modernos para el revestimiento de los túneles, y en el caso de considerarse como revestimiento primario, normalmente cumple la función de evitar que el suelo y la roca se intemperice provocando fallas entre sus bloques o pérdida de humedad, - lo que produce una caída o desprendimiento no deseado hacia

el interior del túnel. Existe una gran variedad de combinaciones entre el Concreto Lanzado y otros sistemas de ademeo o revestimiento, dependiendo de las condiciones y estabilidad del terreno excavado, aportación de agua y fin para el cual el túnel se haya construido.

Este procedimiento es utilizado en donde la alta rugosidad que presenta el concreto lanzado no afecta los fines para los que el túnel fue proyectado.

Generalmente la aplicación del Concreto Lanzado es de poco espesor y cuando utilizamos simplemente de 2 a 5 cm se utiliza en combinación de un Sistema de Anclas.

C A P I T U L O V

PRUEBAS DE MEDICION EN CAMPO

- 1). Pruebas de Permeabilidad
 - A). Pruebas Lugeon
- 2). Pruebas para la Medición del Estado de Esfuerzos en la Masa de Roca
 - A). Pruebas de Roseta
 - B). Prueba de Gato Plano
 - C). Pruebas de Resistencia al Corte
 - D). Extensómetros

PRUEBAS DE MEDICION DE CAMPO

1. PRUEBAS DE PERMEABILIDAD

La determinación de la permeabilidad de los macizos-rocosos se suele hacer en sondeos, con el denominado ensayo de la Prueba Lugeon, repetido normalmente a distintas profundidades en los mismos. A continuación se describe todo el proceso de la prueba.

A. PRUEBA LUGEON

Descripción e Hipótesis

Es una prueba de inyección de agua a presión en tramos de perforación, que tiene por objeto formarse una idea aproximada de la permeabilidad en grande, o sea la debida a las fisuras de la roca. Se varía la longitud de los tramos probados, así como la presión de inyectado del agua. La llamada unidad Lugeon corresponde a una absorción de 1 l_i -

tro de agua por minuto, por metro de sondeo y con una pre -
sión de inyección de 10 Kg/cm^2 .

Ahondando en esta descripción escueta, señalaremos -
la influencia de los diversos factores que intervienen en -
esta prueba:

- a). Longitud de los tramos
- b). Presiones de inyección
- c). Tiempo de estabilización

- a). Longitud de los Tramos

Se acostumbra realizar la prueba en tramos de 5 m; -
sin embargo, la longitud del tramo de prueba no debe fijar-
se rígidamente sino que, por lo contrario, ha de adaptarse -
a la naturaleza del terreno. En un material interestratifi-
cado con estratos de permeabilidad muy variable y de espe -
sor menor a 5 m., resulta preciso reducir la longitud del -
tramo de prueba con objeto de obtener resultados referentes
a un sólo estrato. En tal caso, evidentemente, el procedi-
miento que consiste en fijar los tramos de prueba posterior-
mente a la perforación y clasificación de las muestras ex -
traídas, es preferible, de no ser que las paredes de la per-
foración sean inestables. En numerosos casos, resulta muy-
adecuado el empleo de tramos de prueba de longitud reducida

(1 m. o aún menos), con objeto de analizar detalladamente - zonas de características excepcionales; por ejemplo, es saludable la práctica que consiste en aislar con empaques una zona en donde se notó pérdida del agua de perforación y probarla.

Por lo contrario, en caso que la masa de roca por estudiar sea homogénea, se podrá prefijar la longitud del tramo de prueba, a priori, por ejemplo en 5 m. y llevar a cabo la serie de pruebas simultáneamente con el avance de la perforación. Sin embargo, si se mantiene constante la longitud del tramo de prueba, resulta imposible formarse una idea precisa de la fisuración de la roca. En efecto, si un tramo de cinco metros de longitud absorbe 50 litros por minuto bajo una presión de 10 Kg/cm^2 , esto puede deberse a la presencia de una sola fisura grande, o a 10 fisuras de dimensiones reducidas, o a 100 fisuras muy finas. Para tener un conocimiento más detallado de la fisuración de la roca es necesario, en este tramo de 5 m., efectuar las pruebas metro por metro. En caso que exista una fisura única en el tramo de 5 m., en 4 de las pruebas efectuadas con longitud de 1 m., la absorción será nula mientras la 5a. lo absorberá todo. En el caso de una distribución homogénea de las fisuras a lo largo de los 5 m. del tramo, las absorciones medidas en las 5 pruebas serán idénticas.

Las anteriores consideraciones explican la falta de correlación existente entre los resultados de las pruebas - Lugeon y la penetrabilidad de lechadas de agua cemento, para inyecciones. En efecto, la abertura y número de las fisuras existentes en dos masas de roca pueden ser muy variables, aún cuando las pruebas Lugeon dan resultados idénticos para las dos formaciones.

b). Presiones de Inyección

Con objeto de obtener la curva de gastos de absorción en función de la presión de inyección, se varía en un mismo tramo dicha presión. La secuencia de presiones de inyección aplicadas es, por ejemplo: 1, 2, 4, 6, 8, 10, 8, 6, 4, 2, 1 Kg/m².

La presión que se toma en cuenta en los cálculos, es la leída en el manómetro, corregida por pérdidas de carga - en la tubería y altura del nivel freático con respecto al tramo probado, como lo veremos con detalle al hablar de la interpretación de las pruebas.

Las formas de las curvas de gastos de absorción en función de la presión de inyección son muy variables.

c). Tiempo de Estabilización

Los gastos de absorción útiles para la interpretación de los datos son los obtenidos cuando el flujo de agua que penetra en el terreno no está estabilizado. Por tanto, es preciso mantener durante un tiempo mínimo (5 a 10 minutos) la presión y verificar que en ese lapso de tiempo el gasto es constante.

Equipo Necesario

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

- a) Un obturador o empaque de las diferentes formas conocidas con su correspondiente tubo de inyección.
 - b) Una bomba.
 - c) Un medidor de gastos de agua.
 - d) Un cronómetro, o en su defecto, un reloj con segundo.
 - e) Uno o varios manómetros.
 - f) Agua.
- a). Obturadores

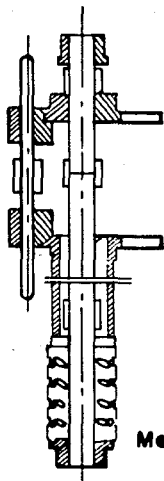
Para esta prueba es preciso aislar el tramo por probar. No existe un obturador ideal, de colocación fácil y rápida cuya impermeabilidad sea perfecta y adecuada para cualquier tipo de terreno. Son numerosos los tipos de obtu

radores, y se pueden clasificar en distintas categorías:

- Obturadores mecánicos; se comprime una serie de rondanas de hule por medio de una doble columna de tubos. - Así comprimidas las rondanas se expanden y sellan el tramo por probar, presionando sobre las paredes de la perforación. Este tipo de obturador funciona satisfactoriamente, pero su colocación es lenta y conviene únicamente para perforaciones de diámetro mayor que 90 mm.

- Obturador de copa de cuero; bajo el efecto de la presión de inyección, una serie de copas de cuero se acuñan contra las paredes de la perforación. Para que este dispositivo dé resultados satisfactorios, es preciso que las copas de cuero estén prácticamente en contacto con las paredes antes de la aplicación de la presión. Este tipo de obturadores necesita que las perforaciones sean muy regulares y perfectamente cilíndricas. Además, sufren mucho durante la etapa de recuperación, debido al giro que se les impone.

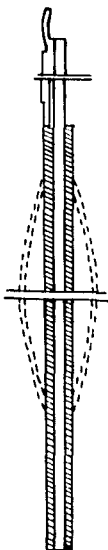
- Obturadores neumáticos; constan de cubiertas cilíndricas de hule que se inyectan con aire comprimido. Estos obturadores son muy eficientes, pero su colocación es delicada por necesitar una tubería de alimentación de aire comprimido, y pueden acuñarse en las fisuras que se cierran al eliminar la presión, atrapándose en ellas la cubierta de



Mecánico



Copas de cuero



Neumático

Principales tipos
de obturadores

Fig. V-1

hule.

La longitud del obturador debe ser por lo menos de 30 cm. y preferentemente mayor de 1 m. Los obturadores se ilustran en la Fig. V-1.

b). Bomba

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

c). Medidor de Gastos de Agua

La medida del gasto inyectado es muy delicada, para ello se puede utilizar un contador, pero estos aparatos rara vez dan una precisión superior al 10 %, también introducen en el sistema, pérdidas de carga que debemos tomar en cuenta a menos que el manómetro se coloque después de dicho medidor, además miden volúmenes en vez de gastos, por tanto se debe asociar una medida de tiempo a la lectura en ellos-registrada.

Por tanto, resulta mucho más indicado, el empleo de-

medidores del tipo Venturi, que constan de un tubo en el cual se coloca un diafragma que disminuye localmente la sección, la medición de la presión diferencial entre las zonas aguas arriba y aguas abajo del diafragma, permite determinar el gasto con errores del orden del 10%.

Esta diferencia de presiones se mide con un manómetro diferencial con tubos y diafragmas de diferentes diámetros se puede medir todos los gastos posibles.

d). Un Cronómetro

En caso de utilizar un medidor de gastos, tipo contador, es preciso asociar a esta medición de volumen una medición de tiempo, en que fluye por el tubo dicho volumen, ya que el concepto de gasto es el que nos interesa.

e). Uno o Varios Manómetros

Para efecto de medición de presiones es necesario contar con manómetros en buen estado.

f). Agua

El agua de inyección debe ser agua limpia, que no contenga materiales en suspensión en cantidades excesivas.

para evitar taponamientos en el medidor de gastos de agua - así como en las fisuras del terreno por probar.

Forma de llevar a cabo la prueba:

La colocación de los empaques en la perforación, con objeto de sellar el tramo por probar puede resultar muy delicada, ya que se debe asegurar que obtura perfectamente dicho tramo. Para comprobar lo anterior, se hace pasar agua y se observa si sube por la perforación.

Si sube, esto puede deberse a dos causas:

1. La perforación no es regular y el empaque no ajusta.
2. El terreno está muy fisurado y entonces se forma un corto circuito alrededor del empaque, pasando el agua por el terreno y volviendo a salir a la perforación al nivel del suelo.

En el primer caso es necesario desplazar el empaque algunos centímetros, o aún algunos metros, hasta poderlo ajustar perfectamente. Cuanto mayor sea la longitud del obturador utilizado, mayor será la probabilidad de obtener un buen sello de las extremidades del tramo por probar. Por este motivo, se recomienda una longitud del obturador de co

PERDIDAS DE CARGA EN MANGUERAS LIMPIAS

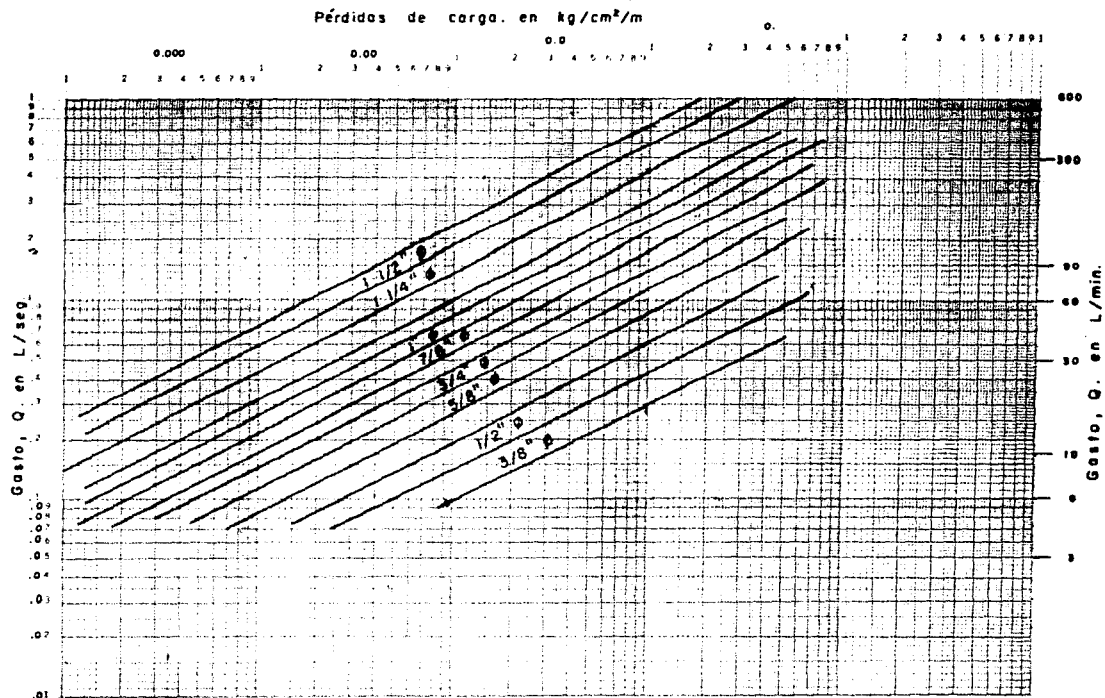


Fig. V-2

PERDIDAS DE CARGA EN MANGUERAS LIMPIAS

Pérdidas de carga. en $\text{kg/cm}^2/\text{m}$

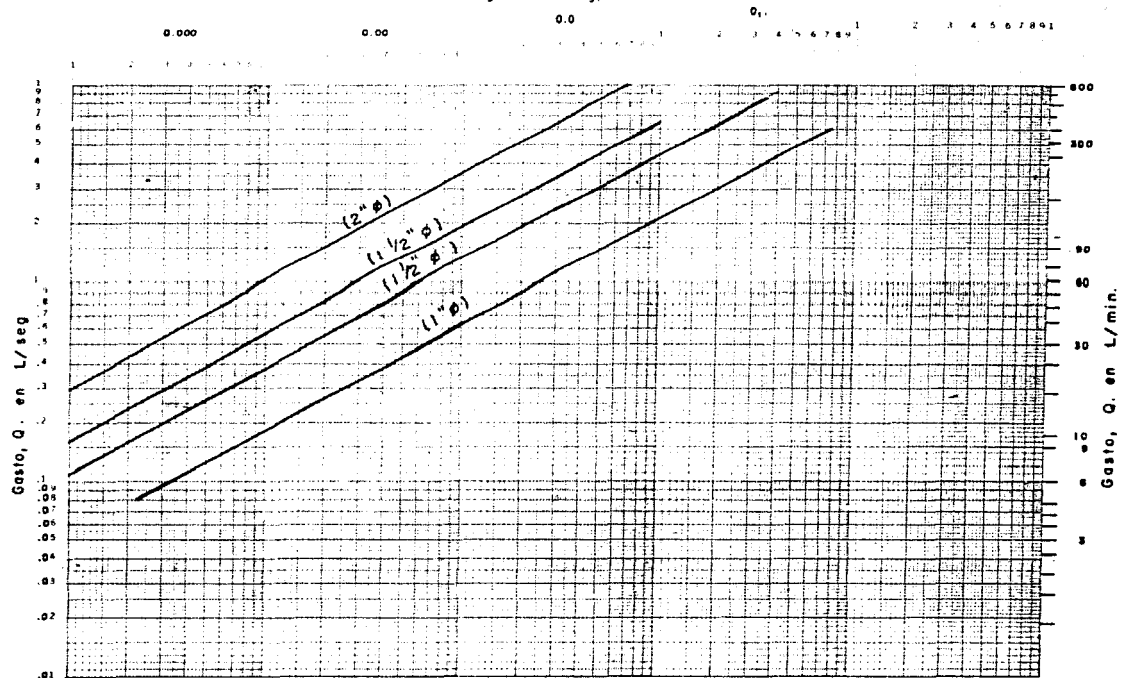


Fig. V-3

pas de cuero, es necesario tener un buen contrapeso en la máquina o sobrecargarla para evitar que suba la tubería bajo el efecto de las presiones utilizadas durante las pruebas.

En caso que el terreno esté muy fisurado y entonces se forme un corto circuito alrededor del empaque, resulta difícil la realización correcta de la prueba. Desde luego, una solución sería la de cementar el pozo, pero en tal caso, los costos y tiempo necesarios para llevar a cabo la prueba aumentan considerablemente.

Suponiendo que se haya logrado sellar el tramo por probar queda por analizar el cálculo de la presión efectiva en la zona de prueba; se conoce la presión leída en el manómetro P_m así como la profundidad del nivel freático con respecto al plano de lectura del manómetro H_m y se ha de tomar en cuenta la pérdida de carga " P_c " en la tubería de inyección así como en el obturador.

La presión efectiva de prueba es:

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

Resulta delicado valorar P_c sobre todo en lo referente a pérdidas de carga en el obturador. Ciertos tipos de -

obturadores producen grandes pérdidas de carga.

Las pérdidas de carga en las tuberías y mangueras se pueden valorar con base en gráficas V-2 y V-3. Sin embargo, es preciso subrayar que, en esta forma, no se toma en cuenta las pérdidas de carga en los coples de los tubos de inyección de agua, que pueden ser importantes.

Para evitar esta necesaria corrección, por pérdida de carga en las tuberías y obturador, sería muy saludable el poder medir directamente la presión en la cámara limitada en el sondeo por los obturadores.

Registro e Interpretación de las Pruebas

Registro:

Tomando en cuenta lo anteriormente dicho, resulta preciso medir las siguientes cantidades:

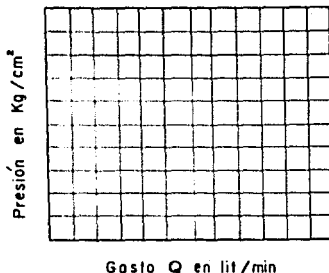
- Gasto de inyección
- Presión en el manómetro
- Profundidad del nivel freático
- Profundidad y longitud del tramo probado
- Diámetro y longitud de la tubería de inyección

El registro se ha de llevar, por tanto, según la forma presentada en la Fig V-4.

REGISTRO DE PRUEBAS LUGEON

Obra _____
Operador _____

Fecha _____
Pozo _____
Prueba N° _____
Inclinación _____
Profundidad del nivel freático _____
Altura del manómetro con respecto al nivel del terreno _____
TUBERIA DE INYECCION
Diámetro interior _____
N° de coples _____
OBTURADOR
Tipo _____
Longitud _____



Presión en Kg/cm leída en el manómetro	Gasto (Venturi) lit/min	Duración lit/min	Observaciones	Presión corregida Kg/cm²	Gasto lit/min

Fig. V- 4

Interpretación de la Prueba:

La prueba Lugeon se realiza en masas de roca, con objeto de medir su permeabilidad en grande, debida a su fisuración. Por tanto, la forma de las curvas gasto-presión -- así obtenidas, depende esencialmente de las características de fisuración de la masa: distribución y espesor de las fisuras, tipos de relleno de éstas, etc.

Las formas que se pueden obtener son muy variables;-- al aumentar la presión de inyección, se puede observar que la variación del gasto no es lineal, salvo en contados casos. El taponamiento y destapamiento de las grietas con materiales de relleno, provoca a diversas presiones, fenómenos de aumento o disminución de la permeabilidad. Esta variación de la permeabilidad en grande de la masa debe tomarse, desde luego, en cuenta para valorar la permeabilidad de diseño de la masa.

Enfocaremos nuestra atención esencialmente al problema de la abertura y cierre reversible de las fisuras, al aumentar la presión. Veamos pues, cómo se produce la absorción por una fisura.

Consideremos una fisura plana de espesor "e" cortada normalmente por una perforación de radio "r", en la que se inyecta agua a una presión "P", Figura V-6. Si a una dis -

tancia "R", la presión en la fisura es nula, y se considera el ancho de la fisura como constante, se establece la relación:

$$q = \frac{\pi}{6 \nu y \text{ Log } \frac{R}{r}} p e^3$$

siendo "q" el gasto absorbido y " ν " la viscosidad del agua. Pero la fisura por la cual escurre el agua, no es en realidad indeformable. Consideremos una superficie circular de radio R sobre la cual se ejerce una presión p; con base en las fórmulas de Boussinesq, el desplazamiento elástico en el centro del círculo es:

$$W(0) = \frac{2(1-\sigma)}{E} R p$$

y en el borde del círculo:

$$W(R) = \frac{4(1-\sigma^2)}{\pi E} R p$$

siendo E el módulo de elasticidad de la roca y σ su relación de Poisson. La abertura de la fisura, debida al aumento de presión, será igual con el doble de este desplazamiento ya que el mismo fenómeno ocurre sobre la cara superior; - por tanto:

$$\Delta e = \alpha P/E$$

$$y: \quad e_0 + \Delta e = e_0 + \alpha \frac{P}{E}$$

Gasto en litros por minuto
bajo una presión de 10 kg/cm²

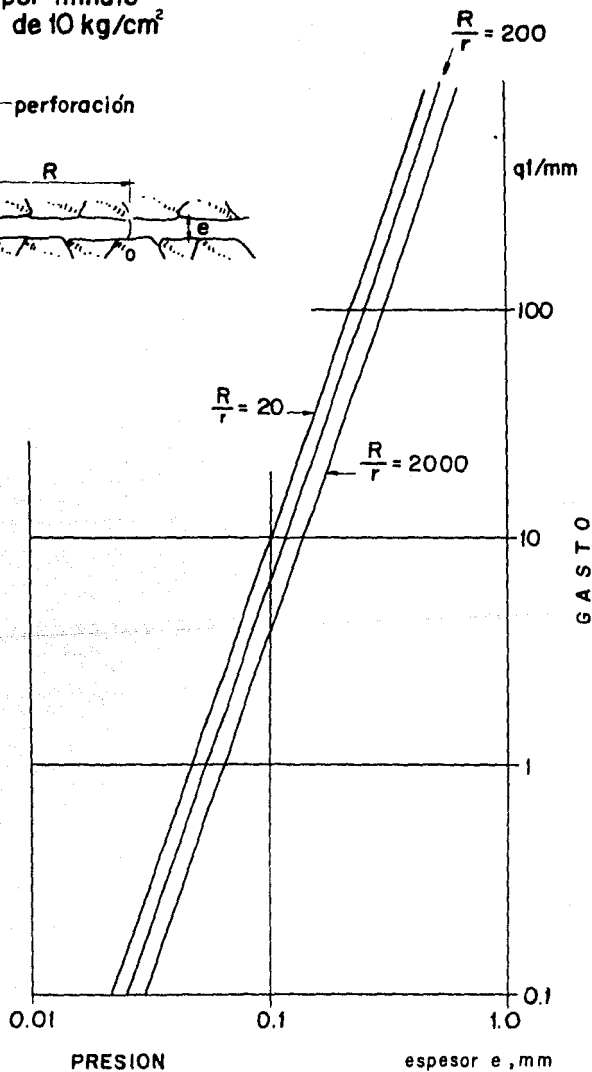
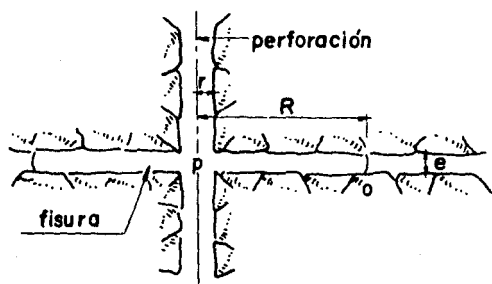
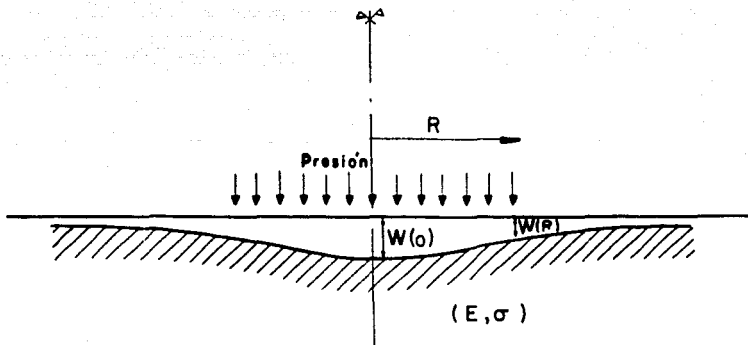


Fig. V - 6



$$W(0) = \frac{2(1-\sigma^2)}{E} R p$$

$$W(R) = \frac{4(1-\sigma^2)}{\pi E} R p$$

SE ILUSTR LA DEFORMABILIDAD DE UNA FISURA EN
UNA SUPERFICIE CIRCULAR DE RADIO "R"

Fig. V-6 (a)

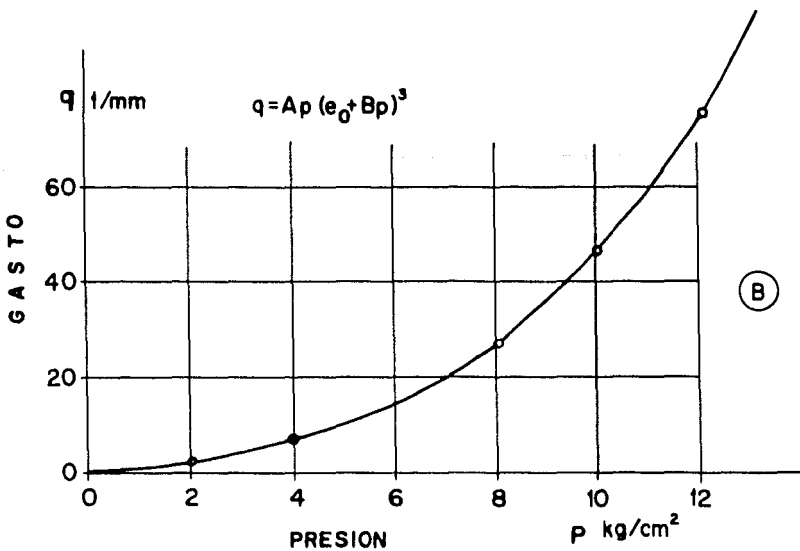
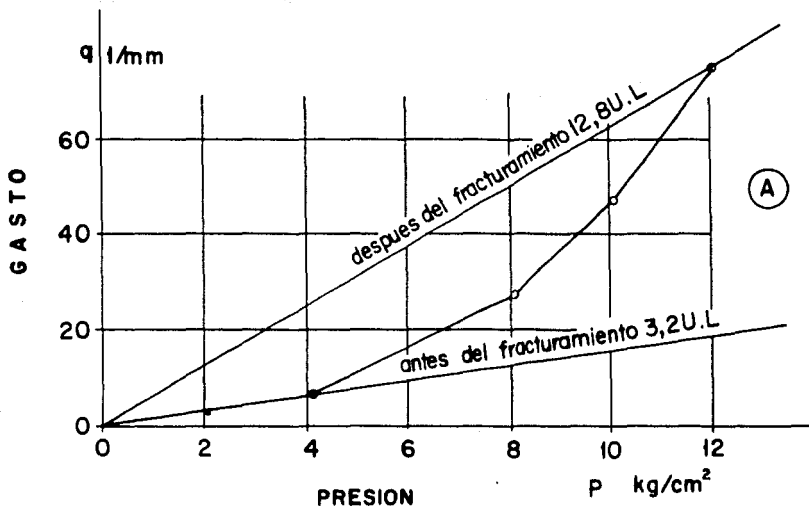


Fig. V-6 b

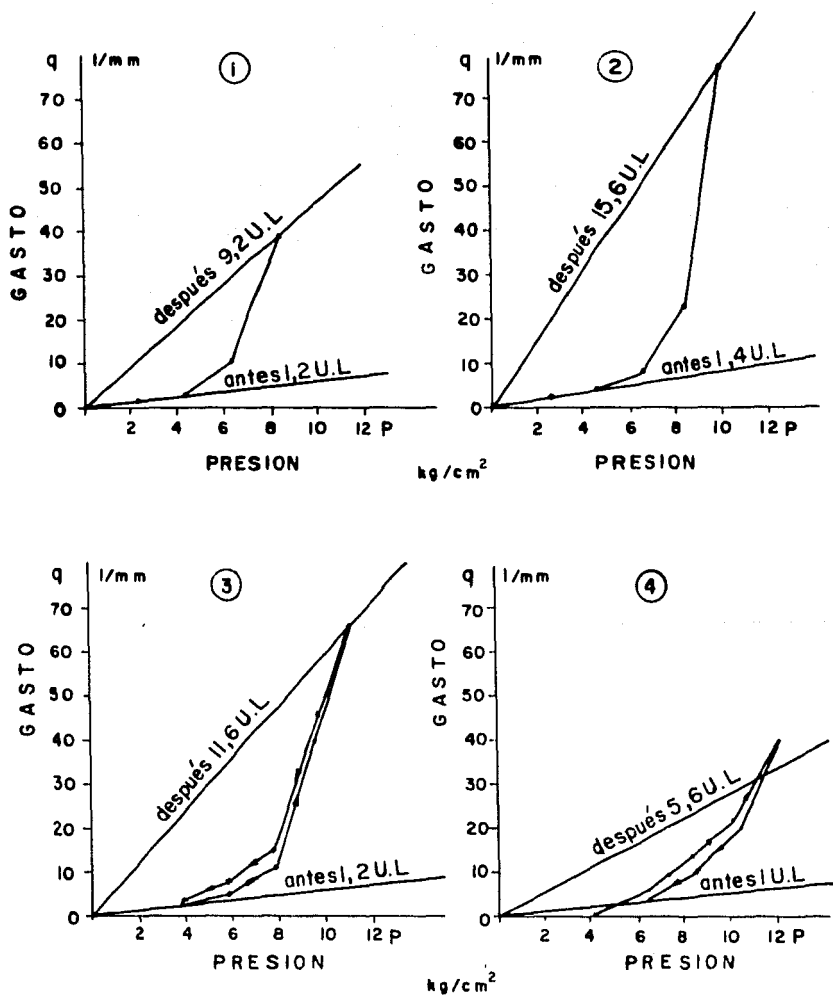


Fig. V-7

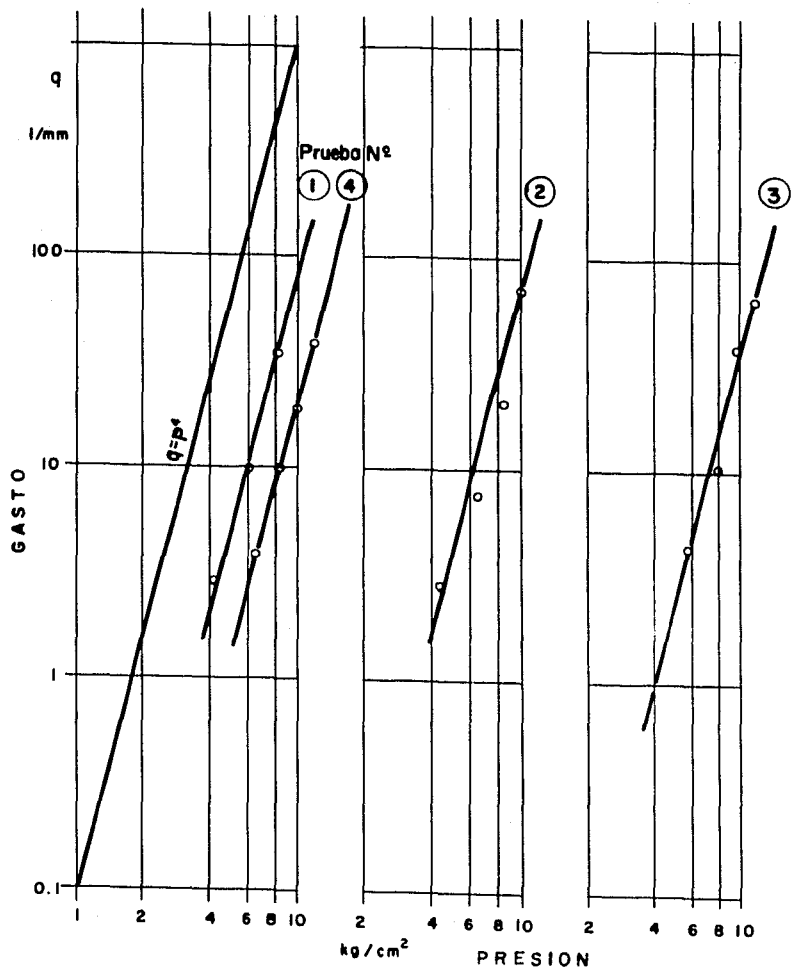


Fig. V-8

y por tanto:

$$q = \frac{\pi}{6 \sqrt{\log \frac{R}{r}}} p \left(e_0 + \alpha \frac{p}{E} \right)^3$$

Si e_0 es pequeño se puede despreciar y obtendremos:

$$q = A p^4$$

siendo A una constante independiente de la presión aplicada.

Este resultado explica que se observa a menudo una pseudo-discontinuidad en las curvas gasto-presión, a partir de la cual los gastos aumentan muy rápidamente. En realidad, esta pseudo-discontinuidad, que por lo general se asemeja a un fracturamiento inducido en la roca al aumentar la presión, se debe a la variación del gasto con la cuarta potencia de la presión en las figuras V-7 y V-8. Es bastante sorprendente comprobar que estos cálculos someros y simplistas, encuentran una justificación experimental notable.

Para calcular el valor de la absorción, en unidades-Lugeon, basta con trazar una recta que representa la ley de la permeabilidad y anotar el gasto correspondiente a una presión de 10 Kg/cm². Si se divide este gasto (expresado en lts/min) entre la longitud de la zona probada se obtendrá el número de U.L. que corresponda a la prueba en estu-

dio. Si se desea tener una noción aproximada de lo que representa una unidad Lugeon, se puede establecer que, si se tuviera un medio poroso y homogéneo, en lugar de roca fisurada, sometido a una prueba de inyección, que diera una absorción igual a una unidad Lugeon, su permeabilidad K sería:

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

2. PRUEBAS PARA LA MEDICION DEL ESTADO DE ESFUERZOS EN LA MASA DE ROCA

Las rocas en su estado natural se encuentran solicitadas por un estado triaxial de esfuerzos inducidos por su peso propio o por movimientos tectónicos.

El conocimiento del estado de esfuerzos es de gran interés en el diseño de excavaciones a cielo abierto y excavaciones subterráneas, así como en la determinación de la estabilidad de macizos rocosos, cortes en roca y en la resistencia de las cimentaciones de grandes estructuras.

Esta determinación del estado de esfuerzos es eminentemente un problema de campo.

Los esfuerzos residuales o esfuerzos internos en la roca pueden ser medidos, mediante una serie de ensayos más-

o menos elaborados que requieren de técnicas y equipo bastante especializado.

Por otro lado, la interpretación de los resultados de ensayos de campo y especialmente su aplicación al diseño de excavaciones requieren de conocimientos teóricos y experiencias constructivas en tal grado que la utilidad práctica que puede obtenerse no resulta muy evidente; sin embargo el continuo avance en el conocimiento del comportamiento de los macizos rocosos a través de observaciones sistemáticas hace que cada día sea más importante conocer el estado de esfuerzos residuales en la corteza terrestre y que las aplicaciones de estos conocimientos aumenten rápidamente.

Los métodos de campo para la determinación del estado de esfuerzos de la roca están basados en la "liberación" o "alivio" de los esfuerzos residuales internos por medio de los cortes que permiten aislar volúmenes determinados, separándolos del resto del macizo rocoso y obligando a que los esfuerzos en estos volúmenes sean nulos. Las deformaciones que experimenta el volumen de roca aislado son indicativos de los esfuerzos internos que actuaban originalmente.

Los métodos comúnmente empleados para la liberación-

de esfuerzos son los siguientes:

A. Prueba de Roseta

Este procedimiento consiste en colocar en una zona lisa o lo más plano posible, de una galería previamente preparada, ocho puntos fijos de referencia.

La distancia entre puntos diametralmente opuestos se mide con un aparato de precisión con suficiente sensibilidad.

Se procede inmediatamente a formar cuatro ranuras que aislan un bloque rectangular figura V-9, y liberan los esfuerzos internos. La medición de las distancias diametrales después de efectuada la liberación, permite calcular -- las deformaciones unitarias en cada una de las cuatro direcciones de la Roseta y mediante la Teoría de la Elasticidad es posible determinar las direcciones de las deformaciones principales empleando el módulo de elasticidad de la roca, previamente determinado, a continuación se calcula la magnitud y dirección de los esfuerzos principales internos de la roca como se verá más adelante; este mismo procedimiento con algunos cambios, tales como al colocar strain gages en tres direcciones, dos perpendiculares y uno a 45° en lugar de los puntos fijos; otro cambio sería el de la zona aislada

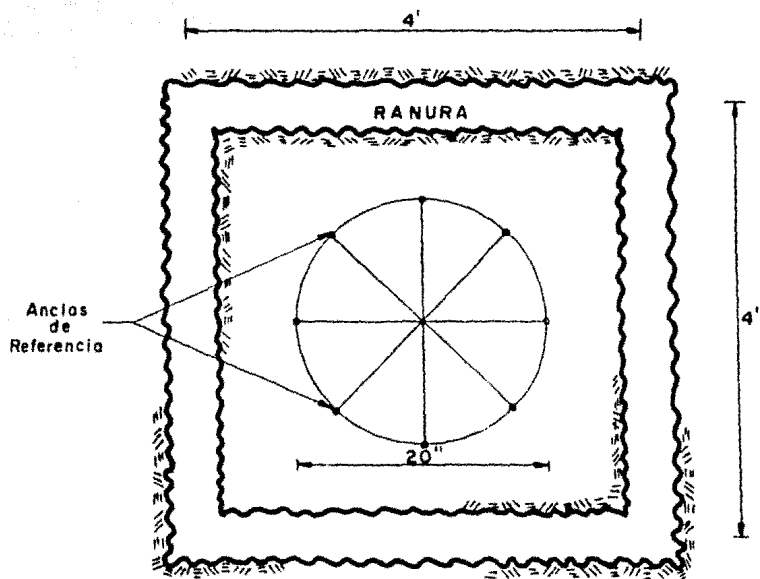
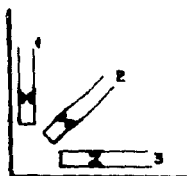


Fig. V - 9

da que en lugar de ser rectangular serfa circular, nos conducen a resultados similares, el método a seguir lo veremos con más detalles.

Procedimiento:

- 1) Preparar la superficie donde se colocará el strain gage tipo Roseta, de acuerdo al instructivo para el pegado de los mismos.
- 2) Pegar el strain gage y tomar las lecturas iniciales en cada uno de los tres gages, identificados de acuerdo a los croquis siguientes:



- 3) Efectuar una ranura alrededor de la roseta, en un círculo de 20 cm., de diámetro, a una profundidad de 50 cm., para producir la liberación de esfuerzos en el punto de estudio.
- 4) Tomar lecturas subsecuentes en los strain gages hasta que se estabilicen las mismas.

- 5) Calcular la magnitud de las deformaciones principales de acuerdo a la siguiente expresión:

$$E_{u, v} = \frac{E_1 + E_3}{2} + \frac{1}{2} (E_1 - E_2)^2 (E_2 - E_3)^2$$

donde:

$E_{u, v}$ = magnitudes de las deformaciones principales máxima y mínima respectivamente.

$E_1 = Q_1 - KQ_3$ = Deformación unitaria en la dirección 1.

$E_2 = (1 + K) Q_2 - K(Q_1 + Q_3)$ = deformación unitaria en la dirección 2

$E_3 = Q_3 + KQ_1$ = Deformación unitaria en la dirección 3.

K = Sensitividad transversal del strain gage.

Q_1, Q_2, Q_3 = lecturas obtenidas directamente del puente registrados para los strain gages 1, 2 y 3 respectivamente.

- 6) Calcular la dirección del esfuerzo principal mayor, respecto a la dirección 1, de acuerdo con la expresión:

$$\alpha = \frac{1}{2} \text{ ang } \tan \left(\frac{2 E_2 - E_1 - E_3}{E_2 - E_3} \right)$$

- 7) Si se conocen de pruebas de laboratorio los valores del módulo de elasticidad E , y de relación de Poisson ν , los esfuerzos principales S_u, v , se calculan con la expresión:

$$S_u = \frac{E}{2(1-\nu)} (E_1 + E_3) + \frac{E}{2(1+\nu)} (E_1 - E_2)^2 + (E_2 - E_3)^2$$

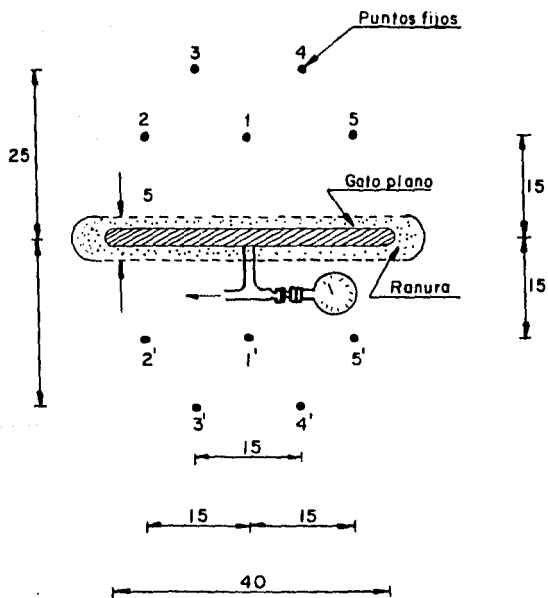
$$S_u = \frac{E}{2(1-\nu)} (E_1 + E_3) + \frac{E}{2(1+\nu)} (E_1 - E_2)^2 + (E_2 - E_3)^2$$

Otro procedimiento para la determinación del estado de esfuerzos en la roca, que abundando en detalle nos proporciona o determina el esfuerzo tangencial a que se encuentran sometidas las paredes de la excavación y que nos determina el módulo de elasticidad de la roca "in-situ" y las propiedades plasto-viscosas de la roca son las llamadas Pruebas de Gato Plano.

B. PRUEBA DE GATO PLANO

El principio es esencialmente el mismo que el utilizado en el procedimiento anterior, solamente que en la ranura perforada en la roca para liberar esfuerzos, se introduce un gato plano al que se le aplica presión hasta que la lectura inicial de los aparatos, modificada por la liberación de esfuerzos se recupera totalmente. La presión mano-

Localización de puntos para lecturas en la prueba de gato plano



Acotaciones en centímetros

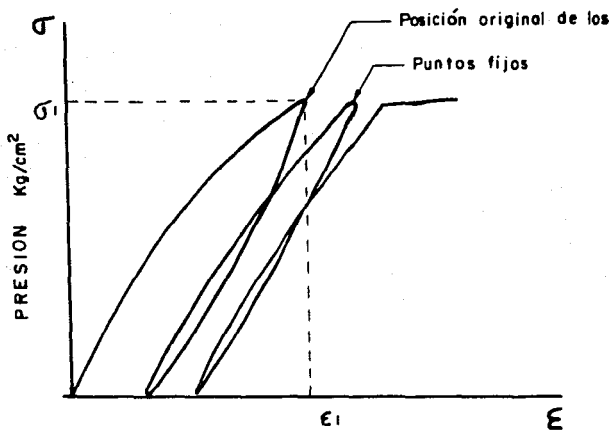
Fig. V-10

métrica en el gato plano se interpreta como la compresión interna de la roca en esa dirección.

El procedimiento en detalle es el siguiente:

- 1) Limpiar la zona en la cual se va a efectuar la prueba dejando una superficie plana (sobre roca no alterada por la excavación).
- 2) Localizar los puntos de referencia de acuerdo al croquis de la figura V-10.
- 3) Hacer una perforación de aproximadamente 10 cm. de longitud, para anclar los puntos fijos mediante dispositivos diseñados para tal efecto.
- 4) Tomar las distancias entre los puntos 1-1', 2-2', 3-3', 4-4', 5-5', 1-3, 1-4, 2-3, y 5-4.
- 5) Hacer una ranura para colocar el gato plano, la abertura será aproximadamente 5 cm. de ancho por 45 cm. de profundidad.
- 6) Tomar nuevamente la distancia entre los puntos indicados en el inciso 4.

- 7) Preparar mortero de cemento-arena (baja relación - agua/cemento, pero trabajable) y rellenar la abertura totalmente.
- 8) Introducir el gato inmediatamente, hasta dejarlo en posición de iniciar la prueba, procurando al final - compactar el mortero (para evitar dejar huecos entre pared de la roca y gato).
- 9) Tomar las distancias entre los puntos mencionados en el inciso (4).
- 10) Iniciar la aplicación de carga y para cada incremento medir la distancia entre los puntos 1-1', 2-2', - 5-5'.
- 11) Al llegar los puntos a la posición original registrar la presión en el manómetro.
- 12) Descargar hasta la mitad de la presión y tomar las lecturas.
- 13) Volver a descargar la otra mitad de la presión que exista y registrar las lecturas.
- 14) Repetir paso (13).



DEFORMACION EN cm.

GRFICA TIPO, PRESION - DEFORMACION

Fig. V-10 a

- 15) Descargar totalmente y tomar las lecturas finales.
- 16) Repetir la prueba como se indica en los incisos 10 - al 15.
- 17) Se vuelve a cargar hasta que coincida la distancia - media entre los puntos de referencia con la distancia original entre los mismos. En ese momento se registra el tiempo y se sostiene la presión por el tiempo de prueba, tomándose lecturas a los 15 min., 30 - min., 1 hora, 2 horas, 4 horas, 8 horas, 24 horas, - 2, 4 días, etc., hasta observar que la deformación - se estabilice.
- 18) Se descarga nuevamente de acuerdo a incisos (12) a - (15).
- 19) Graficar la Presión vs. Deformación para los ciclos - de carga y descarga (Fig. V-10a).
- 20) Obtener en base a las gráficas el módulo de elasticidad in-situ y el efecto plasto-viscoso medido.

C. PRUEBA DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Los ensayos de resistencia de la roca en el campo - pueden llevarse a cabo dentro de galerías o socavones la - brando en el piso con herramienta de mano, bloques de roca - de 70 x 70 cm. de sección transversal y 35 cm. de peralte, - estos bloques se someten a un estado biaxial de esfuerzos, - mediante la aplicación de una carga vertical y una carga li - geramente inclinada con respecto a la horizontal.

Para diversos valores del esfuerzo vertical se deter - mina el esfuerzo cortante horizontal que produce la falla y se miden mediante el empleo de extensómetros, tanto los des - plazamientos horizontales como los verticales del bloque. - La figura V-11 ilustra el arreglo de los gatos hidráulicos - soportantes y los extensómetros en un ensayo de cortante di - recto del tipo utilizado por Serafim.

Los ensayos de resistencia al corte permiten median - te la interpretación de las deformaciones verticales y hori - zontales, la determinación de las características de defor - mabilidad de la roca, simultáneamente con las característi - cas de resistencia.

Otro procedimiento para determinar la resistencia al corte de rocas blandas es el desarrollado por Marsal de la-

ENSAYO DE CORTANTE EN LA ROCA

(Serafim LNEC)

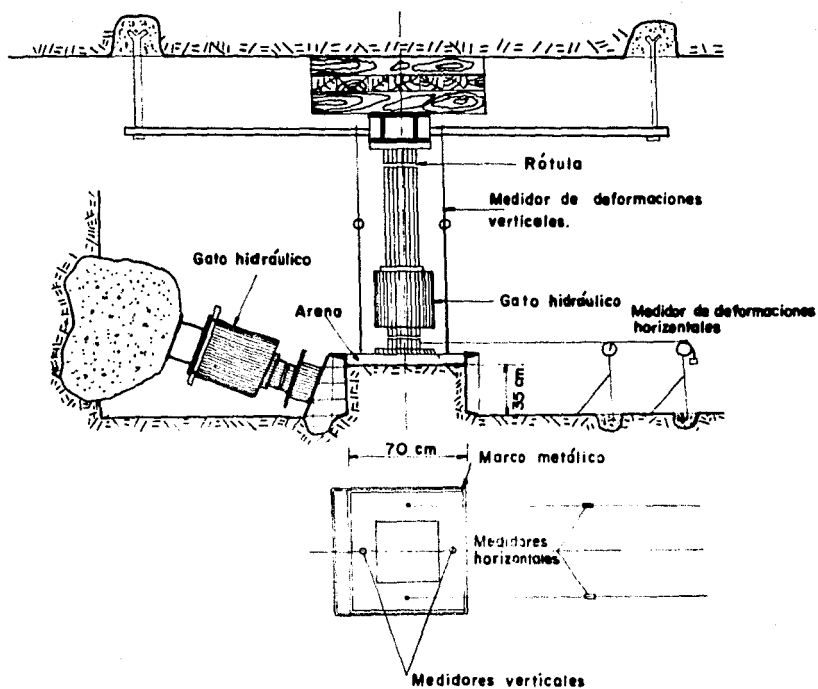


Fig. V- 11

Comisión Federal de Electricidad para el ensayo de lutitas o pizarras. El aparato consiste en un disco de acero con 72 cuchillas radiales y una superficie de corte de 0.5 m^2 , los esfuerzos cortantes se transmiten a la roca mediante un par de torsión aplicado por dos gatos hidráulicos que se apoyan en un marco metálico, los esfuerzos verticales se aplican al disco mediante otro gato hidráulico de 50 toneladas que reacciona contra una plataforma lastrada. Se ilustra en la figura V-12.

Como ejemplo de aplicación expongo a continuación aspectos generales y criterios que se siguieron para llevar a cabo una prueba de resistencia al esfuerzo cortante en roca como parte del estudio realizado para la ejecución de la Presa Morrow Point en los EE.UU.

a). Aplicación de Cargas

Se emplearon dos gatos hidráulicos para activar las cargas vertical e inclinada, que aplican la fuerza normal y el esfuerzo cortante al espécimen durante la prueba; cada uno de los gatos fueron capaces de producir una presión de 10,000 libras por pulgada cuadrada (2.54 cm^2).

b). Instrumentación

Los desplazamientos verticales y horizontales en el-

DEPOSITO PARA ENSAYOS DE CORTANTE (Marsal CFE)

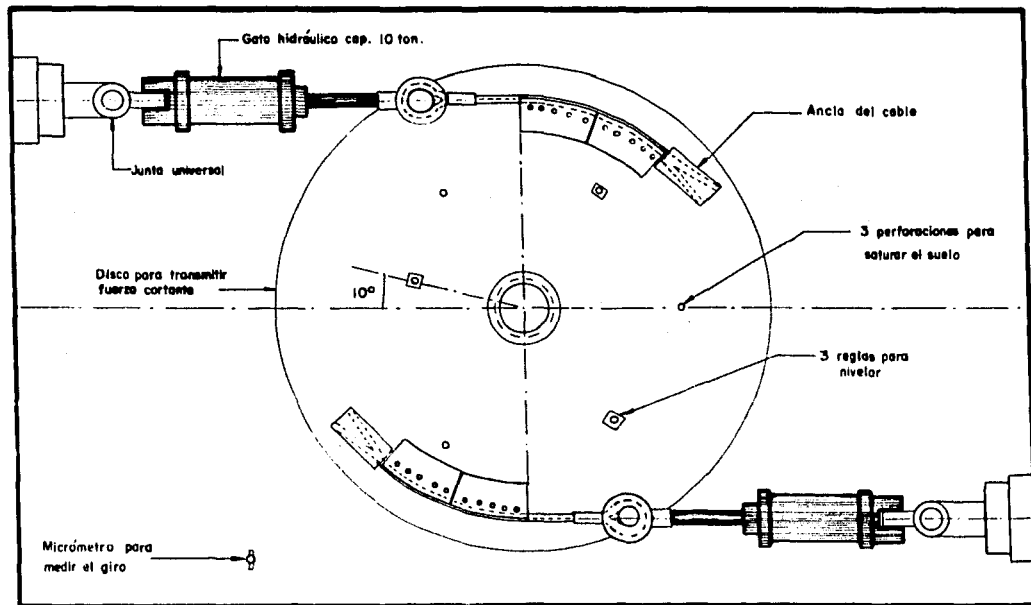


Fig. V-12

laboratorio fueron medidos con micrómetros.

El desplazamiento vertical de la parte superior del block fue medido por 4 micrómetros capaces de registrar lecturas hasta 0.001 de pulgada en el vástago. En la parte de abajo del block el desplazamiento vertical fue medido con 4 micrómetros que dieron una lectura directa de 0.0001 de pulgada con una carrera de un cuarto de pulgada.

Ya que se sabía anticipadamente que la parte baja del block tendría un movimiento menos perceptible con lo cual se necesitaba más sensibilidad en los instrumentos; para desplazamientos horizontales de la parte superior del block se utilizaron también 4 micrómetros que dieron aproximación de 0.0001 de pulgada con una carrera límite de 3 pulgadas.

Las 3 pulgadas de carrera son utilizadas para conocer el desplazamiento permitido por la fuerza friccionante. En la parte inferior del block el movimiento horizontal fue medido con 2 micrómetros que dieron una aproximación de 0.0001 de pulgada con una carrera de un cuarto de pulgada. Los puntos de contacto para el vástago de los micrómetros donde se ensaya, tienen un cementante de resina epoxy en la superficie de la roca que penetra dentro de la roca 1/2 pulgada en una barrenación que se le hace al block de ensaye.

En la zona de influencia de la prueba solamente se utilizaron 8 micrómetros para medir el movimiento de la parte superior del block donde se consideró necesario. Un armazón de una pulgada anclado en barrenos rellenos de lechada alrededor del block, soportó la instrumentación.

c). Procedimiento de la Prueba

Primero, se colocan en cero los micrómetros estando ya en contacto con el espécimen, después se aplica una carga normal de 400 libras por pulgada cuadrada en la zona de cortante para las cargas verticales en la parte superior del block.

La carga normal de 400 libras por pulgada cuadrada es representativa de la carga que ejerce la Presa en la cimentación rocosa. Después de que la fuerza normal fue aplicada se realizarán en los micrómetros donde el esfuerzo cortante fue aplicado por los gatos inclinados, en incrementos de 250 libras por pulgada cuadrada.

Cuando se decidió aplicar dentro de los componentes horizontal y vertical, un incremento de 250 libras por pulgada cuadrada en los gatos inclinados, ésto representó un incremento de 54 libras por pulgada cuadrada del esfuerzo cortante y un incremento de 10 libras por pulgada cuadrada-

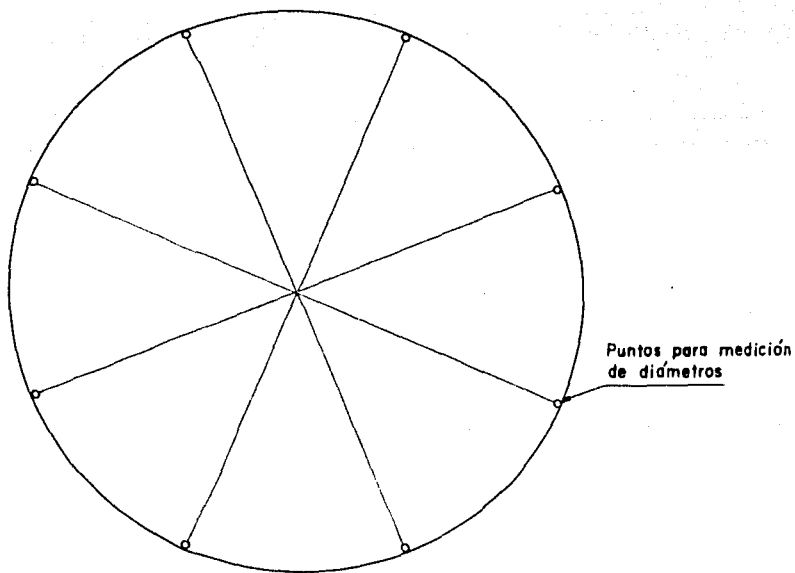
de la carga normal sobre la zona de cortante. La carga normal incrementada y aplicada por los gatos inclinados, fue compensada por estar reduciendo la carga aplicada por el gato vertical que mantuvo una carga normal cortante de 400 libras por pulgada cuadrada en la zona de cortante.

Los instrumentos detectaron lecturas después de cada incremento de aplicación de carga, procedimiento repetitivo hasta que la falla por cortante se alcanzó. Cuando la falla ocurre, un súbito decremento en las cargas inclinadas y un súbito incremento en la carga vertical se presenta en las rocas probadas en cortante.

D. EXTENSOMETROS

Son dispositivos de gran utilidad en la medición de deformaciones ya que en función de ellos podemos conocer estados de esfuerzos. Consisten en dispositivos para medir desplazamientos entre dos puntos y los hay desde los que proporcionan aproximaciones de centímetros hasta los extensómetros eléctricos que nos proporcionan centésimas de milímetro.

Su utilidad tiene diversidad de aplicaciones entre ellas podemos mencionar las condiciones de:



Localización de puntos para medición de convergencia
(sección circular)

- a). Desplazamientos relativos
- b). Desplazamientos absolutos
- c). Esfuerzos en la roca
- d). Cambio de curvatura
- e). Esfuerzos en revestimiento y anclajes

Ejemplos:

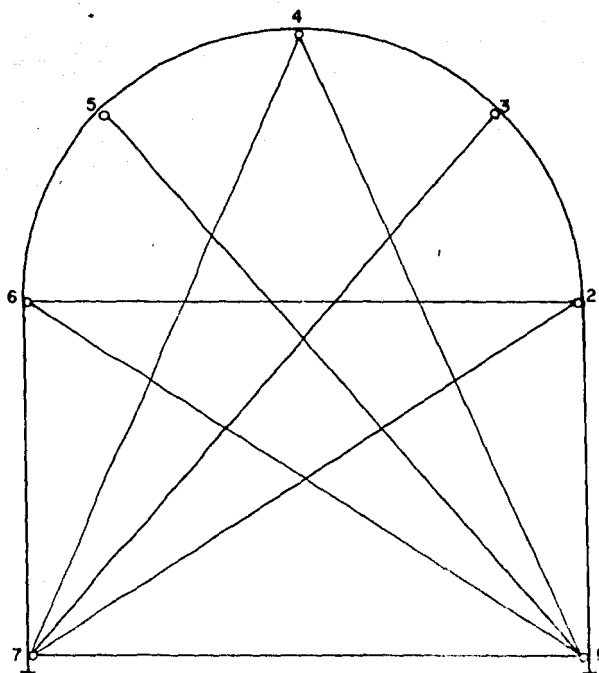
Mediciones de Convergencia

Con este tipo de prueba podemos valuar la presión de roca sobre ademe, por medio de la curva de reacción del ademe, mediante la determinación de la deformación del túnel - antes de la colocación del mismo. Nos fijamos como meta, medir las deformaciones diametrales dentro del túnel, el procedimiento a seguir es el siguiente:

- 1) Marcar los puntos de medición en las paredes del túnel, según figuras V-12 y V-13, tan pronto como sea posible después de que el frente de excavación haya cruzado la estación por instrumentar (posiblemente - en la actividad de barrenación del ciclo siguiente.)
- 2) Efectuar una perforación de 10 cm. de profundidad en cada punto.
- 3) Introducir un taquete expansor en la perforación y -

adaptarle un perno, diseñado exprofeso, el cual debe adaptarse al sistema de medición.

- 4) Fijar el extensómetro portátil y el alambre invar a los pernos mencionados en el inciso (3). El extensómetro tiene un sistema de resortes que producen una tensión constante en el alambre invar.
- 5) Tomar una lectura inicial en el puente de Wheatstone, de la deformación registrada por el potenciómetro en el extensómetro portátil.
- 6) Remover el extensómetro y el alambre invar de los pernos fijos.
- 7) Tomar lecturas cada 8 horas, espaciándolas más de acuerdo a como se observen las variaciones de las mismas, las lecturas se harán de acuerdo a la figura V-12 anexa: 1-6, 1-5, 1-4, 7-3, 7-2, 6-2, y 7-1.
- 8) Graficar la relación Deformación Tiempo y dibujar a una escala adecuada las secciones deformadas del túnel.
- 9) Para valuar en forma aproximada la presión sobre el ademe es necesario conocer aproximadamente la ley de-



Localización de puntos para medición de convergencia

variación de la reacción de la roca, conocer la de -
 formación que ha sufrido el túnel desde su excava -
 ción hasta el momento en el cual se coloca el ademe y
 conocer la curva de reacción del ademe (Fig. V-14a).

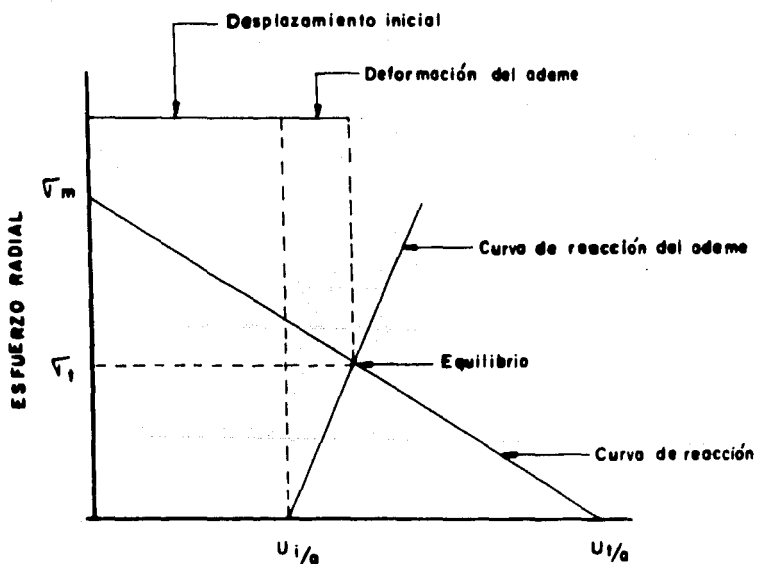


Fig. V - 14 a

Donde:

σ_m = Esfuerzo radial medio al hacer la excavación

σ_z = Esfuerzo geostático sobre la clave del túnel

σ_t = Esfuerzo actuante sobre el ademe

$$S_m = \text{Rigidez del material} = \frac{2 E_m}{(1 + K_0)(1 - \nu)}$$

E_m = Módulo de elasticidad del material

ν = Relación de Poisson

K_0 = Coeficiente de empuje "en reposo" = σ_h / σ_2

h = Esfuerzo horizontal correspondiente al esfuerzo vertical geostático (σ_2).

$$\begin{aligned} Uf/a &= \text{Reducción relativa final del radio del túnel} \\ &= \sigma_2 \frac{1 + \nu}{E_m} \end{aligned}$$

$$S_a = \text{Compresibilidad del ademe} = E_a \frac{t}{a}$$

E_a = Módulo de elasticidad del material que constituye al ademe

t = Espesor del ademe

a = Diámetro exterior del ademe

MEDIDORES DE LA PROFUNDIDAD DE AFECTACION

Nuestro objetivo será: determinar la altura sobre la clave del túnel, a la que el macizo rocoso se va afectando - por la excavación del mismo, para calcular, en base a lo anterior, la carga de roca H_c y las metas que pretendemos alcanzar serán:

- 1) Definir la relación Desplazamiento-Tiempo de cada uno de los puntos fijados observados, localizados a las siguientes alturas sobre la clave del túnel: $0.25 H_c$,

DIAGRAMA ILUSTRATIVO PARA MEDICION DE PROFUNDIDADES DE AFECTACION DE AFECTACION

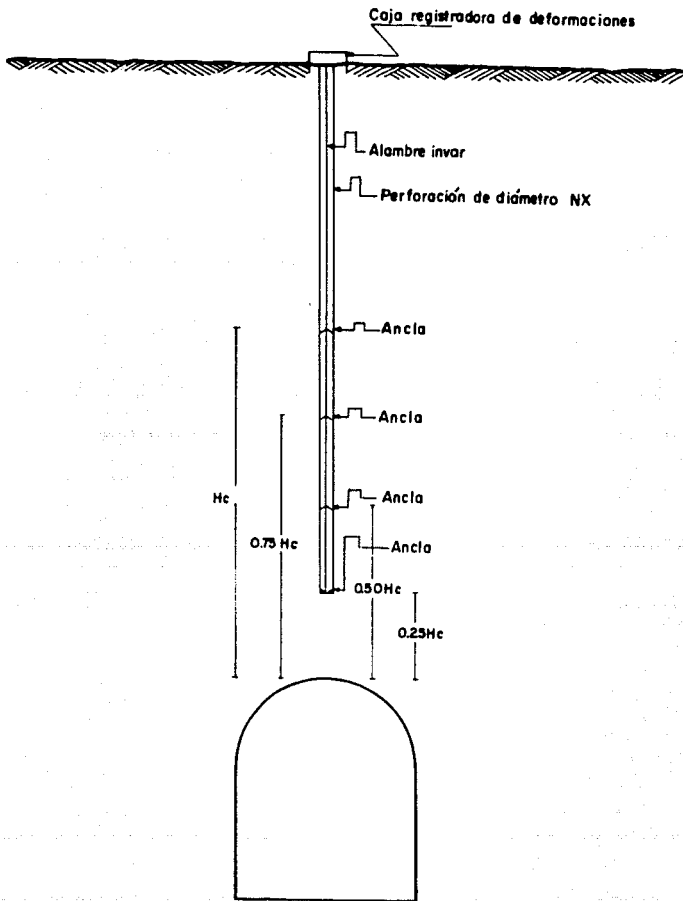


Fig. V-14

0.50 Hc, 0.75 Hc y Hc.

- 2). Determinar la localización del punto con cero desplazamiento más cercano a la clave del túnel, en una vertical por arriba de ésta, mediante la curva Desplazamientos Máximos-Distancias Verticales sobre la clave.

Procedimiento:

1. Se efectúa una perforación de diámetro de 5.46 cm (NX) hasta la profundidad que produzca un techo sobre la clave de 0.25 Hc (Hc = carga de roca calculada).
2. Se instalan los puntos fijos a las paredes de la perforación mediante aditamentos expansores situados en el extremo de cables o barras las que se llevan hasta la superficie y se fijan al dispositivo de medición. Cada punto fijo deberá estar situado a 0.25 Hc, 0.50 Hc, 0.75 Hc y Hc sobre la clave del túnel.
3. Se toman lecturas cada 12 horas en cada punto a partir de cuando el frente de excavación del túnel se encuentre a una distancia de la estación instrumentada igual a 50 D, (D= diámetro del túnel en m.). --

Cuando esta distancia se reduzca a una vez el diámetro las lecturas se harán cada 4 horas. Será necesario tomar la lectura inmediatamente cuando el frente de excavación pase por la estación instrumentada, para registrar la máxima deformación elástica que produce la excavación. A partir de este momento y hasta cuando el frente se haya alejado a una distancia de 50 D de la estación, las lecturas se harán cada 4 horas. Posteriormente se tomarán lecturas cada 12 horas hasta que se estabilicen las mismas.

4. Con los datos anteriores se grafica la relación In - cremento de Deformación-Incremento de Tiempo, para determinar en qué momento se producen las deformaciones máximas, en función de la distancia entre el frente del túnel y la estación instrumentada, para cada punto.
5. Se grafica la relación Deformación Acumulada-Tiempo, determinando la deformación máxima que se presenta en cada punto fijo.
6. Se grafica la relación Desplazamiento Máxima - Distancias Verticales sobre la clave para, extrapolando dicha relación, obtener la distancia sobre la clave que corresponde a un desplazamiento igual a cero.

7. Para determinar la carga de roca medida, H_c , se multiplica la altura correspondiente a desplazamiento - cero por el peso volumétrico del material en la condición en que se encuentre.

este ejemplo se ilustra con la figura V-14.

PRUEBA DE PLACA

Los ensayos de deformabilidad de la roca "in situ" - son los que se efectúan con más frecuencia para el estudio del comportamiento de los macizos rocosos. El objeto primordial que se persigue al llevarlos a cabo es la determinación de un módulo de elasticidad o deformabilidad medio que permita analizar el efecto de las deformaciones de la cimentación, en el comportamiento de las estructuras. No resulta fácil definir este módulo medio, en vista de la forma de las curvas Esfuerzo - Deformación en la carga y la descarga. Se considera más adecuado hablar de módulos de deformabilidad y fijar el nivel de esfuerzos al que fueron obtenidos - así como el criterio que se guió para definirlos.

Existen diferentes métodos para determinar "in situ" estos módulos, uno de ellos es el método conocido como Prueba de Placa, el cual consiste en la aplicación de gatos hidráulicos y placas de distribución que transmiten cargas di

rectamente contra las paredes de la galería, son indiscutiblemente los más utilizados en investigaciones de campo.

La placa de distribución es casi siempre circular y de diámetro tal que distribuye la carga en aproximadamente 1 m^2 de superficie. Esta placa puede ser rígida o flexible; en cualquier caso, el cálculo de los módulos de elasticidad se efectúa asumiendo que el macizo rocoso es un sólido infinito, elástico, homogéneo e isótropo.

Los desplazamientos de las paredes normalmente se miden en el centro de aplicación de la carga, para lo cual la placa de apoyo tiene un agujero central; aunque en ocasiones también se miden desplazamientos en otros puntos a lo largo de un diámetro y aún fuera del área de aplicación de los esfuerzos.

Según la ecuación de Boussinesq, se tiene que para un semiespacio elástico e infinito:

$$\text{Donde: } E = X P \frac{1 - \nu^2}{\delta} R$$

E = Módulo de elasticidad (Kg/cm^2)

P = Presión Kg/cm^2

δ = Desplazamiento (cm)

R = Radio de la placa (cm)

ν = Coeficiente de Poisson

K = Coeficiente que depende del punto de medición de los desplazamientos y de la rigidez de la placa.

para = 0; K = 2

para = R; K = $\frac{4}{\pi}$

La medición de las deformaciones de roca se efectúa en una o en ambas paredes de la galería, utilizando extensómetros mecánicos.

En el diagrama de la figura V-15 se pueden ver los resultados de una prueba efectuada para determinar el módulo de elasticidad de un conglomerado de la cimentación del Puente Metlac, entre Orizaba y Córdoba, México.

La prueba se realizó con aplicaciones sucesivas de carga y descarga para rangos de esfuerzos de 2 a 6 Kg/cm², de 2 a 12 Kg/cm², y de 2 a 20 Kg/cm², además se mantuvieron con el tiempo los incrementos de carga de 6, 12 y 20 Kg/cm² así como en la descarga, con el objeto de observar la variación de la deformación con el tiempo, habiendo observado que las deformaciones se estabilizan dentro de los 15 minutos a partir de la aplicación de carga. El resultado de los ciclos de carga y descarga, así como la forma de los la

COMPARACION DE LAS DEFORMACIONES ELASTICAS
MEDIDAS "IN SITU" CON LAS CURVAS TEORICAS

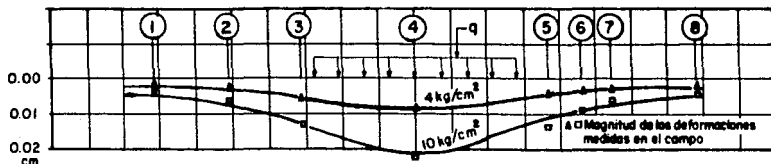


FIG. 1 - COMPARACION DE LOS RESULTADOS DE CAMPO CON LAS CURVAS TEORICAS DETERMINADOS PARA ESFUERZOS EFECTIVOS DE 4 Y 10 kg/cm^2

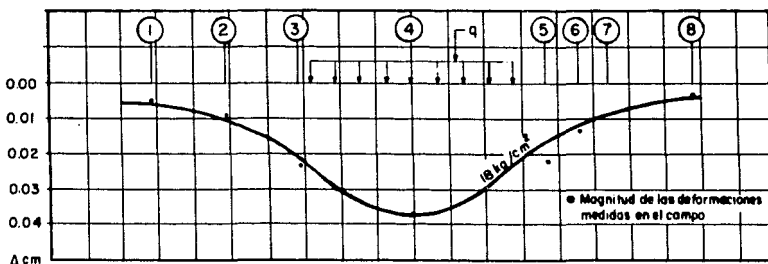
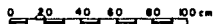


FIG. 2 - COMPARACION DE LOS RESULTADOS DE CAMPO CON LAS CURVAS TEORICAS DETERMINADOS PARA ESFUERZOS EFECTIVOS DE 18 kg/cm^2

ESCALA HORIZONTAL



- ④ PUNTOS DE MEDICION
- △ DEFORMACIONES PARA $q = 40 \text{ kg/cm}^2$ (diferencia entre puntos 4 y 7^M)
 - DEFORMACIONES PARA $q = 10 \text{ kg/cm}^2$ (diferencia entre puntos 15 y 17)
 - DEFORMACIONES PARA $q = 10 \text{ kg/cm}^2$ (diferencia entre puntos 41 y 45)
 - CURVAS TEORICAS DE LAS DEFORMACIONES PARA $E = 48300 \text{ kg/cm}^2$
 - * VER EL DIAGRAMA "DEFORMACIONES VS PRESION"

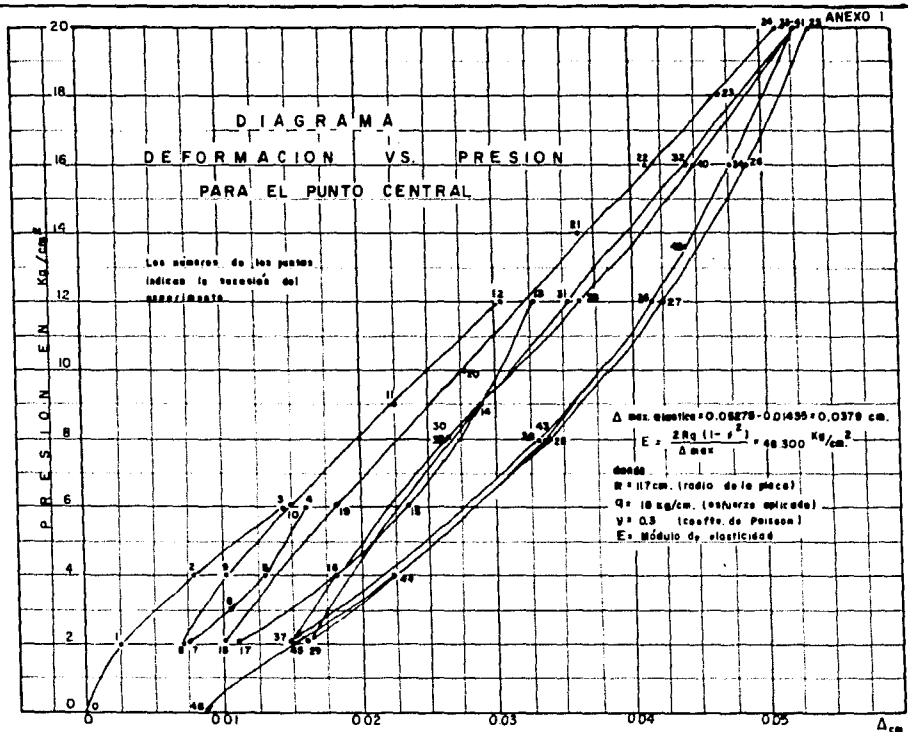


Fig. V-16

zos de histéresis se muestran en la figura V-15.

La determinación del módulo de elasticidad se realizó considerando los siguientes criterios:

1. Por medio de la ecuación de Boussinesq.
2. Por comparación de la curva teórica de deformación de un cuerpo elástico y el de la roca natural, al ser deformado en su superficie bajo las condiciones de carga expresadas en la figura V-16.

Como se puede ver en los diagramas presentados, la coincidencia de los resultados es bastante buena.

Dentro de la instrumentación en túneles es importante considerar la determinación de las cargas transmitidas por el macizo rocoso al sistema de soporte temporal del túnel cuando está constituido por marcos metálicos.

Para este fin se realizan las pruebas que a continuación describiremos:

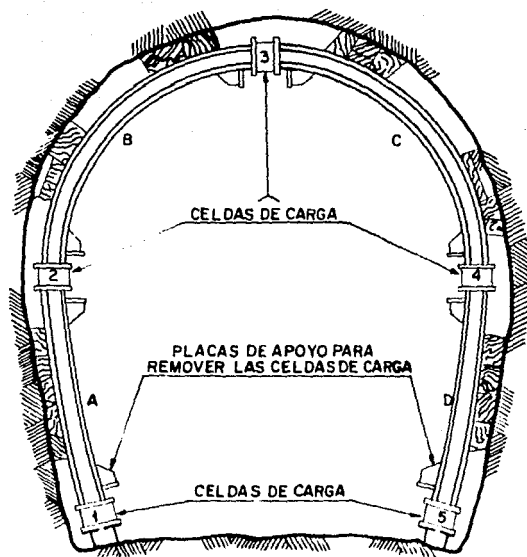
PRUEBAS CON CELDA DE CARGA

Procedimiento:

1. Soldar los soportes de apoyo para gatos hidráulicos a los extremos de los marcos, para permitir la recuperación de las celdas de carga.
2. Colocar los soportes, donde reaccionarán las celdas de carga, perfectamente apoyados contra el piso del túnel.
3. Sobre dichos soportes fijar las celdas identificadas como 1 y 5 (en caso de que el anillo metálico esté compuesto de 4 elementos).
4. Apoyar sobre las celdas los marcos identificados con las letras A y D.
5. Colocar en los extremos superiores de los elementos A y D las celdas de carga 2 y 4.
6. Apoyar sobre las celdas los arcos metálicos B y C, cerrando perfectamente el anillo con la celda No. 3.
7. Verificar el apoyo de los marcos contra todas las celdas y tomar la lectura inicial en ellas.
8. "Amacizar" o "recibir" las paredes de la excavación contra los marcos armados, mediante vigas, tablon-

y cuñas de madera, asegurándose que proporcionen con tinuidad al sistema túnel-ademe.

9. Realizar nuevas lecturas en las celdas de carga.
10. Tomar las lecturas después de efectuadas las trona - das subsiguientes, registrando los cadenamientos co - rrespondientes a cada una de ellas, así como el tiem po transcurrido entre las mismas.
11. Cuando se tenga la certeza absoluta de que los mar - cos no registrarán algún incremento de carga, proce - der a remover las celdas, levantando con un gato hi - dráulico los marcos, apoyados contra los soportes - soldados a los mismos expofeso, y colocando tramos - de vigueta para sustituir a las celdas.
12. Graficar las relaciones Incremento de Carga-Tiempo - Transcurrido e Incremento de Carga-Distancia del - Frente de Excavación.
13. Mediante las curvas de calibración de las celdas de - carga, transformar las lecturas del manómetro regis - tradas por las mismas (en lb/in^2 o Kg/cm^2) a carga - en toneladas, previamente a la elaboración de las - gráficas indicadas en el inciso (12).



SE ILUSTRA LA FORMA DE COLOCACION DE CELDAS DE CARGA EN UN MARCO METALICO

C A P I T U L O V I

INSTRUMENTACION DE UN TUNEL

1. Antecedentes de la Instrumentación
2. Tipo y funcionamiento de los Instrumentos
3. Localización de los Instrumentos
4. Resultados Obtenidos

INSTRUMENTACION DE UN TUNEL

1. ANTECEDENTES DE LA INSTRUMENTACION

El objeto de nuestra atención se centra en el túnel de desvío de la Presa Bacurato ubicada en el Estado de Sinaloa.

El túnel está alojado en un macizo rocoso muy fracturado y en todas direcciones, es una toba riolítica cuyos innumerables fragmentos están íntimamente ligados y en algunos estrato blando arcilloso que es el contacto de la toba riolítica con brecha andesítica que le subyace, también muy fracturada, empacada en arcilla y rellenos de calcita; en esta zona de roca brechosa es donde se atraviesan los túneles en cuestión.

Estando la toba riolítica superior muy fracturada - apoyada sobre un estrato blando, indudablemente que existía

un estado latente de desequilibrio, mismo que se incrementó al iniciarse las excavaciones hasta llegar al colapso del derrumbe en la parte frontal de la salida de los túneles.

Este panorama hizo pensar en observar mediante ins - trumentos el comportamiento del macizo rocoso.

Un primer intento fue colocar placas fotoelásticas - en los marcos que forman la estructura de soporte.

Esto se realizó con el fin de comprobar si se incrementaban las cargas de roca sobre los marcos, pero al no - existir incremento en las cargas no se registró ninguna lec - tura.

De allí surgió la inquietud de parte de la Oficina - de Mecánica de Rocas y Análisis Experimental de Esfuerzos - del Departamento de Ingeniería Experimental de la S.A.R.H. - de continuar observando con instrumentos más especializados el comportamiento de los macizos rocosos, a fin de obtener mayor experiencia en cuanto al conocimiento del comporta - miento de los mismos y con ello mejorar los proyectos pro - puestos de estabilidad de obras subterráneas.

Con este propósito se instrumentó uno de los túneles de desvío y una galería de inspección en la forma y con el-

equipo que se menciona más adelante.

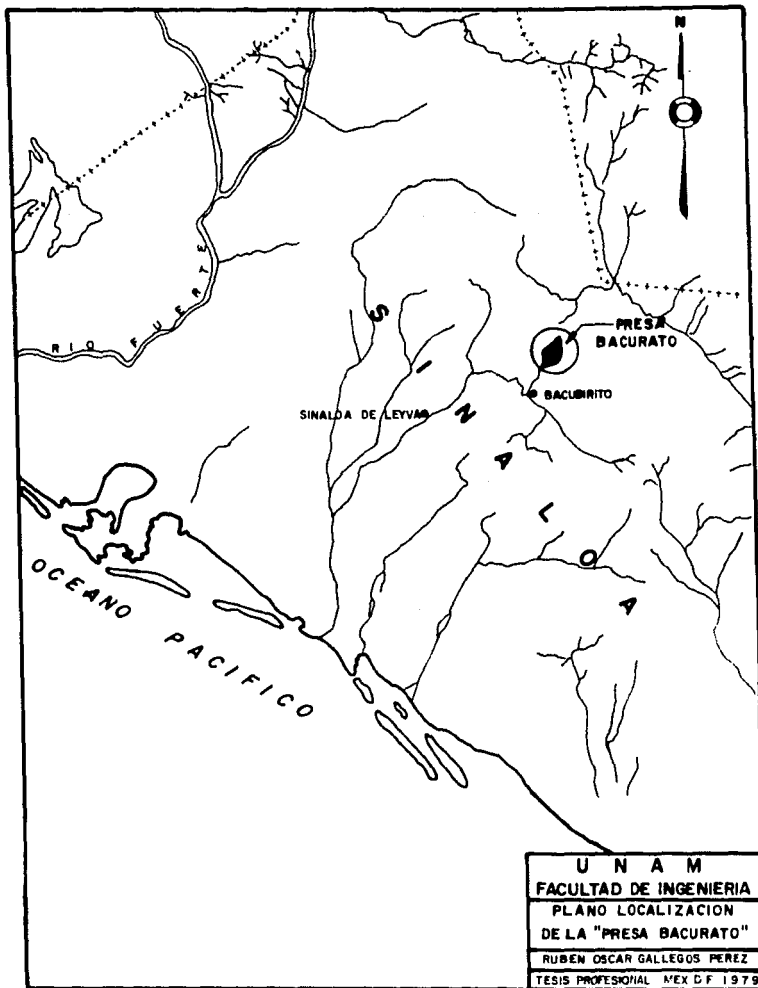
Cabe recalcar que el estudio y los resultados aquí comentados son producto de la primera experiencia obtenida por la Oficina de Mecánica de Rocas y Análisis Experimental de Esfuerzos de la S.A.R.H.

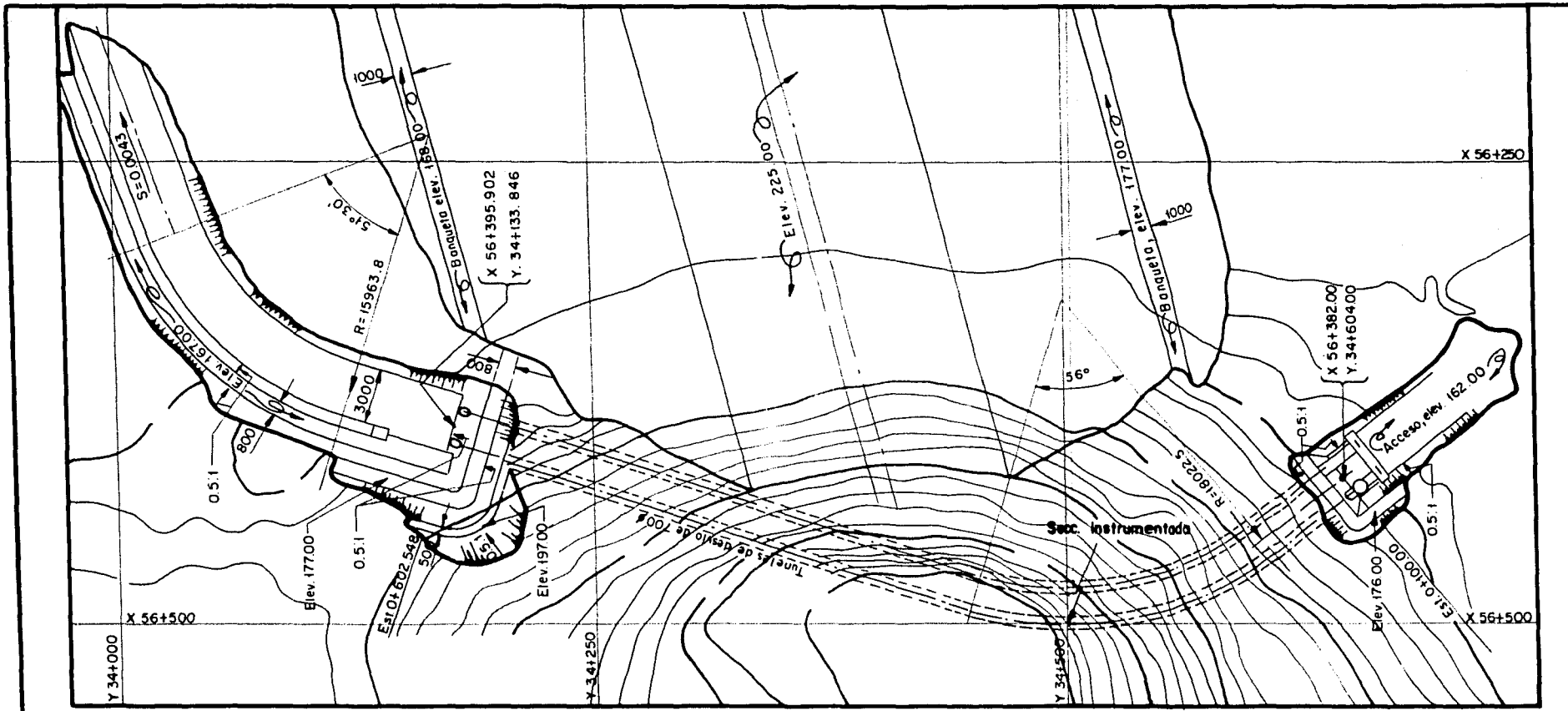
2. TIPO Y FUNCIONAMIENTO DE LOS INSTRUMENTOS

Debido a que no fue posible interrumpir las actividades de excavación en el túnel y en la galería de inspección se optó por dividir la instrumentación proyectada en dos zonas: en el Túnel de Desvío y en la Galería de Inspección e Inyección.

La instrumentación realizada en el túnel de desvío, consistió en la colocación de Celdas de Carga en la base de los marcos que sirven de ademe; en estos instrumentos no se registraron cargas, ya que suponemos, que ya había pasado el asentamiento del macizo rocoso y que había logrado auto-soportarse cuando se colocó el retaque de madera entre el ademe y la roca.

También se realizaron mediciones de convergencia en la forma siguiente: se habían suspendido las excavaciones en el portal de entrada y se continuaba excavando en el por

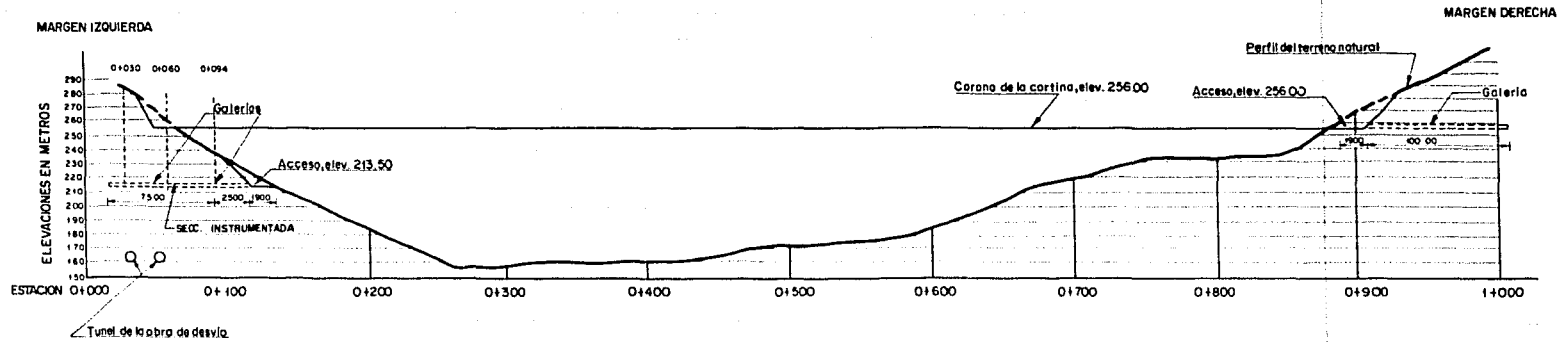




U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA
LOCALIZACION DE LA INSTRUMENTACION EN EL TUNEL 1 DE LA OBRA DE DESVIO DE LA "PRESA BACURATO"
RUBEN OSCAR GALLEGOS PEREZ
TESIS PROFESIONAL MEXICO D.F., 1979

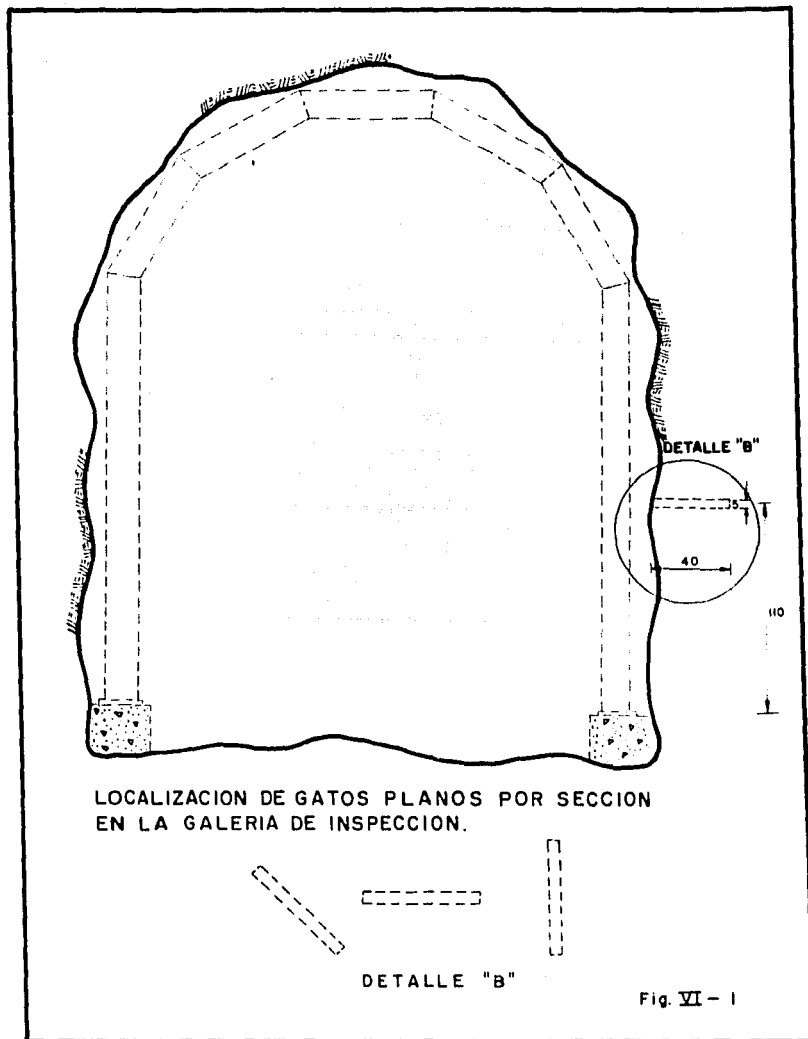
LOCALIZACION

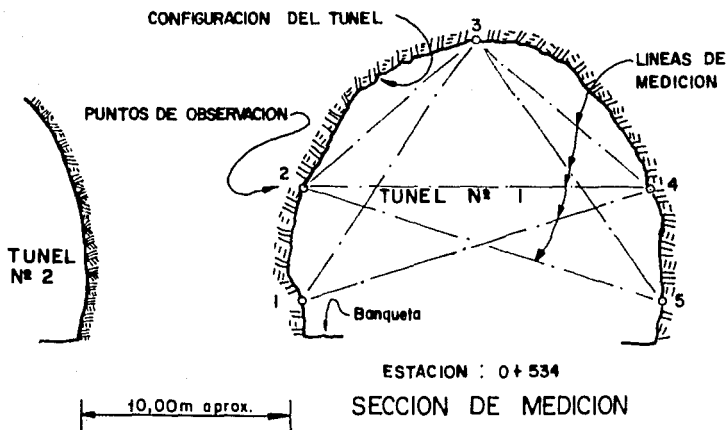
PRUEBA	ESTACION
Roseta	0+065
Gato plano	0+065



PERFIL POR EL EJE DE LA CORTINA

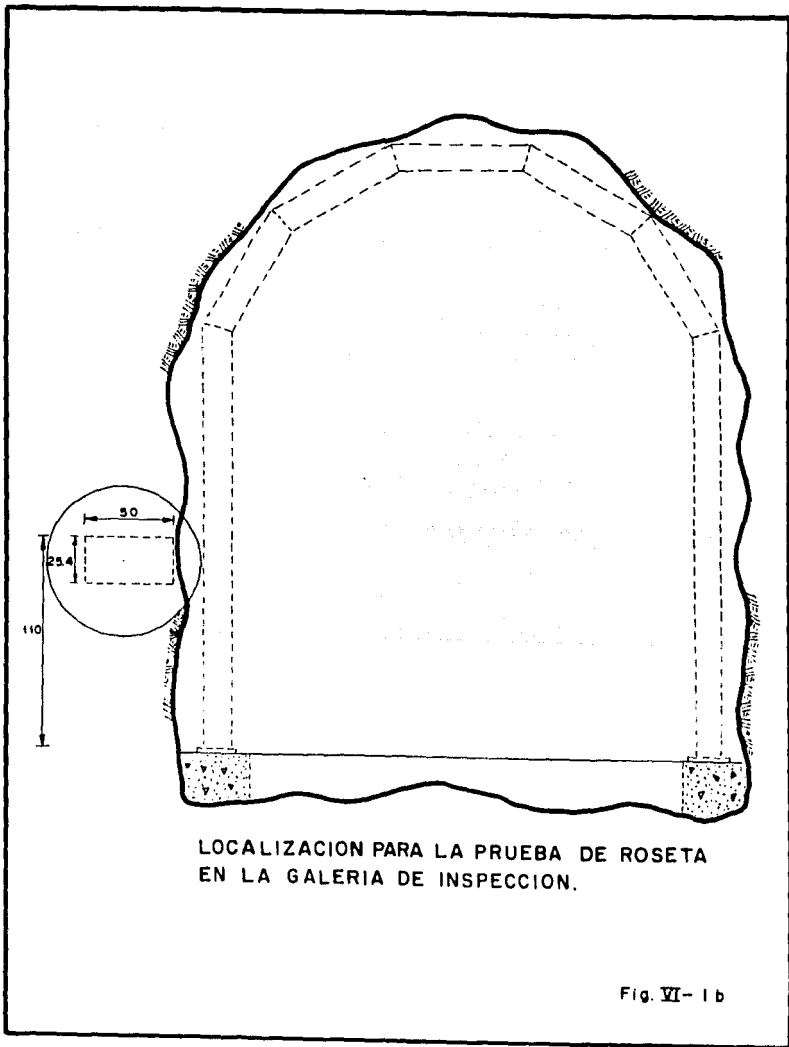
UNAM
 FACULTAD DE INGENIERIA
 LOCALIZACION DE LA INSTRUMENTACION
 EN LA GALERIA DE INSPECCION DE
 LA "PRESA BACURATO"
 RUBEN OSCAR GALLEGOS PEREZ
 TESIS PROFESIONAL MEXICO D.F. 1979

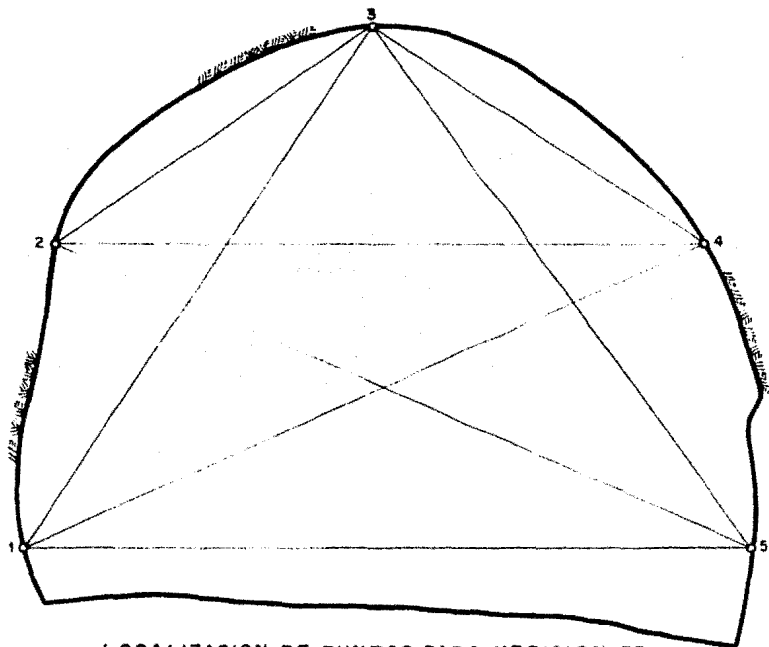




PRESA "BACURATO", SIN.
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 OFICINA DE MECANICA DE ROCAS Y A. E. DE E.

Fig. VI - 1 a





LOCALIZACION DE PUNTOS PARA MEDICION DE
DESPLAZAMIENTOS DIAMETRALES EN EL TUNEL.

Fig. VI-1c

tal de salida; las mediciones de convergencia se realiza -
ron en el kilometraje 34 + 500 que fue el lugar donde se -
suspendió la excavación del portal de entrada hacia el por-
tal de salida, se tomaron lecturas periódicas conforme se -
iba excavando hacia la entrada hasta lograr la comunicación
total en el túnel. El resumen de estos resultados aparecen
en la tabla VI-1 que se anexa.

En la Galería de Inspección e Inyección, se instruo -
mentó una sección que corresponde al kilometraje 0 + 65 donde
se colocaron: gatos planos en tres direcciones: uno hori-
zontal o mejor dicho, paralelo a la plantilla de la Galeri-
a de Inspección, otro vertical y finalmente otro a 45°; -
la colocación de toda la instrumentación se hizo siguiendo-
los procedimientos ya mencionados anteriormente. Los resulta-
dos de la Prueba de Gato Plano se anexan en las gráficas-
VI-2, VI-3 y VI-4.

Actualmente está en proyecto realizar en esta secci -
ón las Pruebas de Roseta; y también la instrumentación -
de otra Galería de Inspección e Inyección dentro de las -
obras que constituyen la Presa Bacurato.

3. LOCALIZACION DE LOS INSTRUMENTOS

Se anexa el plano correspondiente a los Túneles de -

Desvío donde se indica la sección instrumentada y el plano que corresponde a la Galería de Inspección e Inyección donde se indica también la sección instrumentada.

El criterio de localización de la instrumentación que se siguió, fue determinado en función del grado de avance en la construcción, de los túneles y galerías.

RESULTADOS OBTENIDOS

Con respecto a los Ensayes con Gato Plano los resultados se grafican en las figuras VI-2, VI-3 y VI-4 donde se presentan las curvas de deformación vs. presión, mostrando en dichas figuras tres curvas típicas del comportamiento de los puntos observados, cuya localización se indica en la parte inferior de cada figura también se anota la corrección propuesta por Alexander. Con los valores así obtenidos para cada prueba, se calcularon las direcciones de los esfuerzos principales, así como el valor de dichos esfuerzos, lo cual se presenta en la figura VI-5.

Referente a las Pruebas de Mediciones de Convergencia con los resultados de las mediciones sistemáticas que se efectuaron en el túnel de desvío, se procedió a la elaboración de las gráficas Deformación contra Tiempo, para cada par de puntos medidos, cuyos resultados se presentan en las

figuras VI-7 y VI-8, para observar el comportamiento general del movimiento se procedió a graficar los siete puntos de medición en una sola figura con lo cual se puede observar que cuatro puntos siguen el mismo comportamiento, no así los tres restantes, sin embargo, se nota que sus tendencias son muy parecidas, figura VI-9.

Es importante señalar que las deformaciones, hasta la fecha de la última lectura (mayo 24), muestran ya una estabilización muy marcada del techo y paredes. También se aprecia claramente los movimientos ocurridos en la sección inmediatamente antes y después de la comunicación del túnel.

Los movimientos en promedio fueron del orden de 0.6-cm. y un punto máximo de 1.0 cm.

Celdas de Carga. No se adjunta gráfica del aumento-Carga contra Tiempo, debido a que la operación de Retacado de madera entre marco y pared del túnel en esta zona se vió retrasada por solucionar otros problemas; no obstante, -- cuando se colocó el retaque correctamente, se observó un ligero aumento de carga manteniéndose la lectura constante -- subsecuentemente; es de suponerse que este comportamiento obedeció al hecho de que las deformaciones del túnel se estabilizaron antes de colocar el retaque de madera.

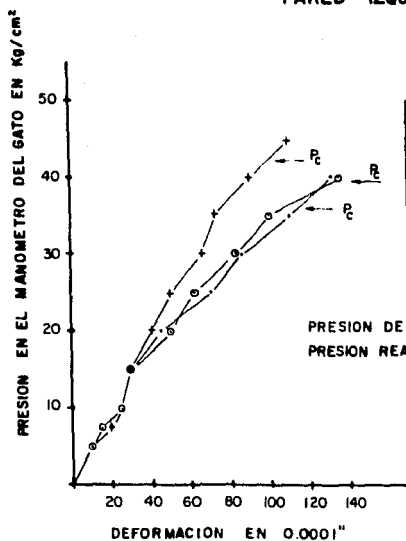
Podemos concluir en general, que:

De los valores obtenidos en la Prueba de Gato Plano se observa que el estado de esfuerzos en el macizo rocoso, dentro de la unidad litológica de riolita masiva, corresponde a un estado en reposo con un coeficiente $K_0 = 0.3$. De aquí se infiere que no existen en esta zona esfuerzos residuales debidos a efectos tectónicos.

La dirección del esfuerzo principal máximo, obtenido de la Teoría Elástica, concuerda satisfactoriamente con la inclinación del fracturamiento en la zona donde se efectuó la Prueba del Gato Plano.

De las gráficas de Convergencia se aprecia que el tiempo de estabilización de las deformaciones fue del orden de 4 días, por lo que puede suponerse que el macizo rocoso ha llegado a su equilibrio y a generar su autosoporte; esto es concordante también con los resultados de las Celdas de Carga que no mostraron ningún incremento de presión después de alcanzada la estabilización de las paredes de excavación.

PRUEBA DE GATO PLANO
GALERIA MARGEN IZQUIERDA ELEV. 213.00
PARED IZQUIERDA



SIGNO	PUNTOS	DEFORMACION EN 0.0001"	PRESION DE CANCELACION
o	A-a	133	39.5
.	B-b	114	36
+	b-C	100	42.5

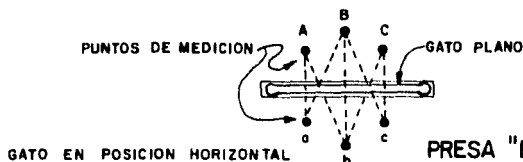
PRESION DE CANCELACION EN EL GATO : 39 Kg/cm²

PRESION REAL (Calibración de manómetro) = 93 Kg/cm²

CORRECCION DE ALEXANDER

$$Q_n = \frac{P_c (C_1 - d)}{C}$$

$$Q_n = \frac{93(18.5 - 3.5)}{22} = 63 \text{ Kg/cm}^2$$



PRESA "BACURATO", SIN.

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 OFICINA DE MECANICA DE ROCAS Y A.E. DE E.

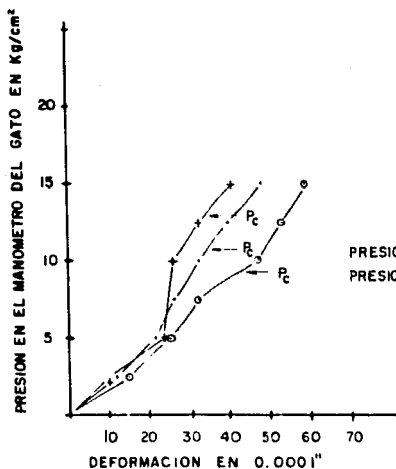
ELEV. SUP. TERRENO : 248.57 m

ELEV. GALERIA: 213.75 m

CADENAMIENTO : 0+065

Fig. VI-2

PRUEBA DE GATO PLANO
GALERIA MARGEN IZQUIERDA ELEV. 213.00
PARED IZQUIERDA



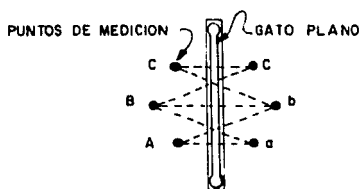
SIGNO	PUNTOS	DEFORMACION EN 0.0001"	PRESION DE CANCELACION
+	A-a	34	13
·	B-b	34	11
o	C-C	42	9

PRESION DE CANCELACION EN EL GATO: 11,0 Kg/cm²
 PRESION REAL (Calibración de manómetro) = 26 Kg/cm²

CORRECCION DE ALEXANDER

$$\sigma_n = \frac{P_c (C_1 - d)}{C}$$

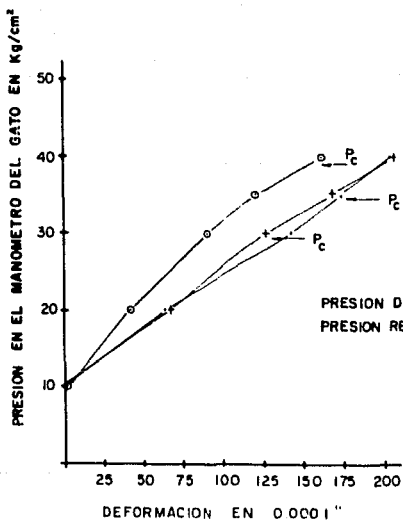
$$\sigma_n = \frac{26(18.5 - 2.5)}{21} = 198 \text{ kg/cm}^2$$



GATO EN POSICION VERTICAL

PRESA "BACURATO", SIN.
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 OFICINA DE MECANICA DE ROCAS Y A.E. DE E.

PRUEBA DE GATO PLANO
GALERIA MARGEN IZQUIERDA ELEV. 213.00
PARED IZQUIERDA



SIGNO	PUNTOS	DEFORMACION EN 0,0001"	PRESION DE CANCELACION
.	A-a	172	30
+	B-b	122	35
o	b-C	155	39

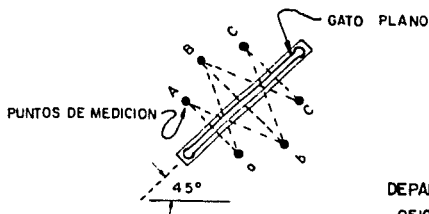
PRESION DE CANCELACION EN EL GATO : 32 Kg/cm²

PRESION REAL (Calibración de manómetro) = 76 Kg/cm²

CORRECCION DE ALEXANDER

$$\sigma_n = \frac{P_c (C_1 - d)}{C}$$

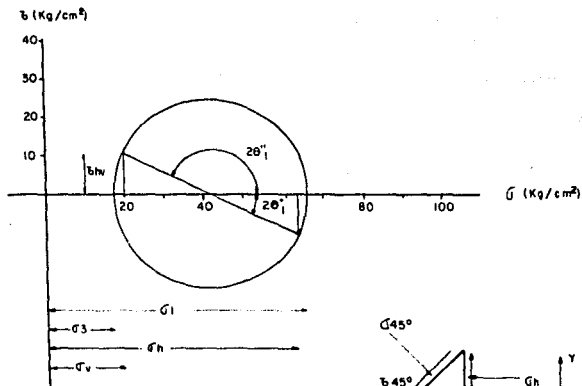
$$\sigma_{45^\circ} = \frac{76 (18.5 - 3.5)}{22} = 52 \text{ Kg/cm}^2$$



GATO EN POSICION INCLINADA A 45°

PRESA "BACURATO", SIN.
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 OFICINA DE MECANICA DE ROCAS Y A.E. DE E.

**DETERMINACION DE ESFUERZOS PRINCIPALES
GALERIA MARGEN IZQUIERDA. ELEV.**



DATOS:

$\sigma_h = 19.8 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_v = 63.0 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_{45^\circ} = 52.0 \text{ Kg/cm}^2$

EXPRESIONES:

$$\tau_{45^\circ} = \sigma_{45^\circ} - \frac{\sigma_h + \sigma_v}{2}$$

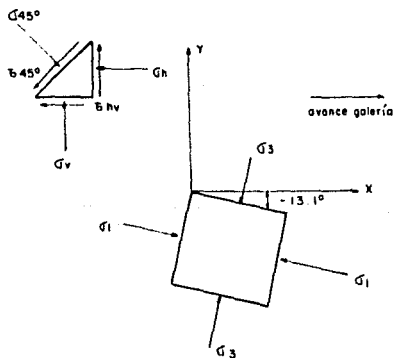
$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_h - \sigma_v}{2}\right)^2 + \tau_{45^\circ}^2}$$

$$\tan 2\theta_1 = \frac{\tau_{45^\circ}}{(\sigma_h - \sigma_v)/2}$$

$$\tau_{\text{m}ax} = \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_h - \sigma_v}{2}\right)^2 + \tau_{45^\circ}^2}$$

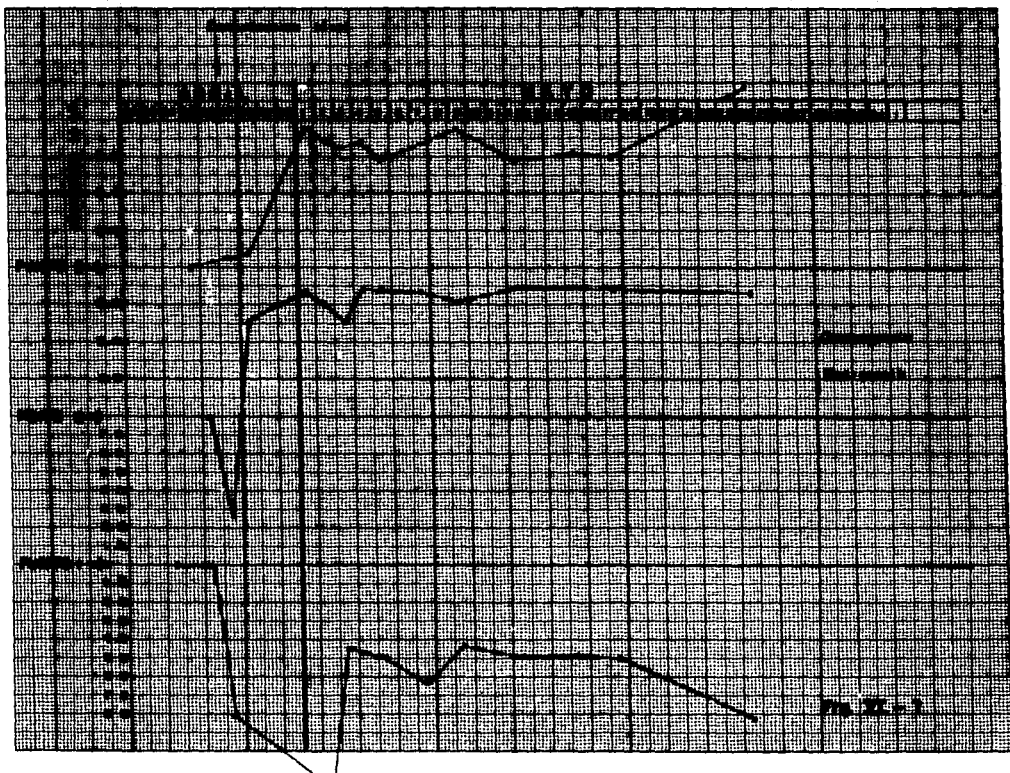
RESULTADOS:

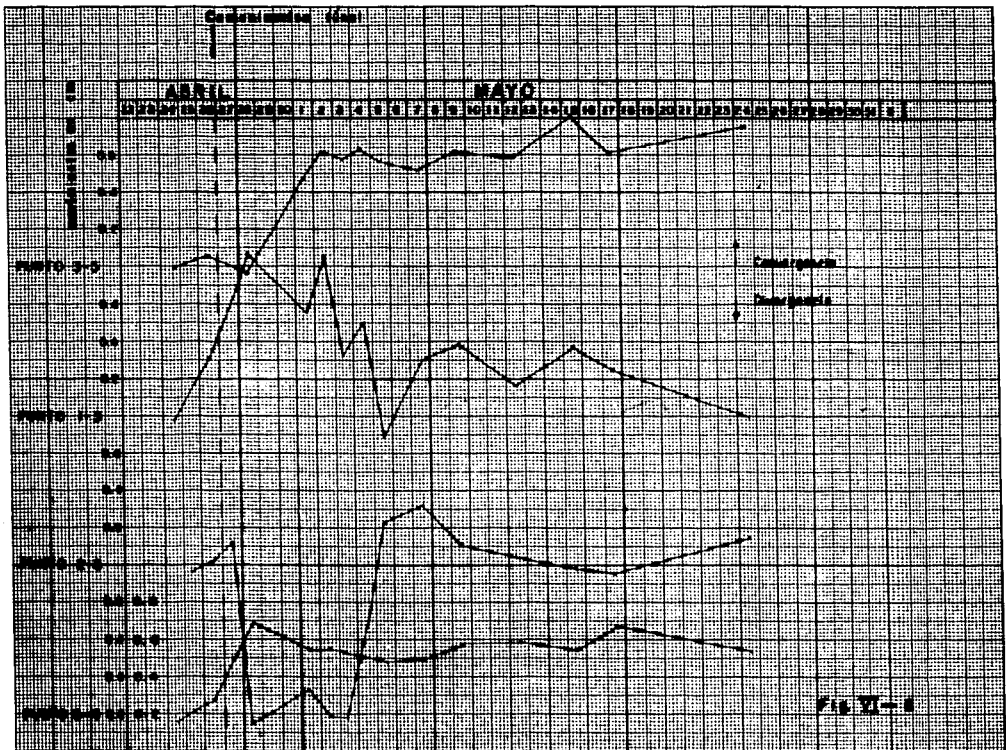
$\tau_{45^\circ} = 10.6 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_1 = 65.5 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_3 = 17.5 \text{ Kg/cm}^2$
 $\tau_{\text{m}ax} = 24.1 \text{ Kg/cm}^2$
 $\theta_1 = +13^\circ$
 $\theta_1' = 76.9^\circ$



PRESA "BACURATO", SIN.

**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE MECANICA DE ROCAS Y A.E.DE E.**





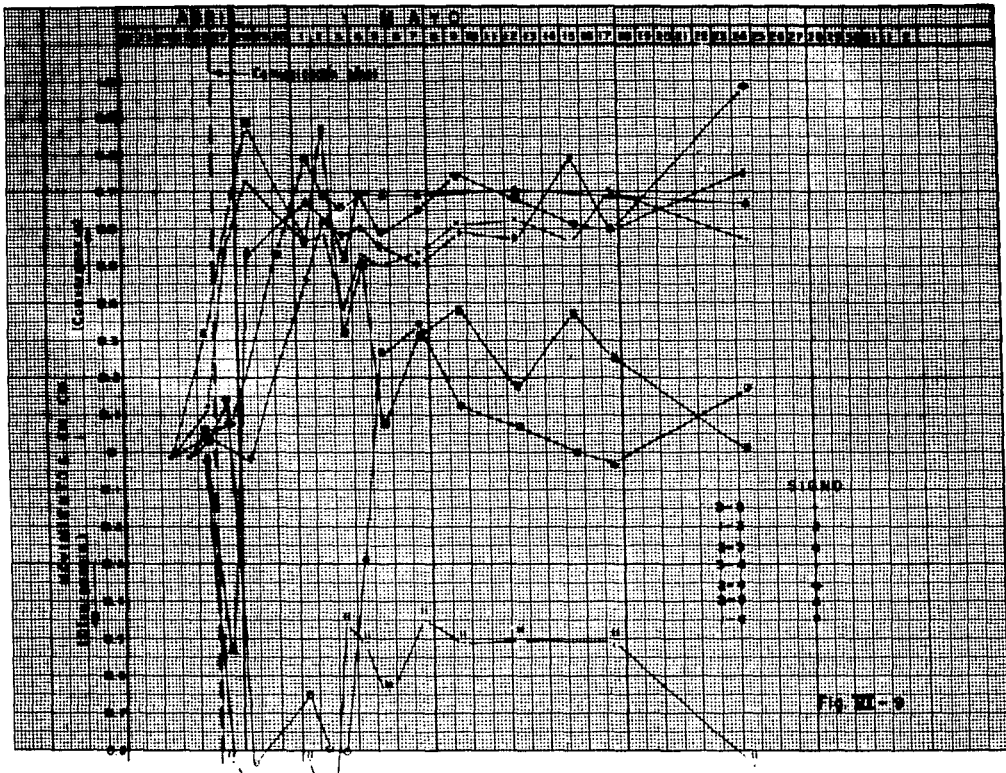


Fig. VI-9

CONCLUSIONES

C O N C L U S I O N E S

En la actualidad el estudio de la Mecánica de Rocas se encuentra en sus inicios y por ende aún podemos decir - que las bases del comportamiento de un macizo rocoso son - teorías cuyos parámetros están basados en suposiciones que no siempre se cumple en la realidad (empíricas). La instrumentación misma en su generalidad nos da a conocer desplazamientos que, en función de teorías que suponen un comportamiento elástico o plástico y homogéneo nos permiten conocer con las limitantes que esto engendra un estado de esfuerzos, ya que el macizo rocoso no tiene un comportamiento elástico o plástico ni homogéneo; en términos generales para visualizar mejor los resultados de una instrumentación, veamos - las limitantes que tiene una prueba, como ejemplo ilustrativo veamos los inconvenientes de la Prueba de Roseta.

1. Se considera elástica a la roca.

2. La medición de esfuerzos se efectúa en la pared de una galería en donde el estado inicial de esfuerzos ha sido alterado por efecto de la excavación.
3. La perforadora rotativa que abre la ranura altera las características de la roca.
4. Al abrir la ranura se afecta la roca; por lo que para disminuir este efecto se recomienda que los puntos de referencia deben quedar a suficiente distancia de la ranura de modo que no estén en la zona afectada.
5. Si se usan explosivos fuertes para abrir la galería se altera mucho la zona y el estado de esfuerzos en las cercanías de las paredes será completamente distinto al original.
6. Los aparatos de medición de deformaciones son de operación delicada en las condiciones de trabajo en el campo.
7. El módulo de elasticidad y la relación de Poisson son de difícil evaluación. Esto crea un inconveniente más de la prueba.

Como podemos ver en una y otra forma, la instrumentación siempre se ve afectada ya sea por efectos de la excavación o por consideración teórica en el momento de la evaluación de resultados, por ello podemos concluir que los resultados de una instrumentación se deben considerar conservadamente y como una pauta a seguir, más no como base sólida en la que puedan fincar cálculos reales y ciertos; para garantizar la estabilidad de una obra subterránea aún dependemos de la experiencia del constructor en donde la instrumentación juega un papel importante como dije anteriormente, - es una pauta que indica el camino a seguir, más no nos dice de lo abrupto de él.

APPENDICE

CALCULO DE ESFUERZOS PRINCIPALES A PARTIR DE DEFORMACIONES

La magnitud y la orientación de los esfuerzos principales pueden ser calculados a partir de la observación de deformaciones. Allí tenemos 3 incógnitas, las deformaciones normales se requieren en cuando menos 3 direcciones, si nosotros introducimos los ángulos $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3 \dots$ entre la dirección de E_{max} y las líneas del gage 1, 2, 3, respectivamente, podemos establecer ecuaciones simultáneas de la forma.

$$E_{\alpha} = A + B \cos 2\alpha$$

(con lo cual los diferencias $\alpha_2 - \alpha_1, \alpha_3 - \alpha_1 \dots$ son datos para la configuración del gage) estas ecuaciones simultáneas pueden ser resueltas para A, B, y α_1 , cuando las deformaciones principales están en función de A y B) ecuaciones de la forma.

$$A = \frac{E_{max} + E_{min}}{2}$$

$$B = \frac{E_{max} - E_{min}}{2}$$

Como $E_{max} = A + B$ y $E_{min} = A - B$

antes convertimos A y B a A'' y B'' respectivamente, mediante las ecuaciones en donde consideramos las abscisas y el ra-dio del círculo de Mohr para esfuerzos y deformaciones

$$A'' = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \quad ; \quad B'' = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2}$$

Esta relación nos queda:

$$A'' = A \frac{E}{1 - \mu} \quad \text{y} \quad B'' = B \frac{E}{1 + \mu}$$

y los esfuerzos principales serán.

$$\sigma_{\max} = A'' + B''$$

$$\sigma_{\min} = A'' - B''$$

La conversión de deformaciones a esfuerzos dada anteriormente será discutida, lo único que queda para el cálculo de las deformaciones tipo roseta es la solución para A, B y α_1 ,

El mecanismo del método para resolver el problema de penderá de:

- a) La exactitud requerida
- b) La cantidad de análisis de rosetas contemplado

SOLUCION ANALITICA PARA ROSETAS DE DEFORMACIONES USADAS COMUNMENTE

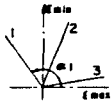
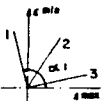
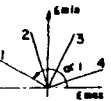
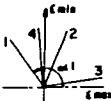
NOMBRES	EQUIANGULAR, 60° DELTA	RECTANGULAR TRES-GAGE-45°	CUATRO-GAGE 45°	T-DELTA
Figura				
$\alpha_1 - \alpha_2$	60°	45°	45°	60°
$\alpha_1 - \alpha_3$	120°	90°	90°	120°
$\alpha_1 - \alpha_4$			135°	30°
A	$1/3 (\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3)$	$1/2 (\epsilon_1 + \epsilon_3)$	$1/4 (\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 + \epsilon_4)$ o $1/2 (\epsilon_1 + \epsilon_3)$ o $1/2 (\epsilon_2 + \epsilon_4)$	$1/2 (\epsilon_3 + \epsilon_4)$ o $1/3 (\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3)$
B	$\frac{\sqrt{3}}{3} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2}$ o $\sqrt{(\epsilon_1 - A)^2 + 1/3(\epsilon_2 - \epsilon_3)^2}$	$\frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2}$ o $\sqrt{(\epsilon_1 - A)^2 + (\epsilon_3 - A)^2}$	$\sqrt{2/3} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2}$ o $\sqrt{(\epsilon_1 - A)^2 + (\epsilon_2 - A)^2}$ o $\sqrt{(\epsilon_3 - A)^2 + (\epsilon_4 - A)^2}$	$\frac{\sqrt{3}}{3} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_1 - \epsilon_3)^2}$ o $\sqrt{1/3(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + 1/4(\epsilon_3 - \epsilon_4)^2}$
tan 2 α_1	$\frac{\sqrt{3} (\epsilon_2 - \epsilon_3)}{2\epsilon_1 - \epsilon_2 - \epsilon_3}$ o $\frac{\sqrt{3} (\epsilon_2 - \epsilon_3)}{3(\epsilon_1 - A)}$	$\frac{2\epsilon_2 - \epsilon_1 - \epsilon_3}{\epsilon_1 - \epsilon_3}$ o $\frac{\epsilon_2 - A}{\epsilon_1 - A}$	$\frac{\epsilon_2 - \epsilon_4}{\epsilon_1 - \epsilon_3}$ o $\frac{\epsilon_2 - A}{\epsilon_1 - A}$ o $\frac{A - \epsilon_4}{A - \epsilon_3}$	$\frac{\sqrt{3} (\epsilon_2 - \epsilon_3)}{2\epsilon_1 - \epsilon_2 - \epsilon_3}$

TABLA X

- c) La rapidez del análisis requerido
- d) Requerimientos como registros permanentes para chequeos futuros del cálculo
- e) La preferencia y aptitud individual

A continuación presento algunos métodos

Solución Analítica.

La solución analítica da por ella misma lecturas para el chequeo de la compatibilidad de las redundantes, cuando usamos rosetas de 4 gages.

Además, las fórmulas para rosetas de 4 gages pueden ser hechos de acuerdo con la teoría de los mínimos cuadrados. Utilizada para determinar el error probable en los resultados, ellos serán desarrollados previamente para lecturas de gages mecánicos y donde tuvieran menos importancia por la introducción de gages de mayor precisión SR-4.

La tabla X muestra la solución analítica pero las rosetas más comúnmente utilizadas la identificación del eje del gage, es el utilizado en la manufactura del gage SR-4. En el caso de la roseta 45° de 4 gages, las fórmulas están desarrolladas totalmente para las 4 lecturas, con ellos aplicamos la teoría de error de los mínimos cuadrados. La solución para el T - delta de la roseta basada en esta teoría -

es:

$$A = \frac{1}{18} (4 E_1 + 4 E_2 + 7 E_3 + 3 E_4)$$

$$B = \frac{1}{9} \left[27 (E_1 - E_2)^2 + (5 E_3 - E_1 - E_2 - 3 E_4)^2 \right]$$

$$F \left\{ \begin{array}{l} \tan 2\alpha_3 = \tan 2(\alpha_1 - 120^\circ) = 3\sqrt{3} \frac{E_1 - E_2}{5E_3 - E_1 - E_2 - 3E_4} \\ \tan 2\alpha_1 = \sqrt{3} \frac{3E_4 - 5E_3 + 4E_2 - 2E_1}{3E_4 - 5E_3 - 8E_2 + 10E_1} \end{array} \right.$$

En la tabla X las fórmulas F notamos que α_1 está medido para la dirección de E_{max} . La dirección de la línea del gage 1, y es positivo contado en surtidos contrario al movimiento de las manecillas del reloj.

El ángulo α_1 no está completamente definido para el signo de la tangente, si el valor correcto no es evidente por inspección, puede ser determinado por el signo del numerador y el denominador en la fórmula para $\tan 2\alpha_1$ como se muestra en la tabla siguiente:

Signos de los valores
numéricos en fórmulas
para 2α

Rango de $2\alpha_1$

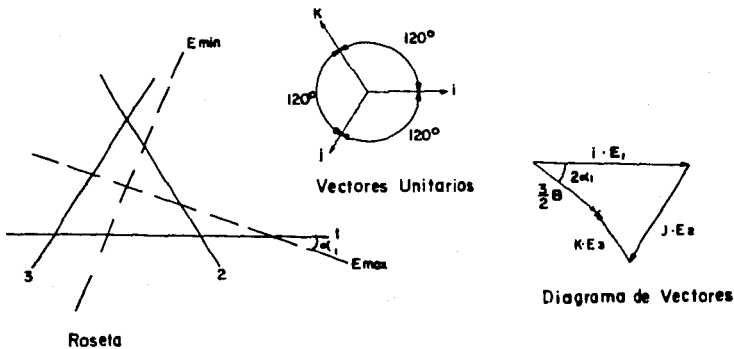
Numerador	Denominador	
+	+	$0 < 2\alpha_1 < 90^\circ$
+	-	$90^\circ < 2\alpha_1 < 180^\circ$
-	-	$180^\circ < 2\alpha_1 < 270^\circ$
-	+	$270^\circ < 2\alpha_1 < 360^\circ$

Solución Vectorial para rosetas de 45° y rosetas equianguulares.

La solución vertical, usa una función escalar en las lecturas del gage para determinar A y un diagrama vectorial para B y el ángulo $2\alpha_1$. Las fórmulas de la tabla X sugieren una solución vertical simple para rosetas de 45° , ellos son solamente 2 términos para la raíz cuadrada que cuantifica a B: entonces, el vector correspondiente forma un ángulo recto con los otros, y el vector resultante determina $2\alpha_1$.

La figura X-1 muestra el principio básico de la solución vectorial para una roseta equiangular.

Para colocar el diagrama del círculo de Mohr en la posición convencional, se utiliza la proyección en un espejo del diagrama vectorial, fig. X-16, y $2\alpha_1$ es medido en -

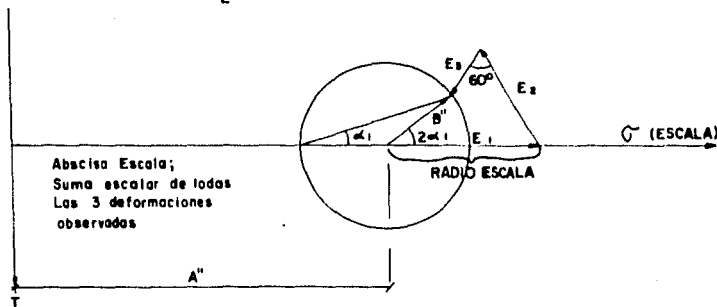


(a) Principios basicos para hallar $3/2 B$ y $2 \alpha_1$

Escala para puntos de observación de deformaciones

$$\sigma_{\text{ESCALA}} = \frac{\text{Abscisa del centro}}{E} \cdot \frac{3(1-\mu)}{E}$$

$$\sigma_{\text{ESCALA}} = \frac{\text{Radio}}{2E} \cdot \frac{3(1+\mu)}{2E} \cdot \frac{(1-K)}{(1+K)}$$



(b) Construcción directa del círculo de Mohr para esfuerzos

SOLUCION VECTORIAL PARA ROSETAS EQUIANGULARES

la dirección contraria del movimiento de las manecillas de un reloj a partir del vector E_1 a el vector resultante.

Escalas auxiliares pueden ser usadas en adición a - la escala del vector E_1 , E_2 y E_3 para divisiones intermedias, primero obtenemos directamente A'' y en adición el vector B'' , el círculo de mohr para esfuerzos se obtiene directamente, la corrección por sensibilidad transversal del tipo de malla del gage, puede ser dada por el ajuste del radio, por el radio de la escala.

BIBLIOGRAFIA

B I B L I O G R A F I A

1. Construcciones en Roca
Colegio de Ingenieros Civiles de México, A. C.
2. Mecánica de Rocas
Ing. Jesús Alberro Arámburu
3. Mecánica de Rocas en la Ingeniería Civil
Ing. Erast G. Gaziev
4. Sistemas de Soporte de Excavaciones Subterráneas en-Roca
Ing. Andrés Moreno Fernández
5. Instrumentación y Cimentación
Ing. Eduardo Soto Yañez
6. Notas del Curso. "Mecánica de Rocas Aplicada a la Ingeniería"
Centro de Educación Continua, U.N.A.M. 1978
7. Notas del curso "Construcción de Túneles"
Centro de Educación Continua, U.N.A.M. 1979
8. Tesis. Instrumentación de la Presa La Angostura, -
Chis.
Ing. Bernabé Henestrosa Zárate
9. Morrow Point Dam and Powerplant Foundation Investigations.
U.S.A. Department of the Interior Bureau of Reclamation
10. Notas sobre Instrumentación

**Oficina de Mecánica de Rocas y Análisis Experimental
de Esfuerzos**

Departamento de Ingeniería Experimental, S.A.R.H.