

54
28j



**Universidad Nacional Autónoma
de México**

FACULTAD DE INGENIERIA

**EXCAVACION DE TUNELES
EN ARCILLAS**

Tesis Profesional
Que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a

MOISES GARCIA PEREZ



México, D. F.

1987



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	PAGINA
CAPITULO I INTRODUCCION	1
CAPITULO II BASES TEORICAS	5
1. Exploración y muestreo del suelo	5
1.1 Introducción	5
1.2 Procedimientos de muestreo	6
1.2.1 Muestreo alterado	6
1.2.1.1 Método manual	6
1.2.1.2 Penetración estándar	7
1.2.1.3 Penetrómetro o cono holandés	9
1.2.2 Muestreo inalterado	11
1.2.2.1 Método manual	13
1.2.2.2 Tubo de pared delgada	13
1.2.2.3 Tubo dentado	14
1.2.2.4 Barril denison	16
1.3 Pruebas de campo y laboratorio	19
1.3.1 Contenido de agua	19
1.3.2 Límite líquido	20
1.3.3 Límite plástico	21
1.3.4 Densidad de sólidos	22
1.3.5 Prueba de torcómetro	23
1.3.6 Prueba no consolidada no drenada	23
1.3.7 Prueba consolidada no drenada	25
1.3.8 Prueba de compresibilidad	26
1.4 Protección y transporte de muestras	27
1.4.1 Muestras alteradas	27
1.4.2 Muestras inalteradas	28
1.4.3 Muestras cúbicas	28
1.5 Máquinas y equipos de perforación y muestreo	30
1.5.1 Máquinas perforadoras	30
1.5.2 Bombas de perforación	31
1.5.3 Barras y ademes de perforación	32
1.6 Supervisión de la exploración	34

	PAGINA
1.7 Etapas de un estudio geotécnico	34
1.7.1 Estudio geotécnico	34
1.7.2 Campaña de exploración	36
1.7.3 Condiciones estratigráficas	36
1.7.4 Diseño geotécnico preliminar	36
1.7.5 Instrumentación de exploración	37
1.7.6 Muestreo inalterado	37
1.7.7 Pruebas de laboratorio	38
1.7.8 Perfiles y cortes geotécnicos	38
2. Criterios de análisis	43
2.1 Etapas de trabajo	43
2.2 Estabilidad del frente	48
2.2.1 Descripción de la falla	49
2.2.2 Mecanismo simplificado de falla	52
2.2.3 Esfuerzos en el prisma de la clave ..	54
2.2.3.1 Rango elástico	54
2.2.3.2 Rango elasto-plástico	62
2.2.4 Factor de seguridad contra falla	
del frente	68
2.3 Casos particulares de la fórmula de	
estabilidad	72
2.3.1 Túneles en suelos cohesivos	72
2.3.2 Túnel circular en arcilla	73
2.4 Análisis de estabilidad	74
2.4.1 Distribución de esfuerzos sobre la ...	
clave del túnel	74
2.4.2 Equilibrio del prisma	78
2.4.3 Caso elasto-plástico	80
2.4.3.1 Suelo cohesivo puro	80
2.4.3.2 Suelo cohesivo-friccionante ..	80
2.4.4 Construcción del diagrama de resiste	
ncia al corte	83
2.4.4.1 Prisma de base rectangular ..	86
2.5 Análisis de asentamientos en la superficie ..	88
2.5.1 Procedimiento de análisis	88
2.5.1.1 Configuración de asentamientos ..	89
2.5.1.2 Asentamiento debido a la	
descarga	89

	PAGINA
2.2.2 Arranque inicial del escudo	124
2.2.3 Avance del escudo	126
2.2.4 Procedimiento para la colocación ... de los anillos	130
2.2.5 Rezaga del material	135
2.2.6 Inyección	135
2.2.7 Instrumentación	137
2.2.8 Partes que integran el escudo	138
2.2.9 Ventajas del tuneleo con escudo	139
2.2.10 Equipo necesario	140
2.3 Escudo de frente a presión	142
2.3.1 Concepción del sistema	145
2.3.2 Descripción del escudo cortador de ... frente presurizado	145
2.3.2.1 Cuerpo del escudo	145
2.3.2.2 Cabeza cortadora	147
2.3.2.3 Cámara de mezclado	148
2.3.2.4 Transmisión	148
2.3.2.5 Gatos de empuje	148
2.3.2.6 Anillo erector	148
2.3.2.7 Tren de equipo	149
2.3.2.8 Sistema de lodos	149
2.3.2.9 Cabina central de control ...	149
2.3.3 Excavación de los primeros 50 metros de túnel	149
2.3.3.1 Inicio de la excavación	150
2.3.4 Excavación de los metros subsecuentes	152
2.3.4.1 Excavación, empuje e inyección	153
2.3.4.2 Colocación del anillo de dovelas	154
3. Instrumentación de los túneles	154
3.1 Ubicación de las secciones de instrumentación	157
3.2 Instrumentos a colocar en las secciones ... de instrumentación	157
3.2.1 Movimientos horizontales	157
3.2.2 Movimiento del subsuelo hacia la excavación del túnel	159

	PAGINA
3.2.3 Movimientos verticales	160
3.2.4 Movimientos convergentes	160
3.3 Periodicidad de las mediciones	162
3.4 Instalación, observaciones e interpretación .. de las mediciones	163
3.4.1 Instalación	163
3.4.2 Observaciones	163
3.4.3 Interpretación de las mediciones	163
3.5 Presentación de los resultados de la medición	164
3.5.1 Informe diario	164
3.5.2 Informe semanal	164
3.5.3 Informe mensual	164
4. Tipos de revestimiento	165
4.1 Concreto lanzado	165
4.1.1 Procedimientos de aplicación	165
4.1.1.1 De la mezcla húmeda	165
4.1.1.2 De la mezcla seca	169
4.2 Materiales	169
4.2.1 Cemento	169
4.2.2 Agregados	169
4.2.3 Agua	171
4.2.4 Aditivos	171
4.2.5 Diseño de mezclas	172
4.3 Equipo de lanzado	172
4.3.1 Equipo adicional	175
4.3.2 Técnica de lanzado	175
4.3.3 Funciones del lanzador	176
4.3.4 Equipo de protección	177
4.3.5 Control de calidad	179
5. Diseño del revestimiento	179
5.1 Comportamiento del sistema suelo-revestimiento	181
5.2 Proceso de deformación del suelo	181
5.3 Rigidez del revestimiento	182
5.4 Interacción suelo-revestimiento	182
5.5 Presión sobre el revestimiento	186
5.6 Presión ejercida durante la construcción	186

5.7 Presión sobre túneles construidos en suelos en proceso de consolidación	189
5.8 Diseño de la bóveda	192
5.9 Anillo de dovelas	192
5.10 Revestimiento de concreto lanzado	193
CAPITULO V ANALISIS COMPARATIVO DE FACTORES TECNICOS Y ECONOMICOS EN LA CONSTRUCCION DE TUNELES	197
1. La influencia del diseño de obras subterráneas en la selección de equipos y contratación de las mismas	197
1.1 Geología	197
1.2 Sección	199
1.3 Uso	200
1.4 Longitud	200
1.5 Posición	200
1.6 Ubicación	201
1.7 Programa	201
1.8 País	201
1.8.1.1 Contratante	201
1.8.1.2 Contratista	202
1.8.2 Continuidad	202
1.8.2.1 Contratante	202
1.8.2.2 Contratista	202
2. Uso actual y futuro de máquinas perforadoras de túneles en grandes ciudades	203
3. Estudio de un nuevo escudo para excavar la línea Norte-Norte del Metro de la ciudad de México	208
3.1 Planteamiento del nuevo escudo	208
3.1.1 Excavación	208
3.1.2 Extracción del producto del corte	208
3.1.3 Rezaga horizontal	208
3.1.4 Rezaga vertical	208
3.1.5 Revestimiento	208
3.2 Ciclo teórico	209

	PAGINA
3.3 Análisis de la propuesta	209
3.3.1 Excavación	209
3.3.2 Extracción del producto del corte ...	210
3.3.3 Rezaga horizontal y vertical	210
3.3.4 Revestimiento	210
3.4 Comparación con el escudo Tacubaya	211
3.5 Observaciones	215
CAPITULO V CONCLUSIONES	216
BIBLIOGRAFIA	223

C A P I T U L O I

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

Toda ciudad requiere de buenos servicios para satisfacer las necesidades elementales de sus habitantes. Una buena parte de los servicios urbanos deben instalarse bajo tierra, bien sea por motivos inherentes a su funcionamiento, como ocurre en el caso de drenajes de aguas negras y de lluvia, o bien para escaparse de la congestionada superficie, como en el caso de líneas subterráneas del Metro. También, la ubicación de otros servicios como gasoductos, teléfonos y cables de luz, puede resolverse alojándolos bajo la superficie.

En esta tesis se presentan los aspectos técnicos de excavaciones de túneles en arcillas, tomados principalmente de los problemas que se presentan en la construcción del Metro de la ciudad de México.

El objetivo de esta tesis es presentar, de la manera más clara posible, las bases teóricas como son la exploración y muestreo de suelos blandos, pruebas de campo y laboratorio, métodos constructivos, instrumentación, valuación de presiones, etc.. En base a esto se propone una secuencia metodológica para el diseño de túneles.

En el capítulo II se describen los métodos de exploración y procedimientos de muestreo aplicables al subsuelo, tanto para el muestreo alterado como para el muestreo inalterado, precisando las ventajas y limitaciones para cada tipo.

Se señala también las pruebas de campo y laboratorio en las que se aclaran detalles de los procedimientos de ejecución para obtener los parámetros de resistencia y los módulos de deformación en muestras inalteradas.

Mediante un modelo teórico simplificado se analiza la estabilidad de túneles excavados en suelos blandos, permitiendo comprender los factores principales que intervienen en el problema y establecer un procedimiento para estimar el factor de seguridad contra la falla del frente.

En el capítulo III se trata de dar algunas ideas someras que puedan servir como introducción al problema del proyecto y la construcción de túneles en suelos blandos. Se intentará decir algo sobre todo de tres aspectos fundamentales, a saber, de la valuación de las presiones actuantes sobre los revestimientos, de la medición e interpretación de las deformaciones que se detectan en la estructura y en el terreno vecino y de los métodos constructivos más usuales, contemplando brevemente su influencia en el comportamiento general de la estructura y en el desarrollo de las presiones y las deformaciones que tengan lugar.

Muchos son los métodos constructivos que pueden emplearse para la excavación de túneles en suelos. En términos generales y lo único que se desea es realizar algunos comentarios de carácter muy general, haciendo especial énfasis en el método del escudo, de aplicación muy frecuente ya sea en el presente y destinado seguramente a imponerse aún más en el futuro.

En la parte de instrumentación de los túneles se presentan recomendaciones generales para la planeación de un sistema de instrumentación, así como para la selección de los tipos de instrumentos que lo integran.

Se describen los aparatos y se dan datos prácticos sobre la instalación, observación e interpretación de las mediciones y presentación de los resultados de las deformaciones en sentido horizontal, vertical y convergentes hacia el interior del túnel.

En el capítulo IV se hace un análisis comparativo, tanto de factores técnicos como económicos, del estudio de un planteamiento de un escudo nuevo de frente abierto, para la realización de la excavación de la línea 7 Norte-Norte del Metro de la ciudad de México con el escudo Tacubaya que fué utilizado en la línea 9 del Metro.

Además se realiza una descripción de aspectos fundamentales de -- como el buen diseño de las obras subterráneas influye preponderante en la selección de equipo y sistema constructivo adecuados para la excavación de obras subterráneas, así como el costo de la misma.

Se comentan también las características más importantes sobre el -- uso actual y futuro de máquinas perforadoras de túneles, de cuáles son sus ventajas que proporcionan en la excavación, protección y -- soporte de túneles.

Finalmente, en el capítulo V se hacen conclusiones sobre los diferentes aspectos considerados en el presente trabajo, así como las restricciones que se deben tomar en cuenta, destacando las de: exploración y muestreo del suelo, pruebas de campo y laboratorio, análisis de la estabilidad del frente, métodos empíricos sobre el comportamiento de los túneles, métodos constructivos, instrumentación y -- tipos de revestimiento.

RECONOCIMIENTO

En la realización del presente trabajo recibí la ayuda y colaboración de muchas personas que enunciarlas resultaría una lista muy grande, pero que les reitero a todos y cada una de ellas mi agradecimiento y gratitud sincera.

Sin embargo quiero destacar las ayudas y facilidades que tuve del personal técnico y administrativo de la Gerencia de Proyectos de la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del Departamento del Distrito Federal, tanto para la obtención de datos como su colaboración desinteresada en todos aspectos.

CAPITULO II

BASES TEORICAS

1. EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUELO.

1.1 Introducción.

Para la construcción de cualquier Obra Civil es necesario un programa de exploración del subsuelo. En el caso de las obras subterráneas, la exploración es de vital importancia, pues en base a las características de los suelos se seleccionan los métodos constructivos y se evalúa el comportamiento a corto y largo plazo de la estructura subterránea.

Mientras más detallada y cuidadosa sea la exploración, el diseño y los métodos de construcción serán preparados con mayor confianza y seguridad, lo cual redundará en una construcción más rápida y económica.

La metodología que se propone para la exploración de los suelos, así como para la determinación de sus propiedades mecánicas, se debe a Karl Terzaghi; que consiste en conocer primero la geología del sitio, después su estratigrafía en detalle y con base en ella proponer el programa de muestreo y pruebas de laboratorio mediante las técnicas más adecuadas; de esta forma se intenta evitar lo que Terzaghi llama los fatales malos juicios de las condiciones del subsuelo y que divide en tres categorías que son las siguientes:

1. Influencia de la alternativa de las muestras en los resultados de laboratorio y diferencias significativas entre las condiciones de las pruebas de laboratorio y de trabajo que se le imponen al suelo.

2. Incapacidad para reconocer o juzgar con fiabilidad las condiciones más desfavorables del subsuelo, compatibles con la información de campo.
3. Comunicación inadecuada entre las organizaciones de diseño y construcción, que fácilmente conduce a fallas para detectar divergencias en las condiciones inferidas del subsuelo y en los procedimientos de construcción especificados.

1.2 Procedimientos de Muestreo.

Los procedimientos de muestreo son las técnicas que se aplican para obtener especímenes alterados o inalterados de diferentes profundidades del subsuelo, con los que posteriormente se realizan pruebas de laboratorio para conocer sus propiedades índice y mecánicas.

1.2.1 Muestreo Alterado.

En este tipo de muestreo se obtienen muestras cuyo acomodo estructural se pierde a consecuencia de su extracción; se utilizan en el laboratorio para identificar el tipo de suelo a que corresponden; realizando pruebas índice y preparando especímenes compactados para someterlos a pruebas mecánicas.

1.2.1.1 Método Manual.

La obtención de muestras representativas alteradas de cualquier tipo de suelo localizado arriba o abajo del nivel freático puede hacerse con herramienta de mano, mediante pozos someros de pequeño -

diámetro, pozos excavados a cielo abierto. La limitación de este método radica en su lentitud y en que solo se pueden alcanzar, eficientemente, profundidades someras (menos de 10 m.), excavándolos en sección cuadrada de 1.5 m. de lado utilizando picos, palas y espatulas para el muestreo.

Las muestras que se obtengan de pozos a cielo abierto podrán tomarse de las paredes y del fondo; debe eliminarse el material superficial contaminado y tomarse la muestra del suelo recién descubierto.

Podría requerirse ademas las paredes de la excavación y contar con bombas para extraer el agua en sondeos que se llevan abajo del nivel freático. Se recomienda que se lleve un registro de campo completo de las condiciones del subsuelo durante la excavación.

1.2.1.2 Penetración Estándar.

Para obtener muestras alteradas de profundidades mayores de las que alcanza el método manual, debe recurrirse al uso del penetrómetro estándar.

Este muestreador consiste en un tubo grueso, partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo inferior de una columna de barras de perforación que le trasmite la energía de hincado.

La cabeza tiene una válvula esférica que se levanta y permite, durante el hincado, aliviar la presión del fluido y azolves que quedan en el interior del muestreador, y cae por peso propio durante la extracción del muestreador, para evitar que la presión del fluido de perforación expulse la muestra. Opcionalmente el penetrómetro estándar puede tener trampa en forma de canastilla para retener la muestra de suelo (fig. 1).

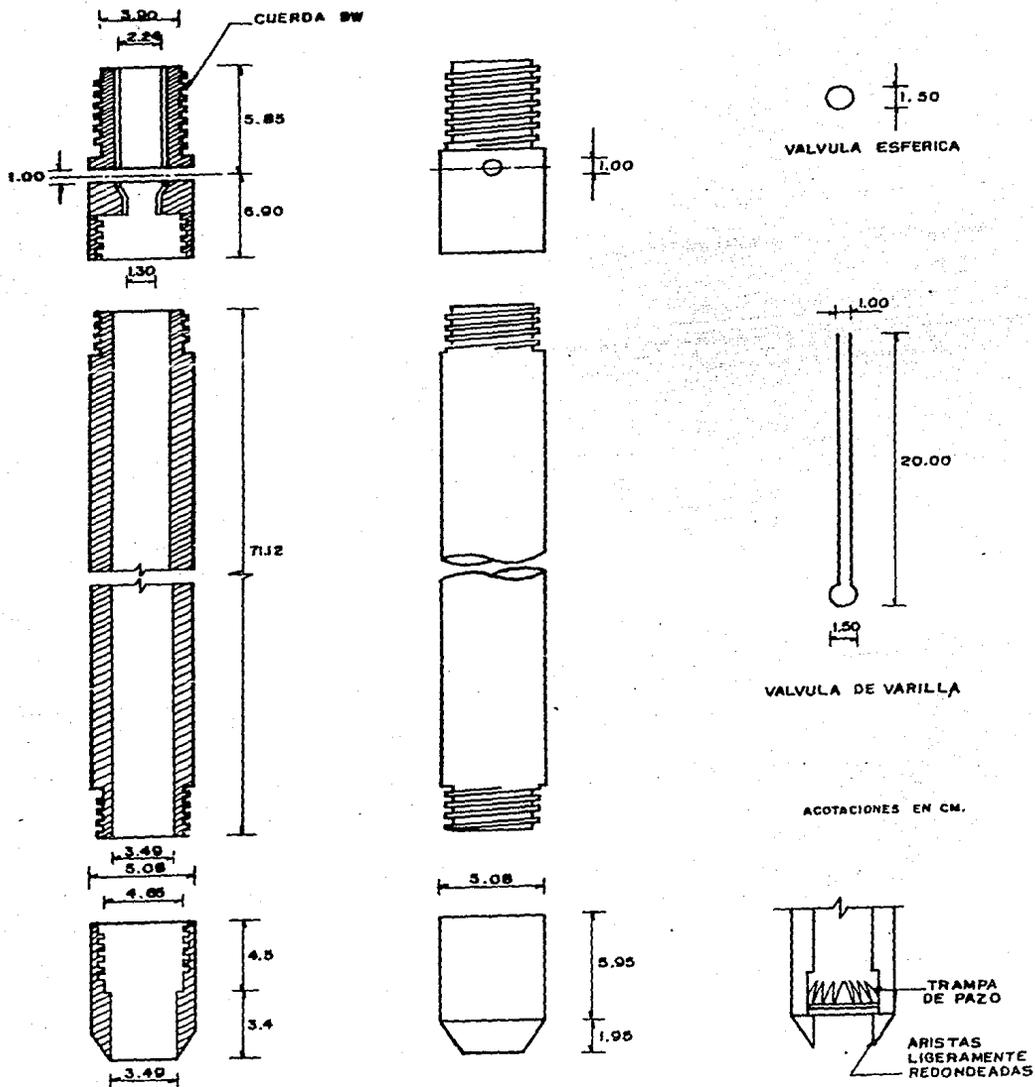


Fig. 1. Penetrómetro estándar.

El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 64 kg., que cae desde 76 cm., contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 30 cm. El martinete, hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto.

En cada avance de 60 cm., debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa con posteadora. Una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y, seguidamente, a golpes, se hince el penetrómetro entre 15 cm. dentro del suelo. Desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm., a continuación se penetra el muestreador toda su longitud. Al retirarse el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra que puede obtenerse con este procedimiento.

Finalmente se saca el penetrómetro a la superficie donde se abre, se le extrae la muestra que se coloca en frascos de vidrio de 0.5 lt. de capacidad con tapón hermético, identificando y clasificando las muestras con el criterio.

3 Penetrómetro o Cono Holandés.

Consiste en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y determinar la variación de la resistencia al corte de los suelos con la profundidad (fig. 2a).

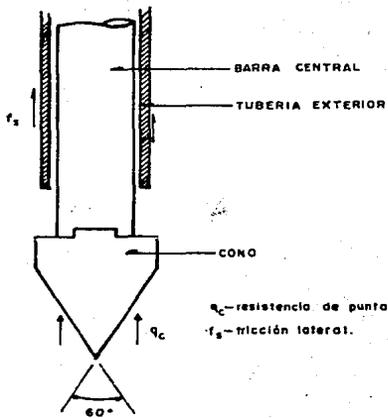


Fig. 2a. Cono de penetración.

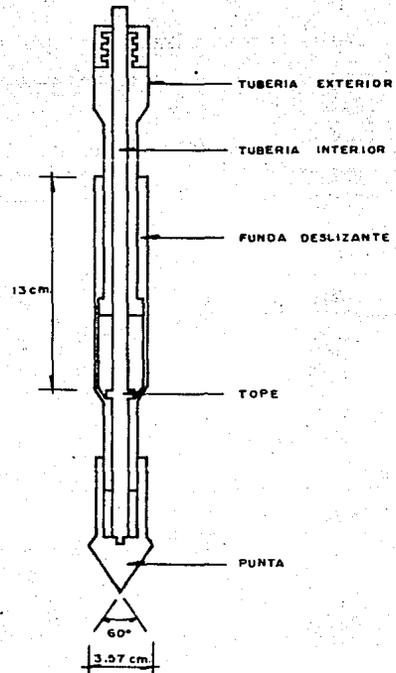


Fig. 2b. Penetrómetro holandés.

El penetrómetro holandés es un cono de acero que se hincan en el suelo con ayuda de una columna de barras, concéntrica a otra tubería exterior que elimina la fricción lateral.

Con este sistema de carga se puede medir la resistencia de punta (q_c) y la fricción lateral (f_s), ambas medidas en el sistema de cilindros hidráulicos con que se genera la fuerza axial necesaria para el hincado (fig. 2b).

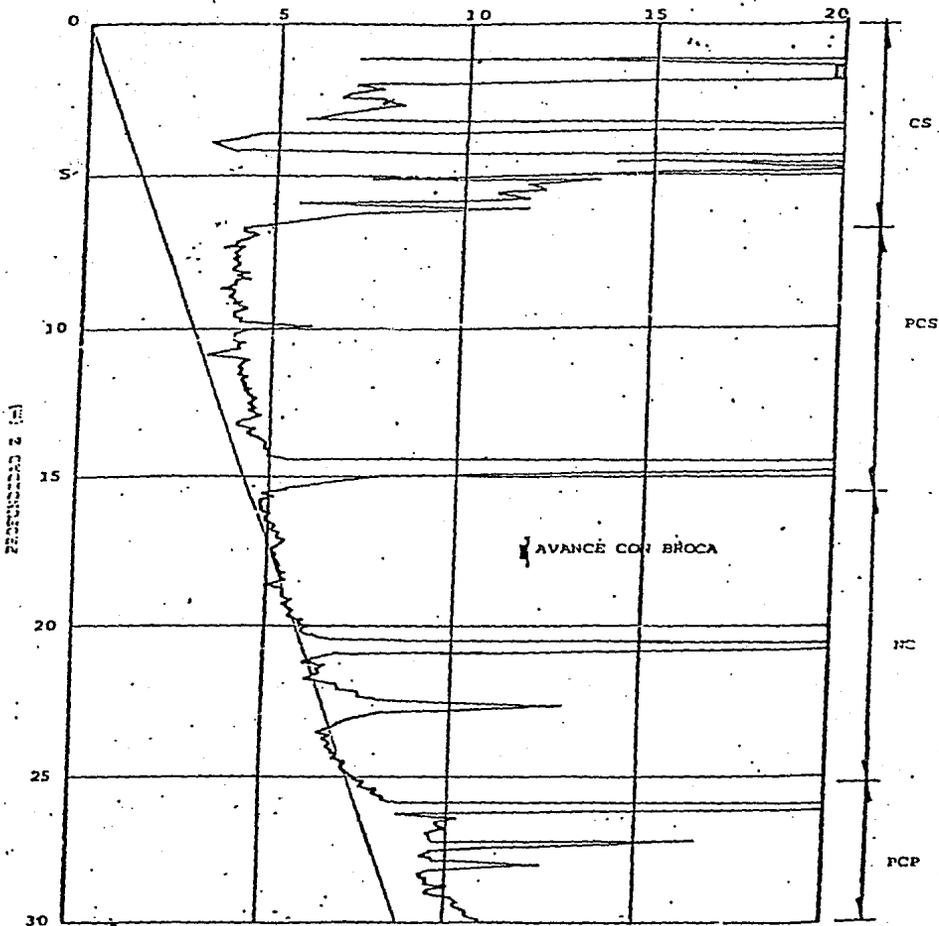
Dependiendo del procedimiento para hincar el cono en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herramienta se hincan a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae.

El penetrómetro holandés se hincan empujándolo con las barras exteriores, hasta colocarlo a la profundidad en que se hará una prueba en esta condición se cierra el penetrómetro, después se empuja con las barras centrales para penetrar con el cono la carrera completa de 4 cm., con esta operación se determina la fuerza q_c necesaria para hincar el cono solo. Al final de este movimiento el tope de la tubería hace contacto con la funda deslizante y al continuar el hincado, otros 4 cm., se arrastra a la deslizante; la nueva fuerza que se mide R_t , corresponde a la resistencia de punta q_c más la fuerza de fricción f_s que desarrolla la funda. La velocidad de penetración suele ser constante y del orden de 1 cm/seg.

1.2.2 Muestreo Inalterado.

En este tipo de muestreo se obtienen muestras cuyo acomodo estructural está relativamente inalterado, ya que necesariamente se inducen cambios de esfuerzo por su extracción y estos generan cambios volumétricos; estas muestras se utilizan en el laboratorio para -

RESISTENCIA DE PUNTA q_c (kg/cm²)



Sondeo con cono eléctrico en la Zona Centro de la Ciudad

identificar el tipo de suelo a que corresponden y determinar sus propiedades mecánicas mediante pruebas índices y mecánicas.

1.2.2.1 Método Manual.

La obtención de muestras inalteradas permite recuperar muestras con la menor alteración posible. La limitación de este método radica en su lentitud y que solo se puede utilizar en profundidades so-
meras (menos de 10 m.).

Este método consiste en labrar con herramienta de mano muestras cúbicas de 30 cm. de lado, para el labrado se requieren espátulas, cinceles anchos y un martillo ligero.

El procedimiento de obtención de muestras cúbicas es el siguiente:

Se limpia y engrasa una superficie horizontal de 50 cm. de diámetro, en cuyo centro se marca un cuadro de 30 cm. de lado; se le coloca encima manta de cielo que se le impregna de parafina con brea caliente, enseguida se labran dos de los dos lados verticales y se protegen con manta y parafina con brea, se continúa con los otros dos lados y se protegen también, después se corta la superficie base de la muestra. Si el suelo es muy blando, conviene antes de hacer el corte, colocarle una caja protectora para después de cortar la muestra se voltea y se protege con manta y parafina con brea. Los vértices de las muestras se refuerzan con cintas de manta impregnadas de parafina.

1.2.2.2 Tubo de Pared Delgada (SHELBY).

Este muestreador es el más utilizado para obtener muestras inalteradas de suelos finos blandos o semiduros, localizados arriba o

abajo del nivel freático. Para fines prácticos, esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio los especímenes, en los cuales se determinan las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico de detalle.

El tubo de pared delgada está constituido por un tubo liso de acero o latón, usualmente de 7.5 a 10 cm. de diámetro, con el extremo inferior afilado y unido por el superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación con las que se empuja al muestreador desde la superficie (fig. 3).

El muestreador Shelby se hinca con una velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg. El tubo se hinca una longitud de 15 cm. menor que el suelo recuperado, para dejar espacio donde alojar los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo mismo. Después del hincado, se deja un reposo durante 0.5 min. para que la muestra expanda en su interior y aumente su adherencia; enseguida se corta la base de la muestra girando 2 vueltas el muestreador y se procede a sacarlo al exterior, donde se limpia e identifica, se clasifica y protege a la muestra.

1.2.2.3 Tubo Dentado.

Esta herramienta permite obtener en arcillas duras muestras con un mínimo de alteración, presenta claras ventajas de operatividad y costo sobre los muestreadores de barril.

Lo constituye un tubo de acero o latón, unido en su extremo superior con la cabeza muestreadora que, a su vez, va montada al final de la columna de las barras de perforación con las que se empuja y se da rotación al muestreador desde la superficie; la parte infe-

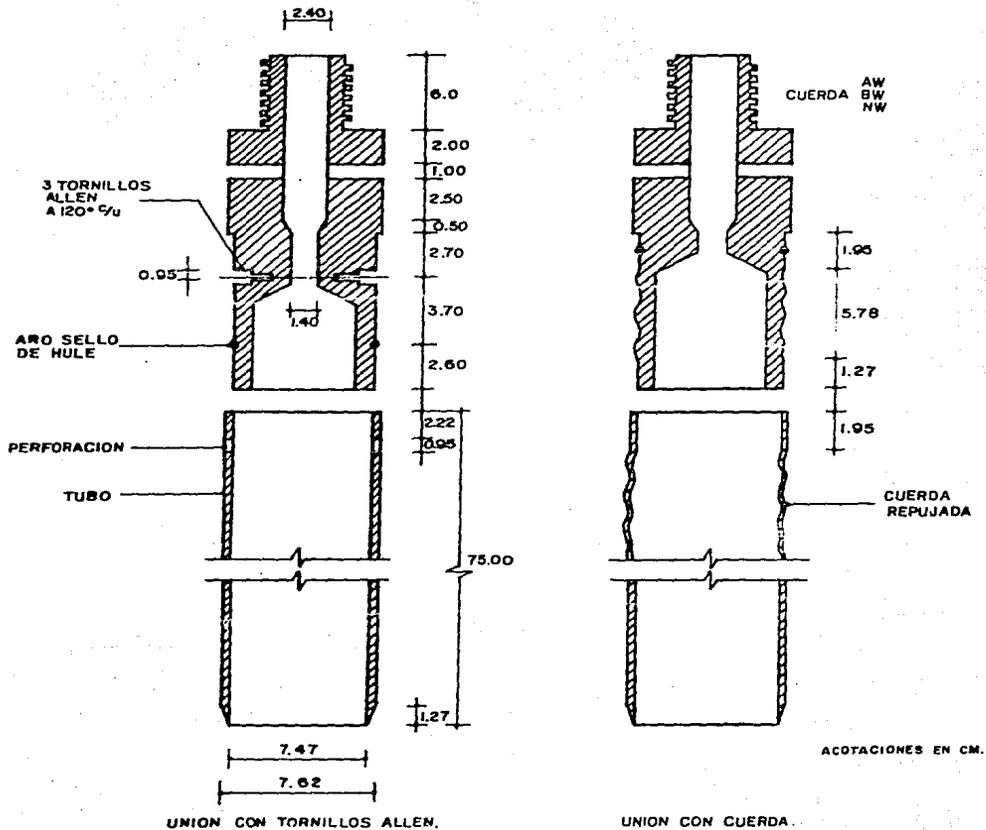


Fig. 3. Muestreador de pared delgada.

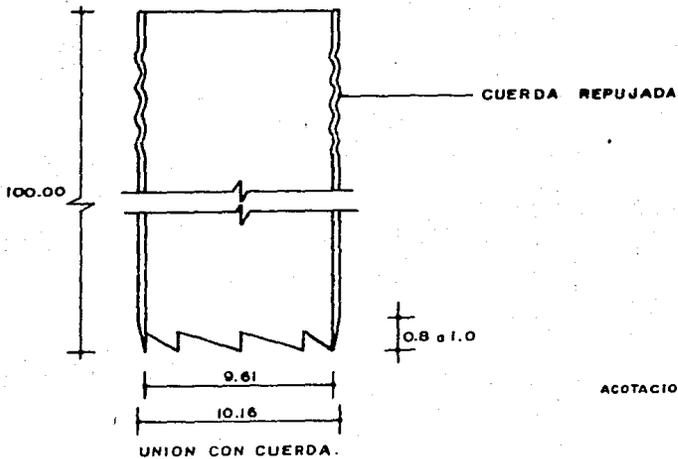
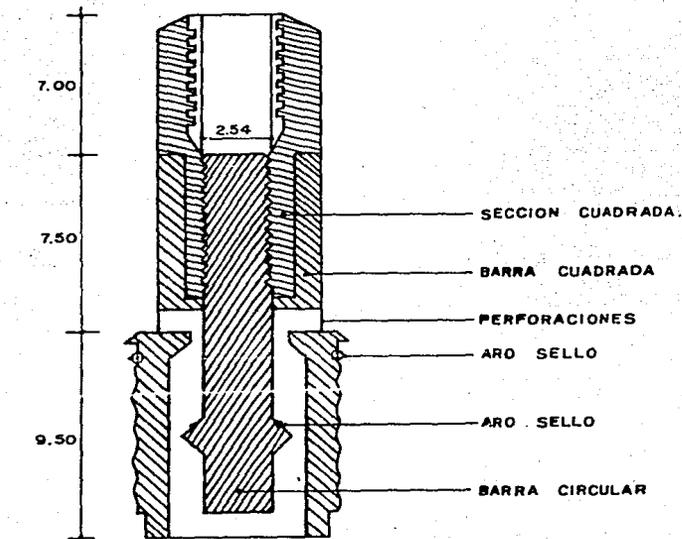
rior del tubo tiene ocho dientes de corte dispuestos simétricamente que miden de 0.8 a 1 cm. de altura y 3 cm. de base. La sierra se forma con un diente recto y otro doblado 0.2 cm. hacia el exterior, con objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo. El diámetro del tubo debe ser de 10 cm. y su longitud de 100 cm. (fig. 4).

1.2.2.4 Barril Denison.

Con este muestreador, que opera a rotación y presión, se obtienen especímenes de arcillas duras que pueden presentar bajo grado de alteración si se localizan abajo del nivel de agua freática. Arriba de este nivel, las muestras se contaminan con el agua o lodo de perforación, por lo cual su aplicación se condiciona al empleo de aire como fluido de perforación.

El muestreador tipo Denison, consiste de dos tubos concéntricos; en el interior que se hinca a presión, se rescata la muestra de suelo, mientras que el exterior, con la broca en su extremo gira y corta el suelo circundante. Para este muestreador se requiere fluido de perforación que se hace circular entre ambos tubos. La broca de corte es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste. Las dimensiones del muestreador Denison permiten obtener muestras de 7.5 a 10 cm. de diámetro nominal: en arcillas blandas sólo es admisible el de 10 cm.

Una vez que se ha penetrado la longitud prevista o que el muestreador no pueda avanzar, se suspende la rotación y la fuerza axial, se deja reposar tres minutos a fin de permitir que la muestra expanda; después se gira para romper el espécimen por la base y posteriormente extraer el muestreador.



ACOTACION EN CM.

Fig. 4. Muestreador de tubo dentado.

Las muestras de suelos blandos que se obtienen mediante técnicas de perforación a rotación y por lavado, frecuentemente resultan fisuradas, las que se identifican fácilmente por la bentonita o azolves que penetra en ellas. Las muestras fisuradas no son útiles para obtener confiablemente las propiedades mecánicas de esos suelos.

Para eliminar estos efectos que induce la perforación, se requiere el empleo de la posteadora-rimadora, cambiando su aplicación con - la broca de aletas hasta llegar a 1.5 m. arriba de la profundidad del muestreo, b) perforar con la posteadora-rimadora el tramo faltante de 1.5 m., y c) muestreador con el tubo de pared delgada, el tubo dentado o barril Demison.

La información de campo se recopilará en un registro de campo, con la información que se obtiene durante la ejecución del sondeo y - conviene utilizar las notas al pie del registro de las observaciones que se hacen durante la ejecución y que pueden ayudar en la interpretación del sondeo. Debe también anotarse la presión necesaria para hincar el muestreador y el porcentaje de recuperación de muestra, que expresa cualitativamente la calidad que se alcanza en cada operación del muestreo como se indica a continuación:

$$\text{Rec} = \frac{L}{H} \cdot 100$$

donde:

Rec = recuperación.
L = longitud recuperada.
H = longitud muestreada.

RECUPERACION DE MUESTRAS

Recuperación	Calidad
Rec = 100 %	Excelente.
Rec = 80	Bueno.
50 < Rec < 80	Malo.
Rec < 50	Inaceptable.

1.3 Pruebas de Campo y Laboratorio.

Las principales propiedades de los suelos que en mayor a menor grado afectan de manera importante el comportamiento de las obras civiles son:

- Compresibilidad.- Relacionada a la deformación que sufre un material al aplicarle una carga o al disminuir su volumen.
- Resistencia al Corte.- La resistencia de un material puede medirse por el esfuerzo cortante máximo que puede soportar ese material; el esfuerzo límite es aquel que causará la falla en el suelo por fractura o por flujo plástico.
- Permeabilidad.- Nos indica la mayor o menor facilidad con que el agua fluye a través de un suelo estando sujeto a un gradiente hidráulico dado.

La determinación de las propiedades índice del suelo se hace efectuando las siguientes pruebas de laboratorio:

Contenido de agua, límite líquido, límite plástico, densidad de sólidos, prueba de torcómetro, prueba no consolidada no drenada, prueba consolidada no drenada, prueba de compresibilidad.

Las propiedades índice permiten la evaluación de las relaciones volumétrico-gravimétricas y la clasificación del suelo.

1.3.1 Contenido de Agua.

El contenido de agua de un suelo es el cociente del peso del agua que contiene un suelo, entre el peso de su fracción sólida. Se identifica como, W , y usualmente se expresa en porcentaje, y se deberá obtener para todos los suelos ensayados esencialmente aquellos que se encuentren en estado natural.

El comportamiento de los suelos están fuertemente influenciado por el contenido de agua, de aquí la importancia de su cuantificación.

La variación del contenido de agua de un suelo afecta notablemente su comportamiento mecánico, debiéndose tomar en cuenta esta posibilidad al proyectar las obras. La variación del contenido de agua con la profundidad es siempre parte de un perfil estratigráfico típico.

El contenido de agua de un suelo permite esbozar una idea acerca de sus probables propiedades mecánicas. Particularmente en los suelos finos y junto con los límites de plasticidad, constituye un buen índice del estado de consistencia del suelo en estudio.

El método convencional consiste en determinar el peso del agua removida por secado en un horno con temperatura constante de 105 a 110 °C, por diferencia del peso inicial del espécimen húmedo y el peso del mismo ya seco. Con esta temperatura y después de secar una porción del suelo hasta alcanzar peso constante, lo cual generalmente toma un día, el agua que se queda en el suelo se considera como constituyente de las partículas sólidas.

La determinación del contenido de agua de un suelo es la prueba más simple y la que más frecuentemente se realiza en un laboratorio de mecánica de suelos.

1.3.2. Límite Líquido.

Se han desarrollado hasta la fecha varios criterios para medir la plasticidad de las arcillas; sin embargo, el más aplicado es el de Atterberg, quien hizo notar que la plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino puramente circunstancial y dependiente de su contenido de agua.

La consistencia de los suelos finos, entendida como el grado de rigidez y plasticidad que estos exhiben en estado remoldeado, cambia con el contenido de agua, desarrollándose los estados de consistencia. Los contenidos de agua que definen las transiciones entre un estado de consistencia y otro, se llaman límites de consistencia, de ellos los más importantes, desde el punto de vista de ingeniería son los límites líquido y plástico.

Los objetivos para determinar los límites de consistencia son: a) clasificar a los suelos finos y b) obtener información índice para estimar sus propiedades geotécnicas.

Se deberán obtener los límites de consistencia en todas las muestras que se sujeten a pruebas de consolidación y a pruebas triaxiales. Los valores obtenidos deberán emplearse solamente con fines de diseño preliminar y no podrán tomarse como valores de diseño definitivo. Las arcillas sobreconsolidadas tienen un índice de liquidez cercano a cero.

$$I_w = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$$

donde:

W = Contenido de agua natural del suelo.

W_p = Límite plástico.

W_L = Límite líquido.

I_w = Índice de liquidez.

1.3.3

Límite Plástico.

El límite plástico es por definición el contenido de agua a partir del cual el suelo se empieza a agrietar y a desmoronar en fragmentos de 1.0 cm, cuando se moldea manualmente en forma de rodillo de 0.3 cm. de diámetro, formado con un suelo al rodarlo con la palma

de la mano sobre una superficie plana y se repite la operación con tres fracciones de la muestra para comprobación.

El comportamiento plástico de un suelo fino está limitado por el límite plástico, W_p ; de manera muy simple, el límite plástico permite distinguir entre un suelo plástico, una arcilla, por ejemplo, y otro no plástico, como un limo. Como regla general, la determinación del límite plástico se realiza cuando se efectúa la del límite líquido.

1.3.4

Densidad de sólidos.

La densidad de sólidos se define como la relación entre el peso específico de la materia de las partículas del suelo y el peso específico del agua destilada a 4°C . En la práctica las mediciones se efectúan a la temperatura ambiente y se hace la corrección necesaria.

Para el caso de suelos cohesivos el procedimiento que se sigue consiste en hacer con la muestra de suelo y agua destilada una pasta, colocarla con agua suficiente para tener un volumen de 150cm^3 en el vaso del agitador mecánico y agitarla durante 15 min. Vaciar la mezcla en el matraz previamente calibrado y sujetarla a vacío durante 30 min. Llenar el matraz hasta la marca de calibración, tomar la temperatura y pesar el matraz con su contenido. Tomar la temperatura, vaciar el contenido en un recipiente y sujetarlo a secado a una temperatura de $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$. Pesar el suelo seco. El error más frecuente en esta prueba es el provocado por un procedimiento de desaireado deficiente.

La densidad de sólidos se determinará en todas las muestras que se ensayen en pruebas de consolidación y/o esfuerzo cortante.

1.3.5 Prueba de Torcómetro.

El objetivo de esta prueba es estimar de manera expedita la resistencia cortante no drenada de suelos arcillosos, ya sea en el campo o en el laboratorio.

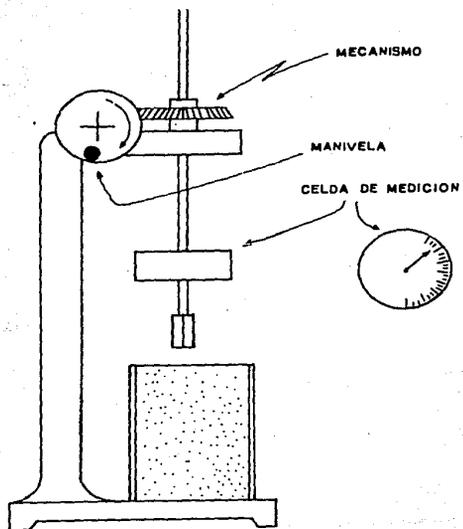
El torcómetro es un dispositivo provisto de un juego de navajas, las que por la acción de un momento torsionante aplicado manualmente provoca la falla del suelo a través de la superficie que generan al girar las orillas de las navajas. El torcómetro está equipado con un resorte calibrado y una manecilla, con la que se mide y señala directamente la resistencia no drenada (fig. 5). Para hacer una medición primeramente se deberá engrasar la superficie de la muestra, teniendo cuidado de no inducir perturbación por el corte y engrase; siempre será deseable producir la superficie plana por corte con un alambre tenso.

A continuación se hincan cuidadosamente las navajas del torcómetro, de tal forma que éste quede perpendicular a la superficie del suelo. Enseguida, se ejerce una presión normal uniforme y se gira lentamente su maneral con una velocidad constante.

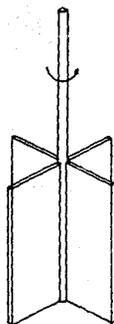
El torcómetro sirve para estimar la resistencia en los extremos de muestras arcillosas saturadas contenidas en tubos Shelby, en muestras cúbicas o en las paredes de un pozo a cielo abierto. En el laboratorio se usa frecuentemente para medir la resistencia en los extremos de los segmentos de tubos Shelby cuando estos se cortan.

1.3.6 Prueba no consolidada, no drenada (Prueba rápida, UU).

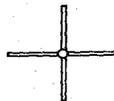
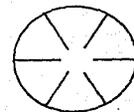
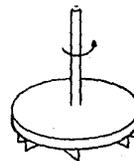
En la primera etapa se aplica la presión confinante no permitiendo el drenaje. En la segunda etapa se incrementa el esfuerzo axial no dejando escapar el agua, sin permitir también el drenaje.



a) VELETA



b) TOCOMETRO



PLANTA

DISPOSITIVOS DE CORTE

Fig. 5. Tórcómetro de banco.

El objetivo de esta prueba es determinar las características esfuerzo-deformación y de resistencia al corte de especímenes arcillosos inalterados bajo condiciones no drenadas.

El procedimiento de ensaye de los especímenes en el laboratorio de be reproducir de la mejor manera posible el estado de esfuerzo a que se someterá la masa térrea del prototipo, así como las condiciones de drenaje que prevalezcan en las diferentes etapas de su vida útil. Esencialmente el procedimiento consiste en ensayar tres especímenes similares, sometidos a diferentes esfuerzos confinantes.

Existen diversos tipos de cámaras triaxiales, siendo el más usual el que transmite la carga desviadora mediante un pistón que se desliza a través de la tapa de la cámara. Consta de base y tapa metálica y un tubo de lucita que confina el espécimen cilíndrico de suelo y al aire a presión; el conjunto de tapa y base se mantienen unidos con barras de acero. Los especímenes de suelos finos que tradicionalmente se ensayan tienen un diámetro de 3.6 cm. y una altura de 8.5; en suelos blandos es más conveniente ensayar especímenes de 7.5 cm. de diámetro y 18 cm. de altura.

1.3.7 Prueba consolidada no drenada (CU).

En la primera etapa se aplica la presión confinante permitiendo el drenaje en la muestra. La segunda etapa de la prueba consiste en cerrar las válvulas del agua y aplicar el incremento del esfuerzo axial vertical.

Sirven para determinar las curvas esfuerzo-deformación y los parámetros de resistencia al corte de especímenes arcillosos inalterados.

Para la consolidación del espécimen, durante la etapa de aplica---

ción de presión confinante, se deben disponer de piedras porosas - en el pedestal y cabezal, que permitan el drenaje del agua de poro; éstas necesitan cubrir cuando menos 80% del área de la probeta, no aportar deformaciones perceptibles bajo las cargas de trabajo y poseer una permeabilidad por lo menos 100 veces mayor que la del suelo, por ensayar. El cabezal debe disponer de una cohesión y tubo de 1/8" de diámetro, que conduzca el agua a la base de la cámara, y de ahí a una bureta cuya área será de 0.1 a 0.5 cm².

1.3.8

Prueba de Compresibilidad.

La realización de la prueba de consolidación unidimensional permite obtener una curva de compresibilidad (esfuerzos efectivos vs. relación de vacíos o compresión unitaria) y tantas curvas de consolidación (compresión vs. tiempo) como incremento de carga se aplican. Con la información citada se pueden estimar, respectivamente, la magnitud de asentamientos y el tiempo para que ocurran.

Debe plantearse como premisa del ensaye que éste debe reproducir de la manera más fiel posible el nivel de esfuerzos a que se verá sometido el espécimen en campo para el problema particular de que se trate; por ello necesita tenerse presente que durante el ensaye, el espécimen se consolida únicamente en la dirección vertical, ya que se mantiene confinado lateralmente. Por supuesto, el espécimen por ensayar debe ser representativo e inalterado.

La prueba de consolidación unidimensional consiste en aplicar una secuela establecida de cargas verticales a un espécimen delgado - confinado en un anillo flotante rígido, y medir la deformación pa latina que sufre. En cada una de las etapas se le incrementa la carga; el espécimen experimenta una primera fase de compresión - que se atribuye al proceso de expulsión de agua y aire, y se reconoce como consolidación primaria; ocurre también una compresión - adicional, ocasionada por fenómenos de flujo plástico del suelo, conocida como consolidación secundaria, la que se hace más evidente cuando la consolidación primaria ha concluido.

El procedimiento convencional para cargar axialmente al espécimen consiste en aplicar diariamente incrementos que se duplican a -- 0.125, 0.250, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 kg/cm²; por su parte, la descarga se hace en tres decrementos.

Las pruebas de consolidación se realizan primordialmente para dar respuesta, al menos aproximada, a dos interrogantes:

- ¿ Cuánto se va a asentar cierta obra con una presión dada, por la consolidación del subsuelo ?
- ¿ Como será la evolución de sus asentamientos a través del tiempo?

La precisión de la prueba esta condicionada a la calidad de las - muestras ensayadas, por ello debe ponerse cuidado en:

- Que el muestreo de campo, así como la protección y transporte de las muestras inalteradas sean excelentes.
- Eliminar, tanto como sea posible, la perturbación mecánica durante la extracción, labrado y montaje del espécimen.

1.4 Protección y Transporte de Muestras.

1.4.1 Muestras Alteradas.

Estas muestras, que pueden proceder de sondeos alterados o de pruebas de penetración estándar, se conservarán en frascos de 0.5 lt. de capacidad, con boca ancha y tapa hermética adecuadamente para - que conserven su contenido de agua natural.

Las muestras alteradas de material de bancos de préstamo se deberán conservar en bolsas de polietileno, sellándolas herméticamente con calor o bien con un nudo apretado; si no interesa conservar el contenido de agua natural pueden utilizarse bolsas de lona.

Para el transporte de muestras alteradas simplemente deben protegerse de los agentes atmosféricos.

1.4.2

Muestras Inalteradas.

Se deben tener cuidados similares a los descritos en el inciso 1.4.1. Se recomienda además que la extracción de las muestras de los tubos se haga a no más de dos días de su extracción del sitio, para evitar fenómenos de corrosión.

Las muestras contenidas en tubos de los muestreadores de pistón, pared delgada, Denison, se someten al mismo procedimiento: después de desmontar el tubo de la cabeza que lo sostiene se coloca en el soporte para muestras (fig. 6), con la parte inferior de la muestra hacia abajo; se limpia la superficie exterior y del interior - se eliminan los azolves con la veleta, enseguida se coloca el sello de 0.7 cm. de espesor. A continuación se invierte la posición del tubo, se le extrae 1.0 cm. de muestra con la veleta o una espátula para hacer lugar al sello mecánico o el de parafina con breá y con el material extraído se clasifica en el campo el suelo (fig. 7). Enseguida se identifica el tubo adhiriéndole una etiqueta con parafina, señalando además la parte superior de la muestra.

Las muestras inalteradas contenidas en tubos deben transportarse en cajas de madera para 3 ó 4 muestras, recubiertas interiormente con espuma de poliuretano de 5 cm. de espesor, cuidando que no sufran golpes ni vibraciones que dañen su estructura.

1.4.3

Muestras Cúbicas.

Las muestras cúbicas de 30 cm. de lado deben identificarse con una etiqueta adherida en la parte superior de la muestra, y colocarse en cajas de madera confinadas con empaque húmedo de espuma de po-

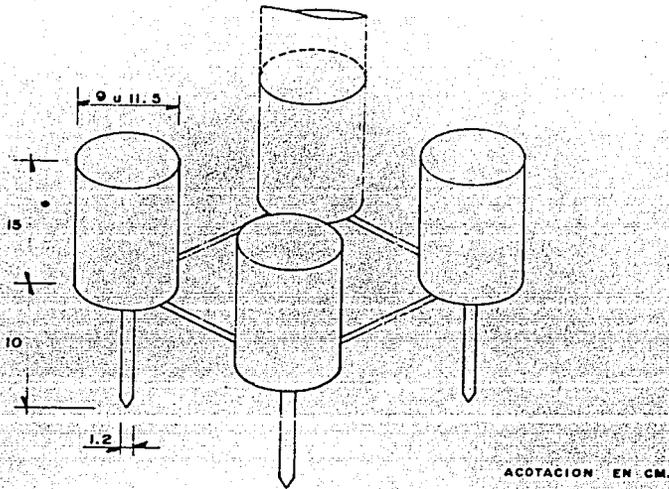


Fig. 6. Soporte para muestra.

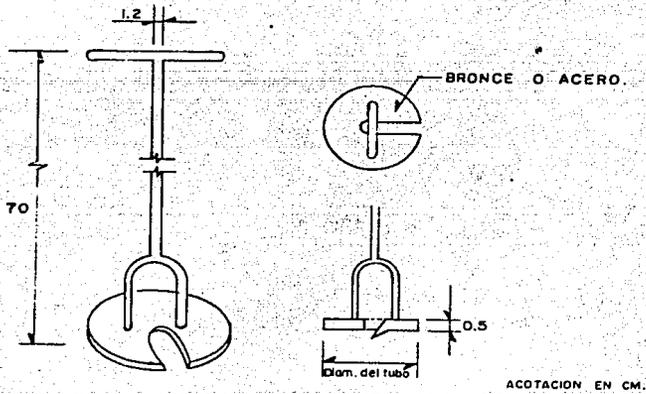


Fig. 7. Veleto para limpiar tubos.

liuretano de 5 cm. de espesor mínimo, la tapa de la caja debe fijarse en tornillos que fácilmente puedan desmontarse para sacar la muestra.

Para el transporte de estas muestras deben protegerse de los agentes atmosféricos y de vibraciones y golpes que podrían dañar la estructura del suelo.

1.5 Máquinas y Equipos de Perforación y Muestreo.

1.5.1 Máquinas Perforadoras.

Las máquinas más adecuadas para la exploración geotécnica son aquellas capaces de operar a velocidades de rotación bajas (50 rpm) y potencia alta (mayor de 40 HP); características necesarias para trabajar con los muestreadores Denison, tubo dentado y tubo Shelby y sobre todo para el manejo de espirales de perforación; su sistema de gatos hidráulicos para carga vertical debe tener una carrera mínima de un metro de longitud para hincar los tubos de pared delgada y muestreadores de rotación de manera continua, sin interrupciones que afecten la calidad de la muestra.

En la tabla 1 se presenta un resumen de las características principales de las máquinas usadas para exploración.

TABLA 1 Máquinas perforadoras para geotécnica

Tipo de Máquina	Profundidad con barras, en m.			Peso, en ton.	Carre- ra del gato, en m.	Empuje verti- cal, en ton. ↓ ↑	Capaci- dad del malaca- te, en ton.	Veloci- dad del malaca- te, en ton.	Potenci- a del mo- tor, en HP
	AX	NX	Espiral 6"						
Mobile Drill B61	600	450	90	3.7	1.72	4.8 6.3	3.4	65-350	97
Mobile Drill B40L	152	100	46	3.0	3.7	4.2 3.0	2.5	0-518	97
Mobile Drill B30S	50	-	22	1.3	1.73	2.9 3.8	3	58-455	54
Acker MP 100	390	300	45	2.2	3.3	8.5 5.2	4.5	43-287	48
Acker MP 50	390	300	45	2.0	1.8	3.2 4.2	4.5	50-335	48
Pendrill PD	137	100	40	2.2	1.8	3.1 3.1	3	60-1100	38
Long Year 34	426	266	-	1.1	0.6*	3.2 3.2	3	22-1510	30

* La carrera del gato no es adecuada.

1.5.2 Bombas de Perforación.

La bomba que se utiliza para inyectar el fluido de perforación puede ser de dos tipos: las de pistón, capaces de manejar agua y lodos de muy baja densidad y las de cavidad progresiva, que manejan desde agua hasta lodos de densidad alta con sólidos de suspensión. Estas últimas son las más recomendables para la exploración geotécnica, porque operan a presiones bajas y gastos altos y con ello reducen el efecto erosivo del chiflón de descarga; tienen la ventaja adicional de que con el lodo se elimina la necesidad de ademe metálico.

En la tabla 2 se muestran las características principales de las - dos bombas más utilizadas en trabajo de exploración.

TABLA 2 Bombas de Perforación

Marca	Tipo	Gasto mínimo en lt/min.	Presión máxima, en kg/cm ² .	Potencia, en HP	Peso, en kg.	Opera
Moyno 3L6	Cavidad progresiva	162	16	7.5	250	agua y lodo denso.
Royal Bean 420	Pistón - Triple	132	35	7.5	350	agua

1.5.3 Barras y Ademes de Perforación.

Se recomienda usar las barras de perforación de diámetro nominal - EW para sondeos superficiales y pruebas de veleta; la AW y BW para la operación de muestreadores y la ejecución de pruebas de penetración estándar y las BW y NW para la operación de muestreadores rotatorios; las barras NW no deben utilizarse para la prueba de penetración estándar por su elevado peso. De lo anterior se concluye - que las barras BW son las de uso más general en trabajos de exploración y geotécnica. Sus dimensiones y geometría se muestran en la tabla 3.

Los ademes metálicos recomendables son los de diámetro nominal NW porque permite el paso del penetrómetro estándar y el HW, que por su diámetro permite el paso de los muestreadores Shelby y Denison.

En la tabla 4 se muestran las características principales de los - ademes.

TABLA 3 Medidas de las Barras más usuales

Barra	\bar{d}_e		\bar{d}_i		\bar{d}_c		Peso kg/3 m.	Cuerdas por pulgada.
	pulg.	mm.	pulg.	mm.	pulg.	mm.		
EW	1 3/8	34.7	7/8	22.2	7/16	12.7	14.0	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	15.9	19.9	3
BW	2 1/8	54.0	1 3/4	44.5	3/4	19.0	19.0	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	24.5	3

Longitud estándar 3.05 m. (10 pies).

\bar{d}_e diámetro exterior.

\bar{d}_i diámetro interior.

\bar{d}_c diámetro interior del cono.

TABLA 4 Medidas de los ademes más usuales

Ademe	\bar{d}_e		\bar{d}_i		Peso kg/3 m	Cuerdas por pulgada
	pulg.	mm.	pulg.	mm.		
NW	3 1/2	88.9	3	76.2	39.1	4
HW	4 1/2	114.3	4	101.6	51.3	4

\bar{d}_e diámetro exterior.

\bar{d}_i diámetro interior.

Se observa que sus diámetros interiores de 7.6 y 10.1 cm. limitan el diámetro de los muestreadores que pueden pasar a través de ellos, por ello en sondeos en que se pretenda utilizar muestreadores de mayor diámetro queda obligado al uso de lodos de perforación que eliminan la necesidad del ademe metálico.

1.6 Supervisión de la Exploración.

El ingeniero supervisor debe informarse antes de iniciar los trabajos de: el tipo de estructura que se construirá, las condiciones geológicas y probables tipos de suelos que se encontrarán en el sitio, debe reconocer las condiciones de trabajo que se le impondrán a los suelos; para que sea capaz de juzgar si la información que se está obteniendo es la adecuada; en caso contrario, proponer modificaciones a las técnicas de muestreo y programa de trabajo.

El ingeniero supervisor no es el responsable de la ejecución de los trabajos; es el responsable de verificar que con la exploración se está obteniendo las muestras adecuadas y la información geotécnica necesaria para resolver el problema.

Los trabajos de campo los supervisará un ingeniero; que durante la ejecución del sondeo, deberá seleccionar los muestreadores que se utilicen, incluso recurriendo en un mismo sondeo a varios de los descritos en la parte del muestreo alterado y muestreo inalterado.

1.7 Etapas de un Estudio Geotécnico.

1.7.1 Estudio Geotécnico.

El proyectista planeará el estudio geotécnico apoyándose en la información básica y en el conocimiento que se tenga de las características del subsuelo.

La secuencia ordenada de las etapas de trabajo que se deben seguir en un estudio geotécnico se presenta en la figura I; esencialmente consiste en adoptar el criterio clásico de la mecánica de suelos: primero se realiza la exploración del sitio para conocer con detalle la estratigrafía y estimar las propiedades mecánicas de los

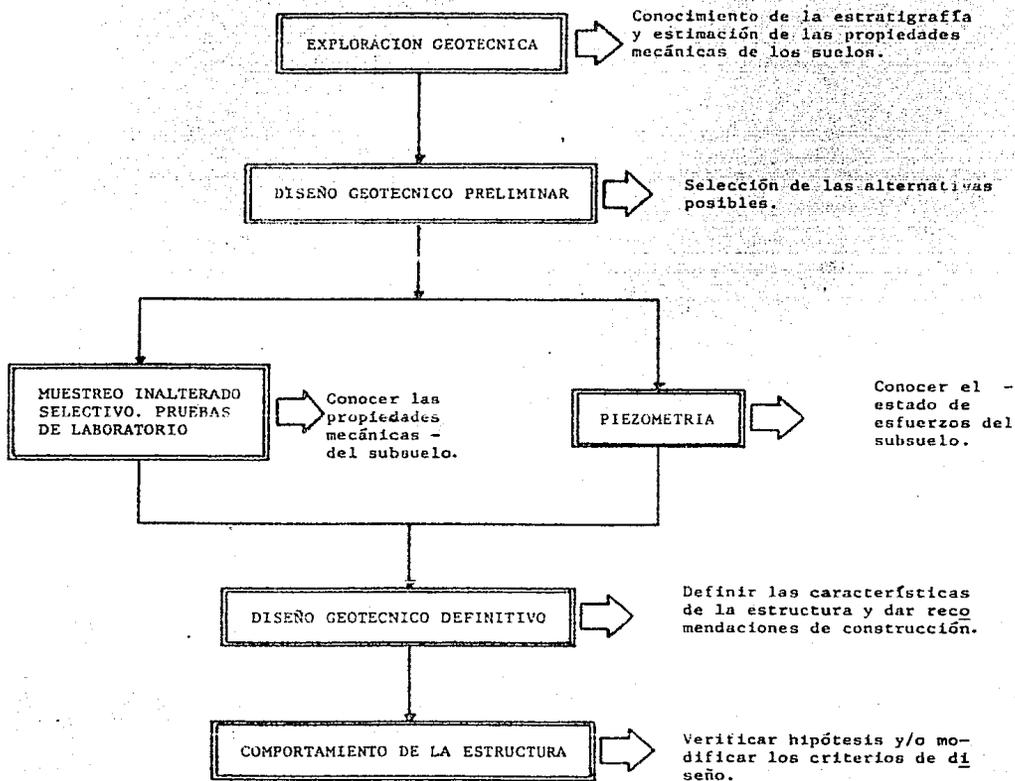


FIG. I ETAPAS DE UN ESTUDIO GEOTECNICO

suelos; con esta información se puede hacer el análisis geotécnico preliminar de las alternativas posibles, que a su vez permite definir con precisión los aspectos más significativos de cada solución considerada. Tomando esta nueva información como base, se pueden identificar los objetivos de: el muestreo inalterado y de las pruebas de laboratorio, para finalmente efectuar el diseño geotécnico definitivo. Adicionalmente se observa el comportamiento de las estructuras ya construidas, para validar o modificar los criterios de diseño.

1.7.2 Campaña de Exploración.

El objetivo es determinar con precisión la estratigrafía a lo largo del proyecto de la línea, conocer las condiciones de presión del agua del subsuelo y obtener una estimación preliminar de las propiedades mecánicas de los suelos. Esta información hace factible el análisis geotécnico preliminar del problema, lo que a su vez permite fundamentar los objetivos y alcances de la etapa de muestreo inalterado posterior.

1.7.3 Condiciones Estratigráficas.

La información de los sondeos de exploración debe servir para definir los estratos característicos de los suelos y sus espesores. Además, en forma aproximada la resistencia al corte y deformabilidad de los suelos.

1.7.4 Diseño Geotécnico Preliminar.

Con la información de la exploración geotécnica tanto de la estratigrafía como de la deformación indirecta de las propiedades mecánicas de los suelos, se deberá efectuar un análisis preliminar de soluciones factibles.

La importancia de este análisis radica en que facilitará la comprensión del problema, define la importancia de la costra dura y de los suelos blandos que la subyacen, y precisa qué información geotécnica de detalle se debe obtener. Las conclusiones respectivas deben fundamentar y justificar: a) el programa de sondeos inalterados de tipo selectivo, b) las técnicas de muestreo inalterado que deberán seguirse, c) el programa de instalación de estaciones piezométricas, incluyendo la justificación del tipo de celdas más adecuadas, y d) el programa preliminar de trabajos de laboratorio.

1.7.5 Instrumentación de Exploración.

La instrumentación para la etapa de proyecto se enfocará a determinar de manera precisa las condiciones piezométricas del subsuelo, y así poder conocer la distribución de esfuerzos efectivos con la profundidad, necesaria para el diseño geotécnico definitivo. La posición del nivel del agua freática, se determina con ayuda de tubos de observación localizados dentro de la costra superficial; las condiciones de presión hidrostática del agua se obtienen confiablemente con piezómetros abiertos instalados en los estratos permeables. Los piezómetros neumáticos tienen como limitante lo complejo de su instalación y operación; sin embargo, son los únicos que operan confiablemente en estratos arcillosos.

1.7.6 Muestreo Inalterado.

Con la información estratigráfica obtenida en la etapa de exploración geotécnica, el ingeniero diseñador definirá el programa de muestreo selectivo, donde especificará claramente el número y profundidad de los sondeos, así como el tipo de muestreador más adecuado para cada estrato. Al formular el programa se tomará en cuenta que en todas las muestras deberán realizarse pruebas de resistencia y compresibilidad; por tanto, no se obtendrán muestras -

que no se requieran para ese propósito. El muestreo de las arcillas blandas cuya resistencia por punta con cono eléctrico, q_c , sea menor de 5 kg/cm^2 , se realizará con tubo Shelby de 10 cm. de diámetro mínimo.

1.7.7 Pruebas de Laboratorio.

El objetivo de las pruebas es obtener los parámetros de resistencia y los módulos de deformación en muestras inalteradas, necesarios para el diseño geotécnico definitivo. El ingeniero diseñador definirá el programa de pruebas mecánicas a realizar en todas las muestras obtenidas; en cada caso se especificará claramente el procedimiento de ensaye (presiones confinantes, secuencia de aplicación y magnitud de incrementos de carga), en función de las características del proyecto, condiciones estratigráficas y piezométricas, así como de la calidad de las muestras.

1.7.8 Perfiles y Cortes Geotécnicos.

Elaborar un corte geotécnico a lo largo del tramo en estudio; integrado por todos los perfiles geotécnicos de los sondeos realizados, donde se resuma: a) la clasificación de los suelos, b) el tipo de muestreadores y las profundidades en que se emplearon, c) los resultados de los sondeos con cono eléctrico, d) las propiedades mecánicas, indicando la profundidad de la muestra y el tipo de prueba, e) las condiciones piezométricas. En este corte deberá presentarse una interpretación estratigráfica, señalando claramente las fronteras entre los estratos característicos. Es indispensable contar con este perfil para realizar el diseño geotécnico definitivo.

TABLA I TECNICAS RECOMENDABLES DE LOS TRABAJOS DE CAMPO.

A) EXPLORACION PRELIMINAR

Tipo de suelo	Recomendable	No recomendable
Blando	Cono Eléctrico	SPT. geofísica
Duro (húmedo)	Cono mecánico, SPT	Geofísica
Duro (seco)	SPT (en seco); penetración neumática	Geofísica

B) MUESTREO INALTERADO

Tipo de suelo	Recomendable	No recomendable
Suelos blandos	Tubo de pared delgada	- - - -
Suelos preconsolidados y lentes duras	Tubo dentado	Tubo de pared delgada
Costra seca superficial	Tubo dentado*	Tubo de pared delgada
Capa dura y tobas blandas	Barril Denison* Tubo dentado	- - - -
Tobas duras	Barril muestreador Barril Denison*	- - - -

* La calidad de las muestras puede ser mala.

C) METODOS DE PERFORACION

Tipo de suelo	Recomendable	No recomendable
Blandos fisurados	Posteadora-rimadora	Rotación con lodo; percusión o lavado
Blandos no fisurados	Posteadora-rimadora; rotación con lodo	Percusión o lavado
Duros abajo del nivel freático	Rotación en seco; percusión-neumática	Rotación con agua o lodo
Tobas duras	Rotación con aire percusión-neumática	Rotación con agua o lodo

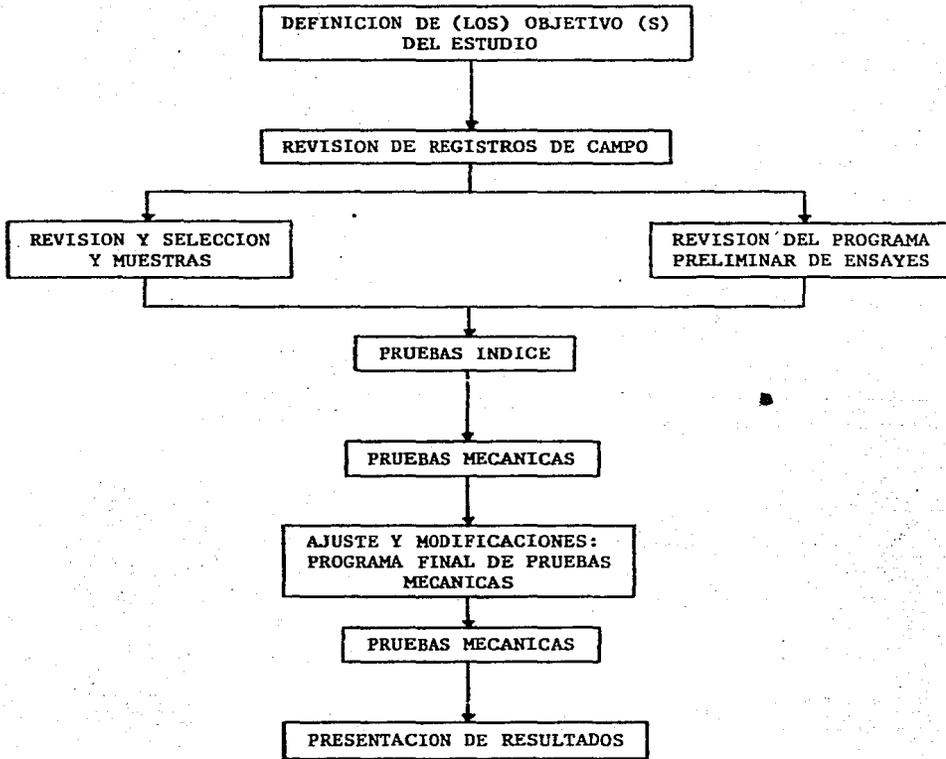
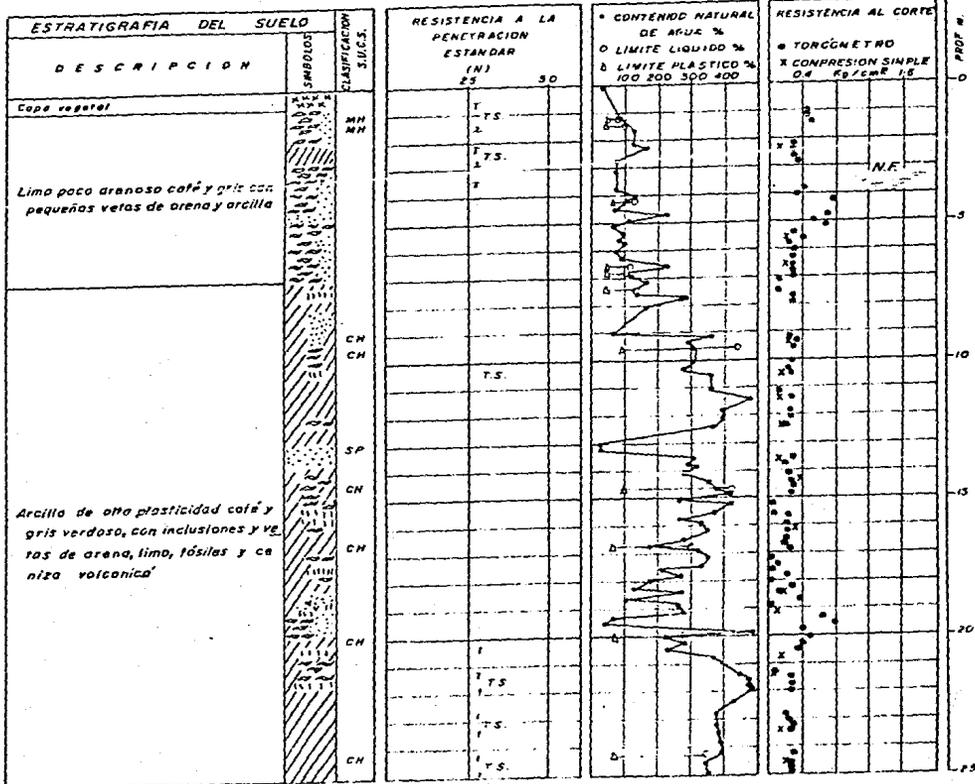


Fig. II Secuencia de la supervisión de los trabajos de laboratorio.

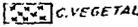
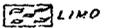
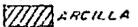
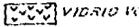
ABREVIATURAS Y SÍMBOLOS PARA FORMULAR LOS REGISTROS DE CAMPO

Abreviaturas	Significado
SICS	Sistema Unificado de Clasificación de suelos
G	Grava
S	Arena
M	Limo
C	Arcilla
O	Suelo Orgánico
T	Turba
B	Bien graduado
M	Mal graduado
L	Baja plasticidad
H	Alta plasticidad
SPT	Prueba de penetración estándar
N	Número de golpes en SPT
NF	Nivel freático
PCA	Pozo a cielo abierto
BT	Broca tricónica
EG	Broca tipo Drag
F-3	Muestra alterada en bolsa No. 3
F-4	Muestra alterada en bolsa No. 4
F-2L	Muestra lavada en frasco No. 2
MI-8	Muestra labrada in situ, No. 8
TS-12	Tubo Shelby No. 12
ED-9	Tubo Denison No. 9
EP-11	Tubo Pitcher No. 11
EPL-7	Tubo Pistón Libre No. 7
TR-5	Tubo rotatorio dentado No. 5
NXL-6	Muestra de roca tomada con barril N serie L No. 6
Rec 45/75	45 cm. de recuperación en 75 cm. muestreados
50/10	50 golpes en 10 cm. en SPT
EW,AW,BW,NW	Barras de perforación
NW,HW	Ademes
ENL, NXL	Barriles muestreadores serie L
FA	Pérdida de agua o lodo de perforación.

Símbolo/ícono	Significado
	Arcilla
	Limo
	Arena
	Grava
	Boleos
	Relleno
	Raíces
	Turba
	Conchas y fósiles
	Nivel freático
	Superficie del terreno
	Concreto
	Diámetro



SIMBOLOGIA

- | | | | |
|---|-----------|---|------------------|
|  | C.VEGETAL |  | ARENA |
|  | LIMOS |  | FOSILES |
|  | ARCILLA |  | VIDRIO VOLCANICO |

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SUBSUELO

2. CRITERIOS DE ANALISIS.

En el desarrollo de este escrito se explica el uso de modelos analíticos simples para determinar las condiciones de estabilidad de los túneles durante la etapa de construcción, así como para la estimación de los asentamientos que se desarrollan en la superficie del terreno a consecuencia de la construcción; se describen también procedimientos sencillos para la evaluación de las presiones ejercidas por el suelo sobre los sistemas de soporte y se exponen criterios para su diseño estructural. Con el auxilio de estos modelos y procedimientos simples, el ingeniero puede seleccionar de una manera racional, el método de construcción más adecuado y diseñar el sistema de soporte temporal o definitivo, además de planear y programar el procedimiento constructivo de manera óptima, reduciendo así a un mínimo razonable, el grado de incertidumbre que ha sido característico de este tipo de obra en el pasado.

2.1 Etapas de Trabajo.

La secuencia metodológica que se propone para el diseño de un túnel se muestra con todo detalle en la figura 2.1; es evidente la obligatoriedad de seguir ordenadamente esa secuencia de ese proceso racional, que incluso debe satisfacerse independientemente del marco teórico de análisis que se elija. A continuación se hace una breve descripción de esta secuencia de trabajo.

Información preliminar de trazo y perfil. Con la información geológica que se tenga (plano de zonificación geotécnica) se identificarán las características de las zonas del subsuelo que atraviesa la línea en estudio, a continuación se deberá efectuar un reconocimiento detallado a lo largo de la línea, para identificar todos los detalles geológicos que pudieran influir en el diseño y construcción del túnel.

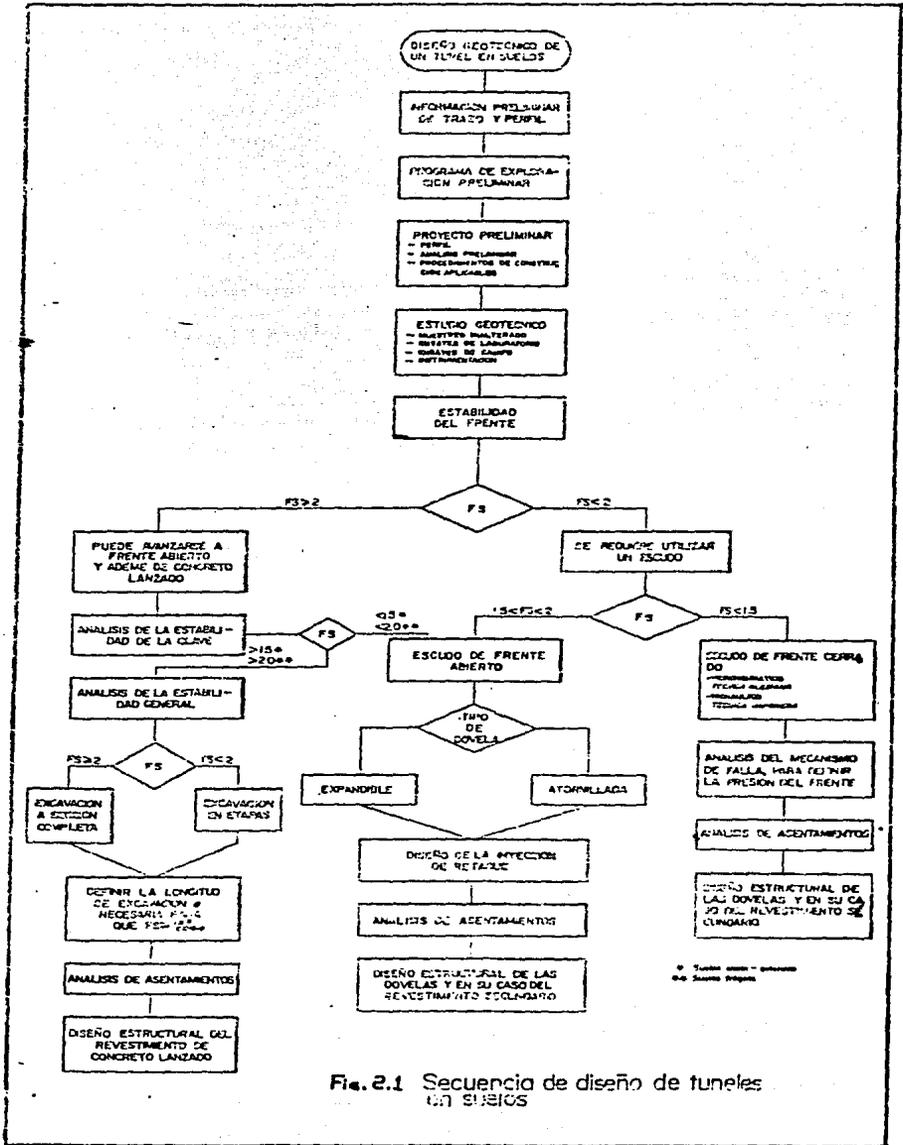


Fig. 2.1 Secuencia de diseño de túneles en sistemas

© Todos los derechos reservados
D.R. Somoza Pineda

Programa de exploración preliminar. Su objetivo es determinar con precisión la estratigrafía a lo largo de la línea mediante sondeos de exploración, conocer las condiciones de presión del agua del subsuelo - utilizando la piezometría y obtener una estimación preliminar de las propiedades mecánicas de los suelos realizando pruebas de campo y laboratorio.

Esta información hace factible el análisis geotécnico preliminar del problema, lo que a su vez permite fundamentar los objetivos y alcances de la etapa de muestreo inalterado posterior.

Proyecto preliminar. Con la información de la exploración geotécnica, o sea con la estratigrafía y la medición indirecta de las propiedades mecánicas de los suelos, se deberá efectuar un análisis preliminar de las soluciones factibles, considerando los siguientes aspectos: a) buscar la congruencia entre el perfil de diseño y las características - estratigráficas a lo largo de la línea, b) hacer una estimación de la estabilidad del túnel, y c) definir tentativamente el procedimiento de construcción.

Estudio geotécnico. La importancia del análisis descrito radica en que la mejor comprensión del problema planteado permite fundamentar y justificar: a) el programa de sondeos inalterados de tipo selectivo, b) las técnicas de muestreo inalterado que deberán seguirse, c) el programa de instalación de estaciones piezométricas, incluyendo el tipo de celdas, y d) el programa preliminar de los trabajos de laboratorio.

Es importante insistir en que la información sea confiable y que se - hayan aplicado adecuadamente las técnicas de campo y laboratorio.

Estabilidad del frente. Al aplicar las expresiones de la estabilidad del frente que se presentan en el inciso 2.2 , se define el valor del factor de seguridad que indicará el procedimiento de excavación.

Procedimiento de excavación del túnel. Se dispone fundamentalmente de 3 técnicas de construcción:

- a) Cuando $FS > 2$ se puede excavar a frente abierto y emplear un revestimiento de concreto lanzado.
- b) Cuando $1.5 < FS < 2$ se requiere utilizar un escudo, que puede ser de frente abierto; el revestimiento estará formado por anillos de concreto precolado constituidos por segmentos o dovelas que pueden ser de dos tipos: unidas por tornillos y que forman anillos de diámetro constante o los que pueden expandirse para ajustarse mejor a la pared de la excavación, y
- c) Cuando $FS < 1.5$ se requiere aplicar contrapresión al frente de la excavación; en este caso los escudos de frente a presión es la solución más apropiada, ya que el empleo de aire comprimido ha caído en desuso.

En la figura 2.1 se observa que cada una de estas alternativas de construcción requiere de los análisis específicos que se mencionan a continuación.

Túnel excavado a frente abierto con ademe de concreto lanzado. Se debe primero analizar la estabilidad de la clave para definir su factor de seguridad; se pueden presentar dos condiciones: a) si $FS < 1.5$ y se trata de suelos con comportamiento del tipo elástico-plástico o $FS < 2$ en suelos frágiles, no se puede ratificar la ejecución de la excavación a frente abierto, por lo que se necesitará recurrir a un escudo de frente abierto, y b) si $FS > 1.5$ en suelos elástico-plástico o $FS > 2$ en suelos frágiles, se ratifica la factibilidad de excavar a frente abierto y revestir con concreto lanzado.

A continuación se analiza la estabilidad general de la excavación;

nuevamente se presentan dos condiciones factibles: si $FS \geq 2$ la excavación podrá realizarse a sección completa y si $FS < 2$, deberá excavarse en etapas.

La siguiente acción es determinar la longitud de excavación, a, o sea, definir el avance máximo que puede permitirse antes de establecer la excavación con el revestimiento de concreto lanzado, para mantener un factor $FS \geq 2$.

Túnel excavado con escudo de frente abierto. La primera decisión - consiste en la selección del tipo del anillo de dovelas, que puede ser expandible o simplemente atornillado. A continuación se diseña el programa de inyección de retaque, definiendo la secuencia de inyección, tipo y proporción de mezclas, y presiones de operación.

Túnel excavado con escudo de frente a presión. Se debe hacer un estudio comparativo entre los dos tipos de técnicas de excavación disponible, ya sea utilizando un escudo de presión hidroneumática, o bien uno de presión hidráulica; la presión del fluido se define con un análisis de la estabilidad del frente.

Análisis de asentamientos. Independientemente del procedimiento de construcción que se adopte, se deberán estimar los asentamientos que podrán inducirse en la superficie, para realizar una inspección detallada final de todas las estructuras que podrán resultar afectadas por los movimientos, y así prever las consecuencias de la excavación del túnel.

Diseño del revestimiento. A partir de los análisis de interacción suelo-revestimiento se obtienen los elementos mecánicos para el diseño estructural del revestimiento, ya sea de concreto lanzado, de dovelas únicamente o complementado por un revestimiento secundario.

2.2 Estabilidad del Frente.

Durante la construcción de túneles en suelos las mayores dificultades y las más frecuentes se presentan al hacer la excavación. La falla o caído del frente acarrea siempre grandes molestias; en el mejor de los casos implica retraso en el avance de la construcción y costos adicionales para recuperar el frente caído, pero en ocasiones no poco frecuentes involucra la pérdida de equipo y de vidas humanas. De aquí la importancia que tiene para el ingeniero - conocer los factores que incluyen en la estabilidad de la masa de suelo que rodea al frente del túnel en el momento en que se hace - avanzar la excavación.

Para llegar a un método simple de análisis de la estabilidad del frente de un túnel se parte del estudio de la forma de como se produce la falla, basándose en la observación de fallas ocurridas tanto en la práctica de la construcción como en modelos de laboratorio; de aquí se deduce un mecanismo simplificado que permite comprender y evaluar los distintos elementos que intervienen en el equilibrio de la masa de suelo bajo los esfuerzos inducidos en ella al retirar el material que antes ocupaba la cavidad que deja la excavación. El análisis del equilibrio de este mecanismo permite establecer una fórmula para calcular el factor de seguridad contra colapso del frente. En seguida se aplica esta fórmula al caso más simple que es el de un túnel excavado en arcilla saturada, en el que la resistencia al corte puede considerarse constante. Al comparar los resultados de la fórmula con las obtenidas por varios investigadores mediante modelos experimentales se observa una feliz coincidencia.

Además de permitir el cálculo del factor de seguridad, la fórmula propuesta pone de manifiesto la importancia relativa de los diver-

Los factores de la estabilidad, como son: la profundidad de la clave del túnel, el ancho y la altura de la sección excavada, la longitud del avance sin apoyo temporal, el peso volumétrico y la resistencia al corte del suelo. Todo esto resulta de interés práctico al diseñador y al constructor, ya que les permite tomar decisiones mejor fundadas relativas al diseño del túnel y al procedimiento de construcción más conveniente, dentro de los requisitos óptimos de seguridad y economía.

2.2.1 Descripción de la Falla.

Consideremos que se pretende excavar un túnel en una masa de suelo homogéneo que se encuentra arriba del nivel freático. Antes de la excavación existe en el suelo un cierto estado de equilibrio, sobre el plano horizontal que pasa por lo que más tarde será la clave del túnel, el esfuerzo vertical promedio inicial es $\sigma_v = \gamma H$ como se muestra en la figura 2.2; en el plano vertical que será el frente, el esfuerzo horizontal promedio inicial vale $\sigma_h = K_0 \gamma H_0$.

Al llegar la excavación a este frente desaparecerán los esfuerzos iniciales, generándose un nuevo estado de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo que rodea al frente y a la periferia de la cavidad. Si el suelo no es capaz de soportar estos nuevos esfuerzos que producirá la falla del frente; al cual puede propagarse hasta la superficie del terreno, dando lugar a un hundimiento como el que se indica en la figura 2.3.

Este fenómeno se observa lo mismo en fallas ocurridas en túneles reales como en modelos de laboratorio. En la masa de suelo afectada por el desplazamiento se distinguen tres zonas con diferentes patrones de deformación: al centro una prisma cilíndrica, cdhf, en el suelo se desplaza verticalmente, sin deformaciones importantes, como si fuera un cuerpo rígido; alrededor de este prisma deslizan-

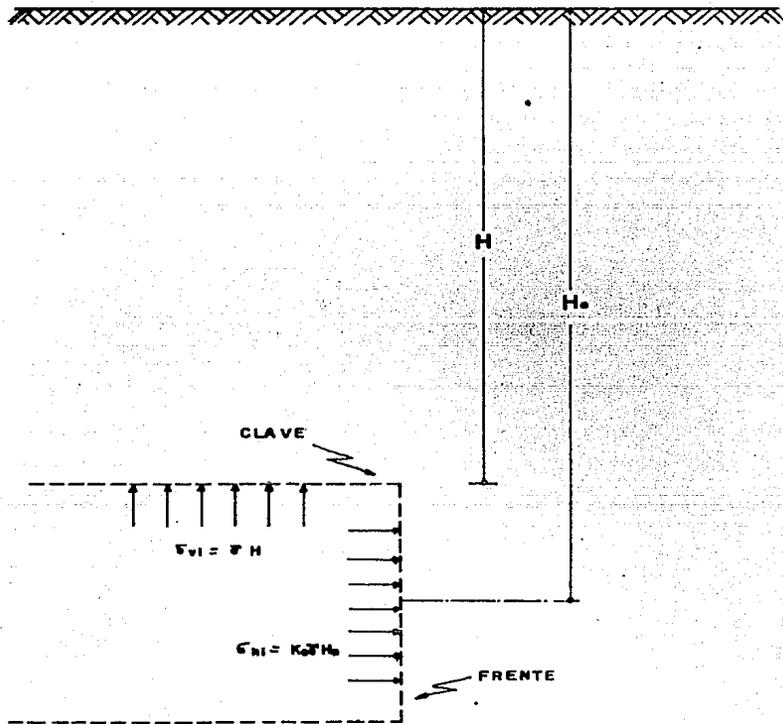


Fig. 2.2. Presiones verticales y horizontales en la masa del suelo, antes de la excavación de un túnel.

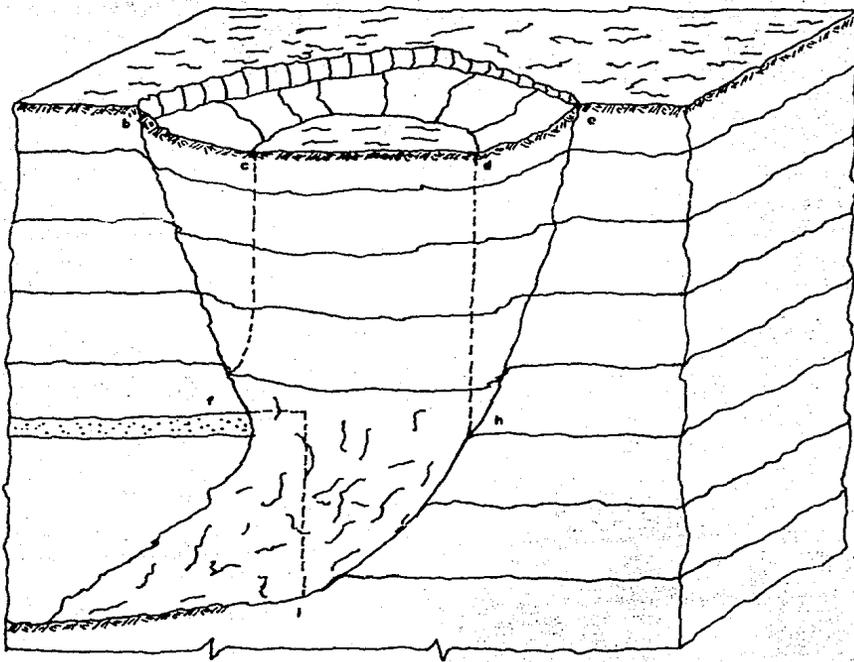


Fig. 2.3. Fallo del frente de un túnel en suelo inestable.

te central se desarrolla otra zona en la que el suelo muestra fuertes deformaciones angulares, indicando con ello que los desplazamientos de esa zona son producidos por esfuerzos cortantes verticales; bajo la base del prisma cilíndrico se forma otra zona, identificada con las letras, fhi, en la que el suelo que se encuentra detrás del plano vertical del frente sufre grandes deformaciones - por esfuerzos cortantes que distorsionan completamente su estructura original.

2.2.2 Mecanismo simplificado de Falla.

Observando los patrones de deformación de la figura 2.4 se advierte como factible analizar el equilibrio de la masa de suelo que rodea al frente del túnel, antes de la falla, mediante el mecanismo simplificado que se muestra en la figura 2.4, el cual está formado por tres prismas: el triangular ①, que tiene la forma de una cuña de Coulomb; el rectangular del fondo ②, que se apoya sobre la cuña y el rectangular de la clave ③; las dimensiones de estos prismas están condicionados por la geometría del túnel, las propiedades del suelo y la longitud excavada sin ademe.

En el equilibrio de este mecanismo simplificado intervienen:

- a) Las fuerzas actuantes, dadas por el peso de las prismas que tienden a producir el movimiento descendente del conjunto, y
- b) Las fuerzas resistentes, derivadas de la resistencia del suelo, actuando en las caras de los tres prismas.

Para obtener la relación entre los dos sistemas de fuerzas, actuantes y resistentes, es necesario evaluar la magnitud y distribución de los esfuerzos inducidos en la masa de suelo por la excavación del túnel.

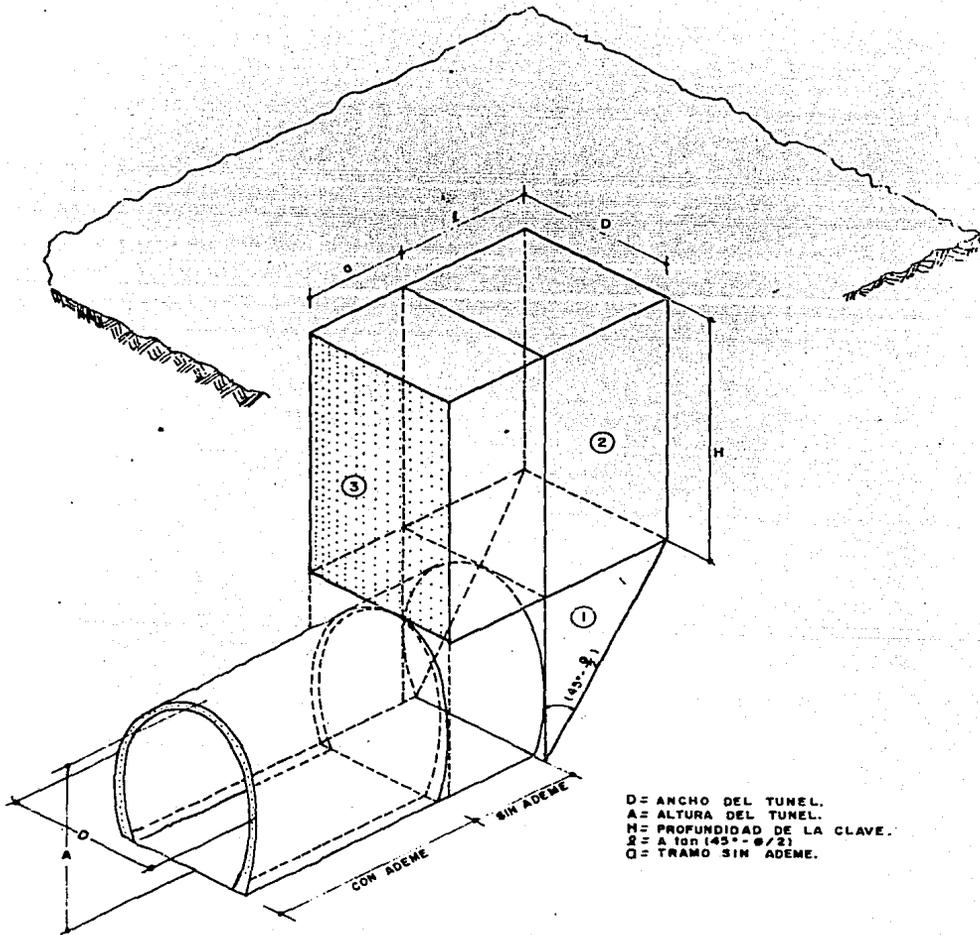


Fig. 2.4. Mecanismo simplificado del equilibrio del túnel.

2.2.3 Esfuerzos en el Prisma de la Clave.

Por ahora no se dispone de una solución rigurosa para analizar el estado de esfuerzos alrededor del frente del túnel; a continuación se analizan con métodos aproximados dos casos: uno en el que los esfuerzos cortantes en el suelo están dentro del rango elástico y otro en el que en una zona del suelo los esfuerzos alcanzan el rango plástico. Para simplificar el análisis, se considerará inicialmente que el túnel se encuentra arriba del nivel freático.

2.2.3.1 Rango Elástico.

Esta condición se desarrolla cuando el estado de esfuerzos inducidos por la excavación del túnel no sobrepasa lo que podría admitirse como el comportamiento elástico del suelo.

- a) Estado de Esfuerzos.- La evolución del estado de esfuerzos en el prisma de la clave durante el proceso de la excavación del frente puede analizarse mediante el modelo elástico representado en la figura 2.5, el cual se obtiene a partir del mecanismo simplificado de la figura 2.4, considerando que en el plano horizontal que pasa tangente a la clave del túnel existe una frontera rígida, como indican las figuras 2.5a y 2.5b. Suponiendo que el bloque de tierra que descansa sobre la frontera rígida sea de un material homogéneo, elástico e isotrópico, los esfuerzos efectivos iniciales, antes de la excavación del túnel, se deben solamente a su peso propio; para un punto cualquiera a una altura Z sobre el plano de la frontera rígida estos esfuerzos están dados por las siguientes expresiones: para la presión vertical $\sigma_{v_0} = \gamma (H-Z)$ y para la horizontal, $\sigma_{h_0} = K_0 \gamma (H-Z)$; en la figura 2.5b se muestra la variación de ambos esfuerzos con la altura Z . En la frontera rígida el esfuerzo vertical inicial es $\sigma_{v_0} = \gamma H$.

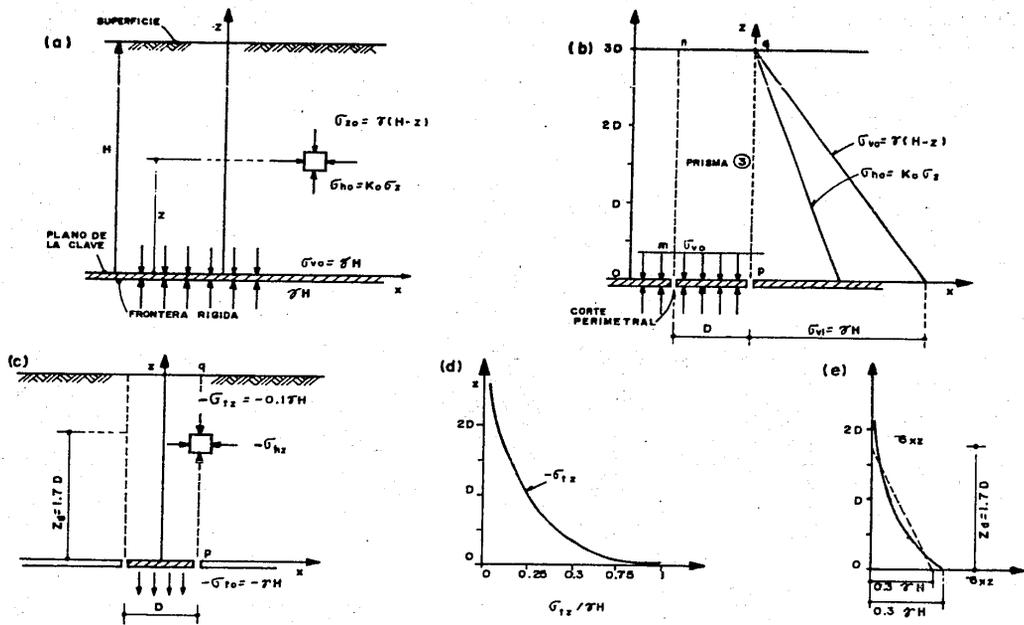


Fig. 2.5. Diagramas de esfuerzos (continúa).

Supóngase que en la frontera rígida se corta una ranura siguiendo el perímetro de un cuadrado de lado D , según la figura 2.5b y que en el área del cuadrado se mantiene la presión vertical ascendente, $\sigma_{v_0} = \gamma H$, de manera que no se altere el estado de esfuerzos iniciales. En la masa de suelo se forma un prisma imaginario, $mnpq$, cuya base es el cuadrado cortado en la frontera rígida.

Considerando ahora el esquema 2.5c, en el cual la masa de suelo carece de peso y es capaz de soportar tensiones. Aplicando a la base del prisma cuadrado con tensión uniforme $\sigma_{t_0} = \gamma H$, se generan en la masa de suelo esfuerzos de tensión σ_{t_z} que crecen con la altura Z , y cuya distribución puede calcularse basándose en la teoría de la elasticidad; su distribución en la superficie lateral del prisma; sobre el eje vertical pq , se muestra en la figura 2.5d, de la que se desprende que a una altura $Z_d = 1.7 D$, el esfuerzo vertical σ_{t_z} vale aproximadamente $-0.1 \sigma_{t_0} = -0.1 \gamma H$. Esto implica que, arriba de esta altura Z_d , la influencia de la tensión σ_{t_0} aplicada en la base del prisma es despreciable.

En cuanto a la magnitud de los esfuerzos cortantes τ_{xz} , que se desarrollan a lo largo del eje de referencia pq , en el diagrama 2.5e se ilustra la variación con la vertical, como una fracción de γH ; se observa que el máximo valor del cortante se produce en la parte inferior del prisma y vale $\tau_{xz} = 0.32 \gamma H$. Puede verse también que, a la altura Z_d , el esfuerzo τ_{xz} vale $0.05 \gamma H$, que es también una magnitud prácticamente despreciable. Lo anterior significa que los esfuerzos cortantes inducidos por la tensión que actúa en la base del prisma solamente afectan al material que se encuentra dentro de la altura $Z_d = 1.7D$; arriba de esta altura los cortantes son despreciables. Para simplificar el manejo algebraico posterior, se puede sustituir, sin error apreciable, el diagrama curvo de cortante de la figura 2.5e, por -

una línea recta, formando un triángulo cuya base es $\tau_{\text{máx}} = 0.3\gamma H$ y su altura es $1.7 D$.

Superponiendo los campos de esfuerzos de las figuras 2.5b y d, se llega a la condición en la que la presión de contacto entre la base rígida y el prisma de suelo se anula; esta condición es equivalente a retirar la base rígida del prisma, dejando al suelo sin apoyo en esta área; es decir, equivale a la descarga total de la base del prisma. En la figura 2.5f se presenta la superposición del diagrama de presiones iniciales debidas a peso propio $+\sigma_{ve} = \gamma(H-Z)$, con el de los esfuerzos de tensión $-\sigma_{tz}$ inducidos por la descarga total del área de la base, así como la algebraica de ambos diagramas, que da el esfuerzo vertical remanente, $\sigma_{ve} = \gamma(H-Z) - \sigma_{tz}$, en el eje de referencia pq.

El esfuerzo cortante inicial en los planos verticales del prisma se puede admitir como nulo, porque inicialmente éstos son planos principales; por lo tanto el esfuerzo cortante final es solamente el inducido por el esfuerzo de descarga $-\sigma_{to}$.

Volviendo nuevamente a la figura 2.4, se observa que en el caso más general, el prisma de la clave ③ tiene base rectangular y cuyo ancho es igual a D y cuya longitud a puede variar de cero a infinito, mientras que el razonamiento anterior se refiere al caso particular de un prisma de base cuadrada.

- b) Movilización de la resistencia.- A partir del diagrama de esfuerzos verticales (fig. 2.5f) se dibuja el diagrama que muestra la variación de la resistencia al corte con la altura Z , mediante la expresión $S = C + K \sigma_{ve} \tan \phi$ (fig. 2.5g). De esta manera se pueden comparar los diagramas de resistencia y los de esfuerzos cortante elástico, para juzgar la seguridad de la excavación, se pueden presentar dos casos: 1) que por el procedimiento

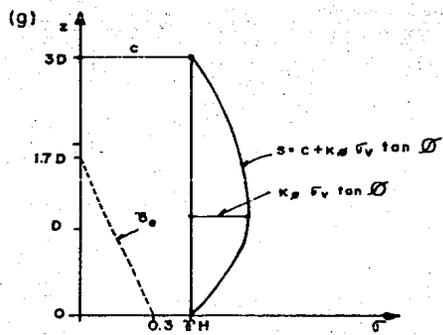
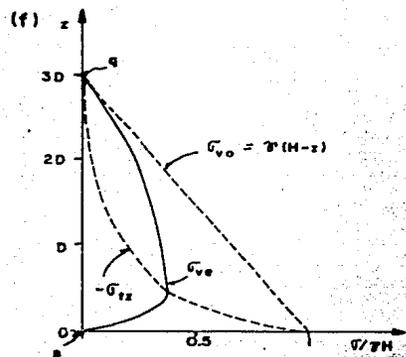


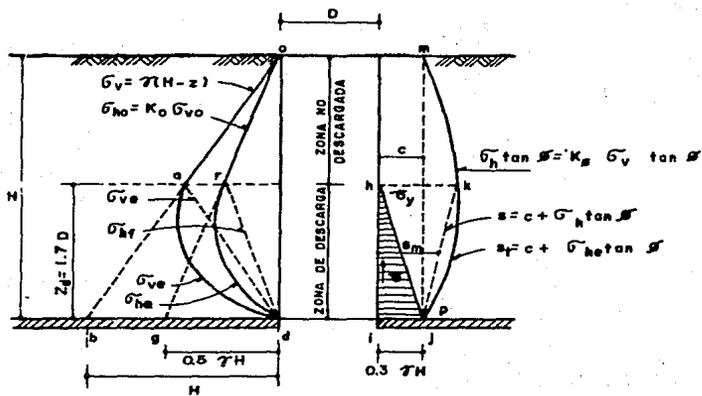
Fig. 2.5. Diagramo de esfuerzos (continuación).

to de excavación del túnel se deje sin apoyo al prisma de la clave, ó 2) que se mantenga en la base del prisma una cierta presión de apoyo.

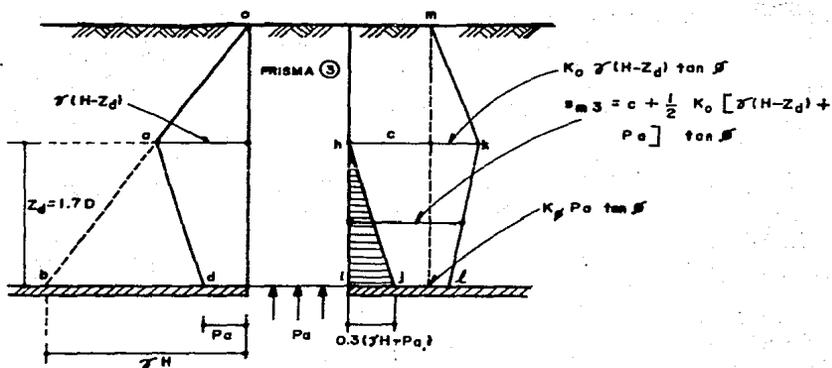
- c) Túnel excavado sin apoyar el prisma de la clave.- En la figura 2.6a se muestra la condición de descarga total del prisma de la clave, lo que significa que el esfuerzo vertical σ_v cambia de la condición inicial lineal ob a la condición no lineal oad; por su parte la evolución del esfuerzo horizontal σ_{ho} , inicialmente representado por la línea og, cambia a la no lineal ord. En cuanto a los esfuerzos cortantes τ_{xz} , su valor inicial es nulo y en cambio el final es aproximadamente lineal, representado por la recta hj. Todo este desarrollo supone que la masa de suelo se encuentra en equilibrio elástico, lo que implica necesariamente que la resistencia cohesiva del suelo sea mayor que el máximo esfuerzo cortante: es decir que $c \geq 0.3 \gamma H$, como muestra la recta pm de la figura 2.6a.

Se observa en la figura anterior que los esfuerzos iniciales en el suelo son modificados por la descarga de la base del prisma solamente hasta la altura Z_d , por lo que a esta zona de alteración de esfuerzos se le denomina zona de descarga, mientras que en el suelo que se encuentra arriba de Z_d no se alteran los esfuerzos naturales, al cual se llama zona no descargada.

En la figura 2.6a, se pueden introducir simplificaciones para definir el valor medio de la resistencia al corte que se mueve a lo largo de las caras del prisma, admitiendo que la expresión $s = c + K \sigma_v \tan \phi$ en la que σ_v es el esfuerzo vertical obtenido con la teoría de la elasticidad y representado por la curva rd, se puede sustituir por una recta rd que daría valores menores del esfuerzo horizontal y por ello quedaría del lado conservador. Esta simplificación significaría que el valor medio de la resistencia a la altura $1/2 Z_d$, sería $S_m = c + \frac{1}{2} \sigma_{hr} \tan \phi$,



q) DESCARGA TOTAL. - $\sigma_v = -\gamma H$



b) DESCARGA PARCIAL. - $\sigma_v = (\gamma H + Pa)$.

Fig. 2.6. Diagramas simplificados de esfuerzos y resistencias en los coros del prisma de la clave para el caso elástico ($c \geq 0.3 \gamma H$).

donde σ_{hfr} es el valor del esfuerzo horizontal de falla en el punto r, esta expresión puede todavía simplificarse considerando las relaciones siguientes:

$$\sigma_{hfr} = K \phi \sigma_{vea}$$

y

$$\sigma_{vea} = \gamma' (H - Z_d)$$

Se derivan los siguientes dos casos:

Túnel	Geometría	Resistencia media del suelo
Profundo	$H \geq 1.7 D$	$S_{m_3} = C + \frac{1}{2} K \phi \gamma' (H - Z_d) \tan \phi$
Somero	$H < 1.7 D$	$S_{m_3} = C$

Esto significa que para túneles someros, la componente friccionante de la resistencia al corte, $\sigma_{hf} \tan \phi$, es prácticamente nula y la estabilidad del frente dependerá solamente de la cohesión del suelo.

- d) Túnel excavado con apoyo del prisma de la calve. En la figura 2.6b se ilustra la condición de descarga parcial del prisma de la clave, en la que se aplica una presión de apoyo P_a en la base del prisma, con lo que la descarga neta será $\sigma_{to} = \gamma' (H - P_a)$. La presión de apoyo P_a puede generarse con aire comprimido dentro del túnel, por la expansión del ademe o por el inyectado de mortero a presión entre el ademe y el suelo. La reacción del prisma triangular ① en la base del prisma rectangular del fondo ② (fig. 2.4) se puede considerar como un caso similar a esta presión de apoyo.

El diagrama simplificado de los esfuerzos verticales estará representado por la línea σ_{vo} de la figura 2.6b; el esfuerzo cortante máximo será $\tau_{m\acute{a}x} = 0.3 (\gamma' H - P_a)$ y el diagrama de resis-

cia simplificada será el que se indica por la línea l km. El \bar{v}_a valor medio de la resistencia al corte, Sm_3 , que se desarrolla en las caras del prisma hasta la altura $Zd=1.7 D$, será entonces

$$Sm_3 = C + \frac{1}{2} k \phi \left[\gamma(H-Zd) + Pa \right] \tan \phi$$

que conduce a los casos siguientes

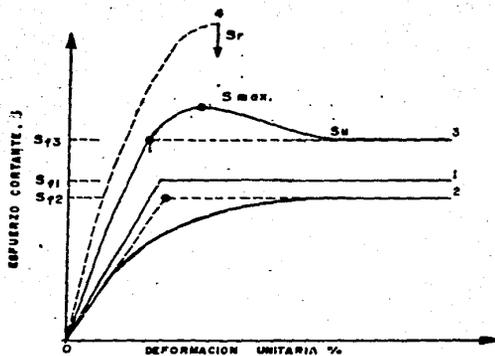
Túnel	Geometría	Resistencia media del suelo
Profundo	$H \geq 1.7 D$	$Sm_3 = C + \frac{1}{2} k \phi \left[\gamma(H-Zd) + Pa \right] \tan \phi$
Somero	$H < 1.7 D$	$Sm_3 = C + \frac{1}{2} k \phi Pa \tan \phi$

2.2.3.2

Rango Elasto-plástico.

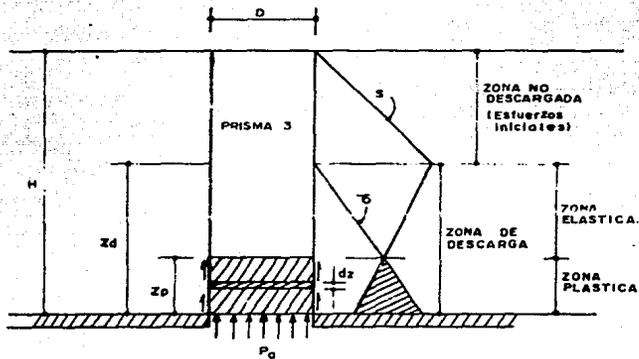
Esta condición se desarrolla cuando el estado de esfuerzos inducidos por la excavación del túnel sobrepasa el punto de fluencia del suelo; esto significa que en un suelo que tiene un comportamiento elasto-plástico, como lo muestran las curvas esfuerzo-deformación de la figura 2.7, se producirá la plasticación de la base del prisma de la clave (3) como se muestra esquemáticamente en la figura 2.8; dicha zona plástica alcanzará una cierta altura Z_p , dentro de la cual los esfuerzos cortantes τ_{pz} serán iguales a la resistencia del suelo en su punto de fluencia plástica S_f ; es decir, $\tau_{pz} = S_f$. Arriba de la zona plástica los esfuerzos cortantes son menores que S_f y el suelo se comporta según el rango elástico de su curva esfuerzo-deformación.

- a) Determinación del esfuerzo vertical.- En la zona no descargada de la figura 2.8, el esfuerzo vertical σ_{vo} puede evaluarse con la expresión $\gamma(H-z)$; en la zona elástica el esfuerzo vertical σ_{ve} se calcula como se describe en el inciso. El mecanismo de arqueo se muestra con detalle en la figura 2.8, de la cual se -

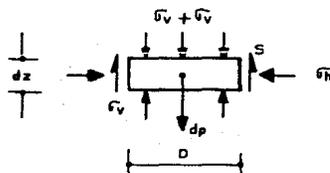


- 1.- SUELO ELASTO-PLASTICO IDEAL
 - 2.- ARCILLA O SUELO GRANULAR SUELTO A SEMICOMPACTO
 - 3.- SUELO GRANULAR MUY COMPACTO
 - 4.- SUELO FRAGIL
- S_{max} = RESISTENCIA MAXIMA
 S_u = RESISTENCIA ULTIMA
 S_r = RUPTURA FRAGIL
 $S_{f1,2,3}$ = PUNTO DE FLUENCIA

Fig. 2.7. Curvas esfuerzo-deformación típicas.



a) ZONA PLASTIFICADA EN LA BASE DEL PRISMA.



b) ESFUERZOS QUE ACTUAN EN UN PRISMA ELEMENTAL, DENTRO DE LA ZONA PLASTICA.

Fig. 2.8. Mecanismo de arqueo para la zona plastifico del prisma de la clave.

derivan las siguientes observaciones; la parte inferior del prisma de la clave, con altura Z_p , se encuentra en equilibrio plástico, lo que implica que el esfuerzo cortante τ_{pz} que actúa en la cara del prisma es igual a la resistencia al corte del suelo S . Adicionalmente, en la base del prisma actúa una presión de apoyo P_a menor que γH , el que puede ser dada por un ademe temporal o un fluido a presión. El equilibrio de un prisma elemental, de ancho D , longitud a y espesor dz , localizado a una altura Z , dentro de la zona plástica (fig. 2.8.b), se expresa por:

$$(\bar{\sigma}_{vp} + d\bar{\sigma}_{vp}) Da - \bar{\sigma}_{vp} Da + \gamma D_a dz - 2s (D+a) dz = 0$$

$$\text{sustituyendo: } R = \frac{D}{a} + 1 \quad \text{y} \quad S = C + K \phi \bar{\sigma}_{vp} \tan \phi$$

$$\text{Resulta: } d\bar{\sigma}_{vp} - \frac{2K \phi R \tan \phi}{D} \bar{\sigma}_{vp} dz - (2c \frac{R}{D} - \gamma) dz = 0$$

La solución de esta ecuación diferencial es:

$$\bar{\sigma}_{vp} = \frac{2c \frac{RD}{R}}{2K\phi \tan\phi} \left(e^{2 K\phi R \tan\phi \frac{Z}{D}} - 1 \right) + P_a e^{2 K\phi R \tan\phi \frac{Z}{D}}$$

- b) Diagrama de esfuerzos y resistencia al corte. Para ilustrar la variación de los esfuerzos y la resistencia al corte en las caras del prisma de la clave, conviene seguir el procedimiento se migráfico que se presenta en la fig. 2.9, que corresponde a un ejemplo con las siguientes características: se trata de un túnel circular que se construye sin presión interna, avanzando la excavación sinademar en incrementos de un diámetro.

DATOS:

Geométricos	$D = 7 \text{ m}, H = 21 \text{ m}.$
Constructivos	$D/a = 1, P_a = 0$
Geotécnicos	$C = 5 \text{ T/m}^2, \phi = 30^\circ \text{ y } \gamma = 1.8 \text{ T/m}^3$

Esfuerzos verticales plásticos $\bar{\sigma}_{vp}$. Asignando valores crecientes

a la relación Z/D se obtienen los correspondientes de $\bar{\sigma}_{vp}$, que se desarrollan dentro de la zona plástica generada por el arqueo; estos valores definen la curva ofg de la figura 2.9. En un túnel en el que P_n sea diferente de cero, la curva $\bar{\sigma}_{vp}$ se inicia con una abscisa de ese valor.

Esfuerzos cortantes plásticos $\bar{\tau}_{pz}$. A partir de la curva ofg , mediante la expresión $s = c + K\phi \bar{\sigma}_{vp} \tan \phi$, admitiendo un valor de $K\phi$ (usualmente 0.5), se puede construir la curva apd de esfuerzos cortantes plásticos $\bar{\tau}_{pz}$.

Esfuerzo cortante elástico $\bar{\tau}_{ez}$. Se traza el diagrama simplificado de esfuerzos cortantes elásticos $\bar{\tau}_{ez}$, suponiendo que todo el suelo del prisma se encuentra en estado de equilibrio elástico, representado por la recta mn (fig. 2.9a). La base del triángulo formado vale $\bar{\tau}_{emís} = 0.3 \gamma H$ y la altura $Z_d = 1.7 D$. La intersección con el diagrama de cortantes plásticos es el punto P , que marca la altura de la zona plástica Z_p ; dentro de esta zona, la resistencia al corte es igual al esfuerzo cortante $\bar{\tau}_{pz}$. Arriba del punto P el suelo se encuentra en equilibrio elástico.

Esfuerzo vertical elástico remanente $\bar{\sigma}_{ve}$. La variación vertical de este esfuerzo entre la superficie y el punto f , correspondiente de P (fig. 2.9b), se obtiene aplicando la expresión $\bar{\sigma}_{ve} = \bar{\sigma}_{te}$, donde el esfuerzo $\bar{\sigma}_{te}$ se distribuye hacia arriba, en la zona elástica, de acuerdo con la solución de Steinbrenner, produciendo esfuerzos de tensión, que al ser disminuidos de $\bar{\sigma}_{zo}$ dan el esfuerzo vertical elástico remanente $\bar{\sigma}_{ve}$, que muestra la curva fi (fig. 2.9b).

Resistencia al corte del suelo. Con los valores de $\bar{\sigma}_{ve}$ dados en la curva fi , se obtienen los correspondientes a la resistencia al corte del suelo, mediante la ecuación $s = c + K\phi \bar{\sigma}_{ve} \tan \phi$, que

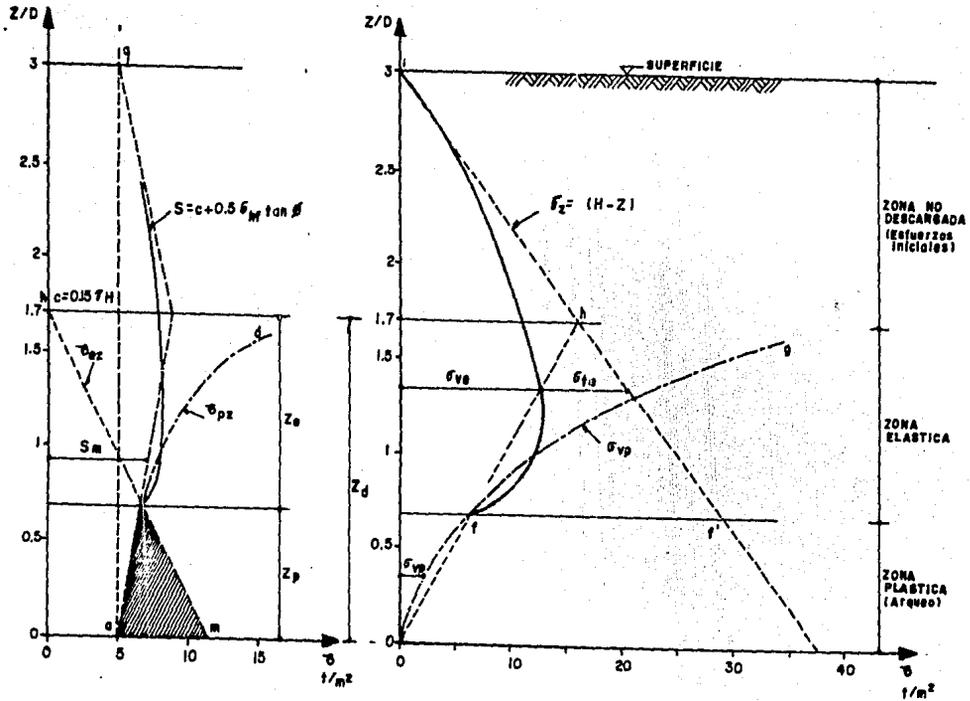


Fig. 2.9. Diagrama de esfuerzos y resistencias en la cara del prisma de la clave.

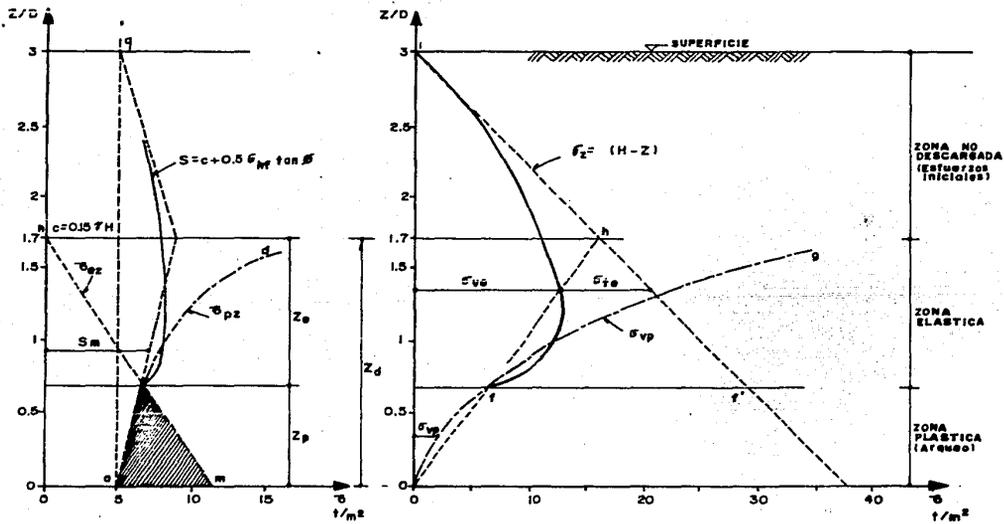


Fig. 2.9. Diagrama de esfuerzos y resistencias en la carez del prisma de la clave.

se presentan en la curva pq, (fig. 2.9b).

Resistencia media al corte. El diagrama combinado de esfuerzos verticales, de la zona plastificada \bar{U}_{vp} y de la elástica \bar{U}_{ve} , corresponde a la curva ofi, que por su complejidad, surge la conveniencia de simplificarla, admitiendo el diagrama triangular ohi como equivalente, cuyo vértice h corresponde a la altura \bar{z}_d .

El diagrama triangular simplificado ohi, de esfuerzos verticales \bar{U}_{vp} y \bar{U}_{ve} , genera a su vez el diagrama simplificado de resistencia al corte ajq de la figura 2.9a; de este último se obtiene la siguiente relación:

$$S_m = c + \frac{1}{2} k \phi \gamma (H - \bar{z}_d) \tan \phi$$

2.2.4

Factor de Seguridad contra falla del frente.

Siendo éste un sistema de fuerzas paralelas no colineales, el factor de seguridad contra desplazamiento del mecanismo se expresa por la relación entre los elementos de las fuerzas resistentes, $\sum Mr$, y los de las fuerzas actuales, $\sum Ma$, ambos referidos al eje o de la figura 2.10. Las fuerzas actuantes, P_1 , P_2 y P_3 son evidentes y su valor depende del volumen de los prismas respectivos y del peso volumétrico del suelo. Las fuerzas resistentes están representadas en la figura 2.10 por Q , S_2 , $S_{\rho 2}$, S_3 , y $S_{\rho 3}$, obteniéndose de la siguiente manera:

Q es la máxima fuerza resistente que ofrece la cuña del frente al desplazamiento bajo la acción de su propio peso y el de los prismas P_2 y P_3 ; su valor se obtiene de la solución de Meyerhoff para la capacidad de carga de una zapata rectangular, dada por la expresión $q = 3.4 c / \sqrt{ka}$; de donde, $Q = 3.4 c l D / \sqrt{ka}$.

Las fuerzas cortantes resistentes, S_2 , $S_{\rho 2}$, S_3 y $S_{\rho 3}$, actúan en

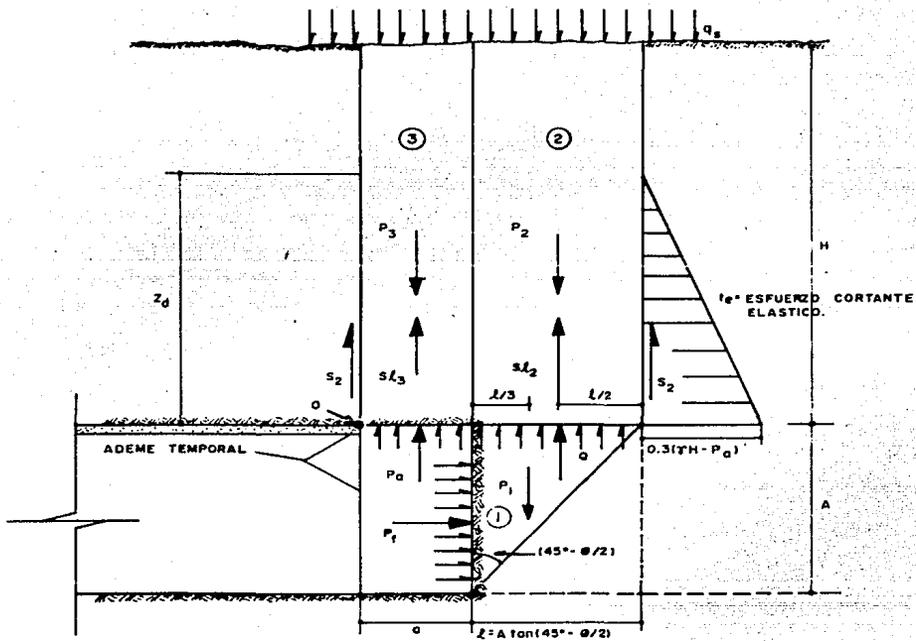


Fig. 2.10. Fuerzas que intervienen en el mecanismo simplificado del equilibrio del frente.

las caras perimetrales de los prismas rectangulares ② y ③, sus valores respectivos se expresan como sigue:

$S_2 = S_{m2} z_d D$; expresión en la que, S_{m2} es el valor medio de la resistencia al corte del suelo actuando en la cara del prisma ②, hasta la altura z_d . La magnitud de z_d , está dada por la altura hasta la cual se desarrollan esfuerzos cortantes inducidos en las caras de los prismas, al eliminar las presiones iniciales, σ_{vi} y τ_{hi} , como consecuencia de la excavación (fig. 2.2).

$S_{L2} = 2 S_{m2} z_d l$; puesto que hay dos fuerzas resistentes iguales que actúan en las caras anterior y posterior del prisma ②.

$S_{L3} = 2 S_{m3} z_d a$; semejantes a la anterior, actuando en las caras del prisma ③, donde la resistencia media al corte del suelo es S_{m3} .

$S_3 = S_{m3} z_d D$; es la fuerza cortante resistente que actúa en la cara del prisma ③, normal al plano de la figura 2.10.

Las expresiones de cada una de las fuerzas del sistema y sus correspondientes momentos, respecto al eje o, se resumen a continuación:

FUERZAS	MOMENTOS
Actuantes:	
$P_1 = \frac{1}{2} \gamma' A l D$	$M = \frac{1}{3} \gamma' A D l^2$
$P_2 = \gamma' l D H$	$M = \frac{1}{2} \gamma' H D l^2$
$P_3 = \gamma' a D H$	$M = H D a (l + \frac{a}{2})$

FUERZAS

Resistentes:

$$S_2 = S_{m2} z d D$$

$$S_{l2} = 2 S_{m2} z d l$$

$$S_{l3} = 2 S_{m3} z d a$$

$$S_3 = S_{m3} z d D$$

$$Q = 3.4 c l D \sqrt{Ka}$$

MOMENTOS

$$M_{s2} = 0$$

$$M_{sl2} = S_{m2} z d l^2$$

$$M_{sl3} = 2 S_{m3} a \left(l + \frac{a}{2} \right) z d$$

$$M_{s3} = S_{m3} D \left(l + a \right) z d$$

$$M_q = 1.7 c l^2 \frac{D}{\sqrt{Ka}}$$

El factor de seguridad será entonces:

$$FS = \frac{\sum Mr}{\sum Ma}$$

Sustituyendo expresiones:

$$FS = \frac{S_{m2} z d l^2 + 2 S_{m3} a \left(l + \frac{a}{2} \right) z d + S_{m3} (l + a) D z d + 1.7 D l^2 / \sqrt{Ka}}{\frac{1}{2} \gamma^H D l^2 + \gamma^H H D a \left(l + \frac{a}{2} \right) + 1/3 \gamma^H A D l^2}$$

Haciendo $\frac{H}{A} = n$ y simplificando se tiene:

$$FS = \frac{\left[\frac{2(S_{m2} - S_{m3})}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} + 2S_{m3} \right] \frac{z d}{D} + \frac{2S_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \sqrt{Ka}} \frac{z d}{A} + \frac{3.4 c}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \sqrt{Ka}}}{\gamma^H \left[1 + \frac{2}{3n \left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right]}$$

En esta fórmula general de la estabilidad del frente se puede ver que el factor de seguridad contra la falla del frente es una función de los siguientes factores: por una parte, las dimensiones del túnel, dadas por la profundidad a la clave, el ancho y altura de la sección excavada y la longitud de avance de la excavación sin apoyo temporal; por otra, de las propiedades mecánicas del suelo que se encuentran atrás del frente y sobre la clave del túnel, dadas por el peso volumétrico y la resistencia al esfuerzo cortante.

2.3 Casos particulares de la fórmula de estabilidad.

2.3.1 Túneles en suelos cohesivos.

La resistencia al corte de una arcilla saturada sometida a esfuerzos de corta duración (condiciones no drenadas), puede representarse por un parámetro de cohesión $S=C$, que varía linealmente con la profundidad en depósitos de arcillas normalmente consolidados; sin embargo, para fines de cálculo. C puede considerarse constante e igual al promedio de las resistencias de los suelos entre la base del túnel y la altura Z_d .

Para $S=C$ y $\theta=0$, se deduce que:

$$S_{m_2} = S_{m_3} = C$$

$$K_a = 1 \quad (I)$$

$$l = A$$

Sustituyendo estas expresiones (I), se tiene:

$$FS = \frac{\left[\frac{2(c-c)}{\left(1 + \frac{a}{A}\right)^2} + 2c \right] \frac{Z_d}{D} + \frac{2c}{\left(1 + \frac{a}{A}\right)} \frac{Z_d}{A} + \frac{3.4c}{\left(1 + \frac{a}{A}\right)^2}}{\gamma^H \left[1 + \frac{2}{3n \left(1 + \frac{a}{A}\right)^2} \right]}$$

Simplificando se llega a:

$$FS = \frac{2c \left[1 + \frac{1}{\left(1 + \frac{a}{A}\right)} \frac{D}{A} \right] \frac{Z_d}{D} + \frac{3.4c}{\left(1 + \frac{a}{A}\right)^2}}{\gamma^H \left[1 + \frac{2}{3n \left(1 + \frac{a}{A}\right)^2} \right]}$$

Reordenando términos se tiene:

$$FS = \frac{2 \left[1 + \frac{1}{\left(1 + \frac{a}{A}\right) \frac{D}{A}} \right] \frac{\Sigma d}{D} + \frac{3.4}{\left(1 + \frac{a}{A}\right)^2}}{1 + \frac{2}{3n \left(1 + \frac{a}{A}\right)^2}} \frac{C}{\gamma H} \quad (1)$$

Representado por N_c el primer cociente de la expresión anterior se puede escribir:

$$N_c = \frac{2 \left[1 + \frac{1}{\left(1 + \frac{a}{A}\right) \frac{D}{A}} \right] \frac{\Sigma d}{D} + \frac{3.4}{\left(1 + \frac{a}{A}\right)^2}}{1 + \frac{2}{3n \left(1 + \frac{a}{A}\right)^2}} \quad (2)$$

De donde la fórmula (1) adquiere la forma:

$$FS = N_c \frac{C}{\gamma H}$$

Esta ecuación tiene la misma forma que la fórmula de origen empírico-experimental que actualmente se emplea para evaluar la estabilidad de túneles excavados en arcillas; se observa que el factor de estabilidad N_c depende únicamente de la geometría del túnel.

2.3.2 Túnel circular en arcilla.

La estabilidad de un túnel de sección circular puede calcularse - sustituyendo, $A = D$, en la ec. (2); para esta condición y simplificando términos, se obtiene:

$$N_c = \frac{2 \left[1 + \frac{1}{1 + \frac{a}{A}} \right] \frac{\Sigma d}{D} + \frac{3.4}{\left(1 + \frac{a}{A}\right)^2}}{1 + \frac{2}{3 \frac{H}{D} \left(1 + \frac{a}{D}\right)^2}}$$

Asignando valores arbitrarios a las relaciones $\frac{H}{D}$ y $\frac{a}{D}$, en la fórmula anterior y representando gráficamente los valores calculados de N_c , se obtienen las curvas de la figura 2.11. En el cálculo de N_c debe tenerse en cuenta que, para valores de $\frac{H}{D}$ iguales o mayores de 1.7, la relación $\frac{z_d}{D}$ es constante e igual a 1.7; mientras que, para $\frac{H}{D}$ menor de 1.7, $z_d = H$.

En la figura 2.11 se han incluido los valores de N_c obtenidos experimentalmente por Kimura y Mair en modelos a escala, se observa que las diferencias máximas con los valores calculados son del orden de 10%.

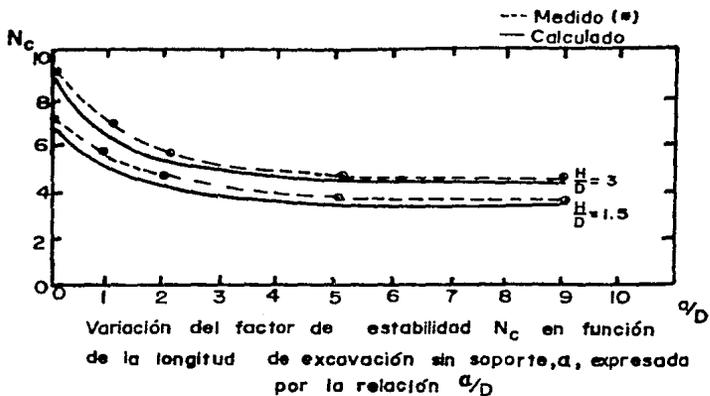
De las gráficas de la figura 2.11 se derivan las siguientes conclusiones:

- a) Para cualquier relación $\frac{H}{D}$, N_c adquiere su valor máximo para $\frac{a}{D} = 0$, que corresponde a una excavación utilizando escudo.
- b) Para cualquier relación $\frac{H}{D}$, N_c disminuye al aumentar el avance sin soporte, hasta alcanzar un valor prácticamente constante para $\frac{a}{D} = 3$, que es aproximadamente la mitad del N_c máximo; esta variación refleja el efecto tridimensional del frente en la estabilidad del túnel.
- c) Para cualquier relación $\frac{a}{D}$, N_c aumenta con la profundidad a la clave del túnel, hasta alcanzar un valor prácticamente constante a partir de $\frac{H}{D} = 3$ (comúnmente denominado túnel profundo).

2.4 Análisis de Estabilidad.

2.4.1 Distribución de esfuerzos sobre la clave del túnel.

Considerando una masa de suelo ideal, homogéneo, elástico e isotrópico, de altura H , uniformemente apoyada sobre la losa rígida hori-



(*) Kimura y Mair

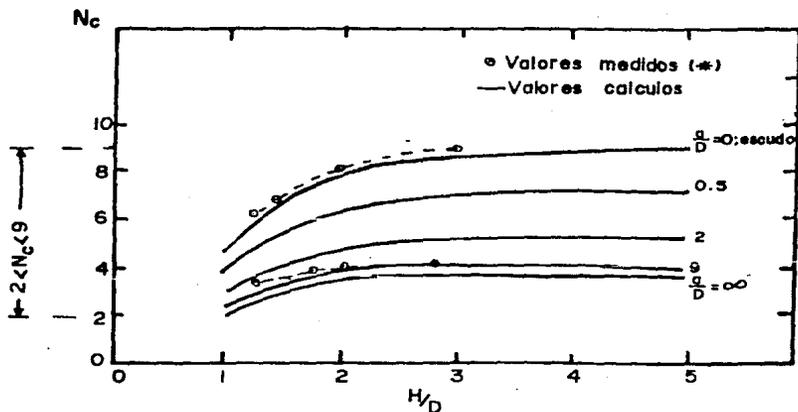


Fig. 2.11. VARIACION DEL FACTOR DE ESTABILIDAD N_c

zontal, como se ve en la figura 2.12a. En un punto cualquiera de la masa de suelo, a una altura z , sobre la losa de apoyo, la presión vertical debida al peso propio γ , está dada por: $\sigma_z = \gamma(H-z)$ y la horizontal por: $\sigma_H = K_0 \gamma(H-z)$.

La distribución de esfuerzos σ_z y σ_H , con la altura z , está dada por los diagramas triangulares.

La presión vertical ejercida por el suelo en su contacto con la losa es: $\sigma_{vz} = \gamma H$.

Supóngase que en la losa del fondo se corta una ranura circular, de diámetro D , figura 2.12b, y que a la placa circular que se forma se le aplica una presión $+\sigma_{vz}$, de manera que el equilibrio original de la masa de suelo permanezca inalterada, como ilustra la figura 2.12a.

Consideremos el mismo mecanismo de la figura 2.12b, pero que carece de peso propio y es capaz de soportar tensiones. A este mecanismo se le aplica en la placa circular una tensión $-\sigma_z = -\gamma H$, según se ve en la figura 2.12c. La tensión uniforme aplicada en el área circular se distribuye hacia arriba, generando tensiones $-\sigma_{tz}$ y $-\sigma_{th}$ que decrecen con la altura z y cuya distribución puede calcularse basándose en la teoría de la elasticidad. La solución para este caso indica que las tensiones verticales $-\sigma_{tz}$, de igual magnitud, se encuentran en superficies aproximadamente esféricas, como muestra la figura 2.12c. Sobre el borde de la placa, a una altura $z_d = 1.7D$, el esfuerzo vertical vale $-\sigma_{tz} = -0.1\sigma_z = -0.1\gamma H$. Esto implica que arriba de esta altura z_d , la influencia de la tensión $-\sigma_z$, aplicando a la placa es despreciable. El diagrama de la figura 2.12d, muestra la variación del esfuerzo de tensión, $-\sigma_{tz}$, con la altura, z , para un eje vertical, ab , que pasa por el borde de la placa. De la misma manera se obtiene el diagrama de esfuerzos cortantes, τ_{xz} , que se desarrollan a lo lar

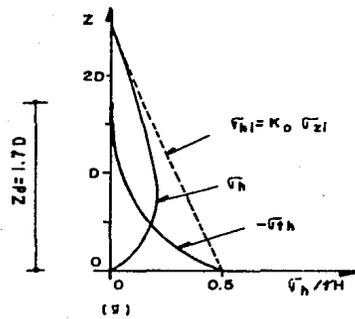
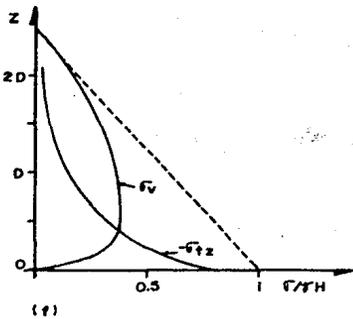
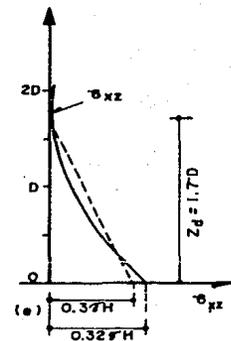
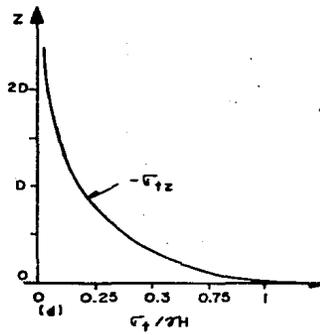
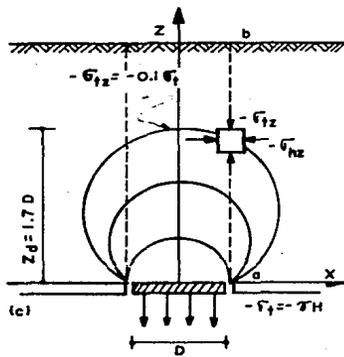
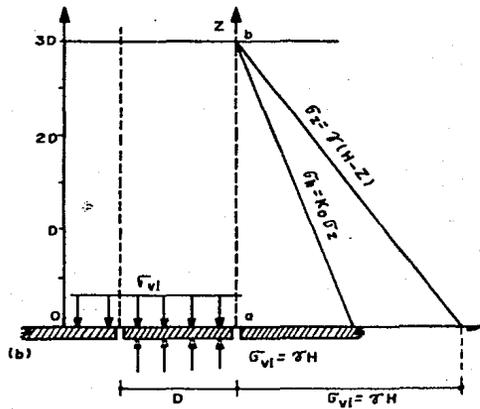
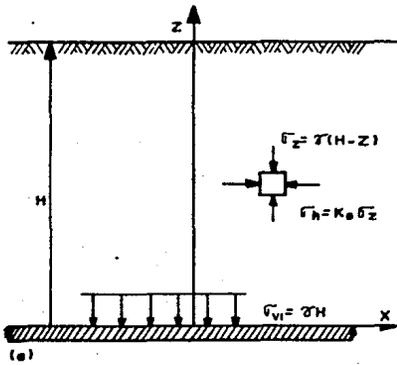


Fig. 2.12. Diagramas de esfuerzos.

go del mismo eje. En el diagrama (e), se indican los esfuerzos expresados como una fracción de γH ; en él se observa que el máximo valor se produce en el borde de la placa y vale, $\tau_{\max} = 0.32 \gamma H$. Puede verse también que, a la altura z_d , $\tau_{xz} = 0.05 \gamma H$, que es ya despreciable.

Esto significa que, los esfuerzos cortantes solamente afectan al material que se encuentra dentro de la altura $z_d = 1.7D$. Para simplificar el manejo algebraico posterior, se puede sustituir, sin error apreciable, el diagrama curvo de cortantes por una línea recta, formando un triángulo cuya base es $\tau_{\max} = 0.3 \gamma H$ y cuya altura es $1.7 D$.

Superponiendo ahora los campos de esfuerzo de los esquemas b y d, se llega a la condición en la que la presión de contacto entre la placa circular y el suelo se anula, condición que es equivalente a haber retirado la placa, dejando al suelo sin apoyo en esta área circular. En el esquema (f) de la figura 2.12, se presenta el diagrama de presiones iniciales debidas a pesos propios $+ \sigma_z = \gamma(H-z)$, el de los esfuerzos de tensión $-\sigma_{tz}$, inducidos por la descarga del área circular, así como la suma algebraica de ambos diagramas que da el esfuerzo vertical remanente, $\sigma_v = \gamma(H-z) - \sigma_{tz}$.

El esfuerzo cortante inicial en planos verticales es nulo, porque estos son planos principales; por ello, el esfuerzo cortante final es igual al inducido por el esfuerzo de descarga $-\sigma_{tz}$.

De igual manera se obtiene el diagrama de esfuerzos horizontales σ_h , que muestra el esquema (g), de la figura 2.12

2.4.2

Equilibrio del prisma.

En la figura 2.13 se presenta un prisma cilíndrico imaginario, que se forma sobre el agujero circular que deja la placa del fondo al

retirarlo. El prisma de suelo así formado tiene un diámetro D y altura H . En la cara del prisma se desarrollan esfuerzos cortantes hasta la altura $Z_d = 1.7D$, según el diagrama (b) de la figura 2.13. El prisma de la figura 2.13a está en equilibrio bajo la acción de la fuerza cortante S_a , que tiende a hacerlo descender y la fuerza resistente, S_r , aportada por la resistencia al corte del suelo, que se pone al movimiento. Ambas fuerzas actúan en la cara del prisma, hasta la altura Z_d y pueden expresarse así:

$$S_a = \pi D Z_d \frac{0.3 \gamma H}{2}$$

$$S_r = \pi D Z_d S_m$$

Donde S_m es el valor medio de la resistencia al corte del suelo en la altura Z_d , según el diagrama (b).

El factor de seguridad se expresa por:

$$FS = \frac{S_r}{S_a} = \frac{S_m}{\frac{0.15 \gamma H}{2}}$$

Siendo $\frac{S_m}{2}$ el valor medio del cortante inducido por la descarga de la base.

Si la resistencia al corte del suelo, a lo largo de la cara del prisma, dada por la expresión $S = C + \sigma \tan \phi$, es tal que $C > 0.3 \gamma H$, como muestra la curva, ef, del esquema (b) en la figura 2.13, el suelo del prisma se encuentra trabajando dentro del rango elástico de su curva esfuerzo-deformación, por lo que el asentamiento de la superficie es producido por la deformación elástica de la masa del suelo.

En el caso de un suelo cohesivo, en el que $s=c$, la condición elástica límite se produce cuando $c = 0.3 \gamma H$, según se aprecia en la recta, gh. Para esta condición:

$$FS = \frac{0.30 \gamma H}{0.15 \gamma H} = 2$$

2.4.3 Caso Elasto-plástico.

2.4.3.1 Suelo Cohesivo Puro.

En el suelo cohesivo puro, si $c < 0.3 \gamma H$, como se ve en la figura - 2.13c, habrá una cierta altura z_p en la que la resistencia es menor que el cortante elástico, τ_{xx} , por lo que el suelo de esa zona - en la cara del cilindro se encuentra en equilibrio plástico, mientras que, arriba de z_p está en equilibrio elástico. En esta condición, el límite del equilibrio se alcanza cuando $c = \bar{c}_m = 0.15 \gamma H$; es decir, cuando:

$$FS = \frac{0.15 \gamma H}{0.15 \gamma H} = 1.0$$

De esta condición límite, en la que $c = 0.15 \gamma H$, se deduce que $\frac{c}{0.15 \gamma H} = 1$, de donde $c = \frac{\gamma H}{6.6}$. Esto implica que si la cohesión del suelo es menor que este valor sobreviene la falla.

En la práctica de la construcción de túneles en arcillas, se reconoce que, cuando el factor de seguridad es de 2, o mayor, los asentamientos de la superficie son; generalmente de pequeña magnitud y que aumentan a medida que FS se reduce, es decir a medida que se va desarrollando la plastificación del suelo.

2.4.3.2 Suelo Cohesivo-friccionante.

Para aplicar la fórmula $FS = \frac{S_m}{0.15 \gamma H}$ a un suelo de este tipo, - se requiere conocer el valor medio de la resistencia al corte, S_m , para la cual es necesario determinar el diagrama de resistencia al corte a lo largo de la cara del prisma. En el caso más general ésta se expresa por $S = C + \bar{\sigma}_n \tan \phi$ y se acepta la hipótesis que, $\bar{\sigma}_n = K \bar{\sigma}_v$. Esta hipótesis implica dos problemas; por una parte, la determinación de K y por la otra $\bar{\sigma}_v$. Aquí se considera un valor $K = 0.5$ y en cuanto a la determinación $\bar{\sigma}_v$, esto puede hacerse,

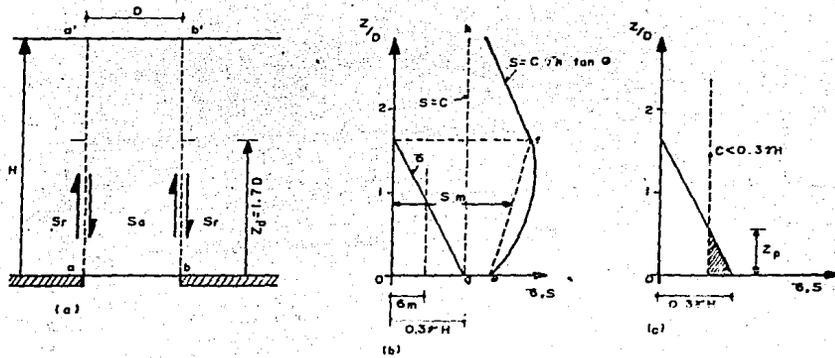


Fig. 2.13. Equilibrio del prisma cilíndrico.

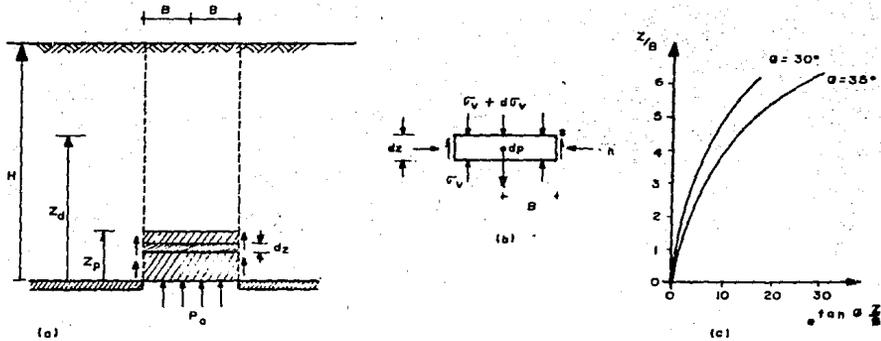


Fig. 2.14. a) Zona plástica en la base del prisma cilíndrico.
b) Esfuerzos que actúan sobre un disco elemental, dentro de la zona plástica.

en la zona elástica mediante las soluciones de la teoría de la elasticidad, pero en la zona plástica no se dispone de una solución analítica. Mientras tanto, se explicará una solución aproximada mediante el análisis de un mecanismo de arqueo, semejante al empleado por Terzaghi y modificándolo para las condiciones de frontera particulares del caso. Este mecanismo se muestra en la figura 2.14 a. El esquema (a) presenta la zona inferior del prisma cilíndrico, con altura Z_p , dentro de la cual el suelo de la periferia se encuentra en equilibrio plástico; lo que implica que el esfuerzo cortante, $\bar{\tau}_{xz}$, que actúa en la cara del prisma es igual a la resistencia al corte del suelo, $\bar{\tau}_{xz} = s$. Suponiendo que en la base del prisma actúa una presión de apoyo, P_a , menor que γH , que puede ser dada por un ademe temporal o un fluido a presión. El equilibrio de un disco elemental, de radio B y espesor dz , localizado a una altura Z , dentro de la zona plástica, se muestra en el esquema (b) de la figura 2.14. La suma algebraica de las fuerzas verticales que actúan en el disco se expresa por la siguiente ecuación.

$$\pi B^2 (\bar{\sigma}_v + d\bar{\sigma}_v) + dp - \pi B^2 \bar{\sigma}_v - 2\pi B s dz = 0 \quad (1)$$

Siendo $dp = \pi B^2 \gamma dz$; substituyendo y simplificando:

$$d\bar{\sigma}_v = \frac{2s}{B} dz - \gamma dz$$

En cualquier punto de la cara del prisma, la resistencia al corte es:

$$s = c + K \bar{\sigma}_v \tan \phi$$

Substituyendo en la ec. (1) y reordenando términos:

$$d\bar{\sigma}_v - \frac{2K \tan \phi}{B} \bar{\sigma}_v dz = \left(\frac{2c}{B} - \gamma \right) dz$$

Llamando: $m = \frac{-2K \tan \phi}{B}$, y $q = \left(\frac{2c}{B} - \gamma \right)$, queda:

$$d\bar{\sigma}_v + m \bar{\sigma}_v dz = q dz$$

La solución de esta ecuación lineal es:

$$\bar{\sigma}_v = \frac{q}{m} + Ce^{-mz}$$

En la figura 2.14a se observa que, en la base del prisma, cuando $z = 0$, el esfuerzo vertical es $\bar{\sigma}_v = Pa$. Substituyendo estas condiciones de frontera y despejando:

$$\bar{\sigma}_v = \frac{q}{m} (1 - e^{-mz}) + Pa e^{-mz}$$

Finalmente, substituyendo m y q por sus expresiones y haciendo $\alpha = 2K \tan \phi$, se llega a:

$$\bar{\sigma}_v = \frac{2c - \gamma B}{\tan \phi} (e^{\alpha z/B} - 1) + Pa e^{\alpha z/B}$$

Tomando el valor medio de $K=0.5$, la expresión anterior queda:

$$\bar{\sigma}_v = \frac{2c - \gamma B}{\tan \phi} (e^{\tan \phi \frac{z}{B}} - 1) + Pa e^{\tan \phi \frac{z}{B}} \quad (II)$$

En la figura 2.14c, se ha graficado la variación de la función $e^{\tan \phi \frac{z}{B}}$ para valores de ϕ , de 30° y 35° . Las gráficas muestran que esta función crece de la base del prisma hacia arriba, exponencialmente. De aquí se afirma que, según la ecuación (II) el esfuerzo vertical $\bar{\sigma}_v$ debe seguir una ley semejante a la que muestran las curvas.

2.4.4

Construcción del diagrama de resistencia al corte.

Para construir el diagrama de resistencia al corte en la cara del prisma cilíndrico, a partir de la fórmula (II), se puede seguir el proceso gráfico-analítico que se ilustra en la figura 2.15.

- a) Mediante la fórmula (II), asignando valores arbitrarios a la relación Z/B , se traza la gráfica de esfuerzos verticales $\bar{\sigma}_v$, que se desarrollan dentro de la zona plástica, suponiendo que ésta pudiera alcanzar la altura $Z/B = 3$, como muestra la curva, ofg, del esquema (b), en la figura 2.15. Este trazo particular se --

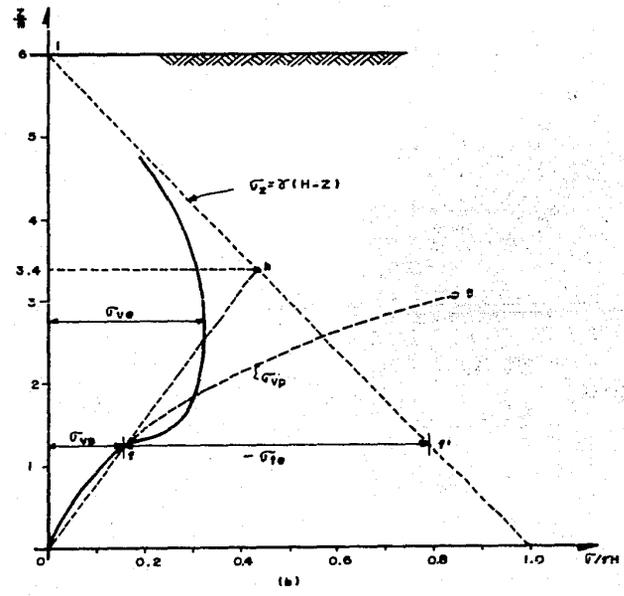
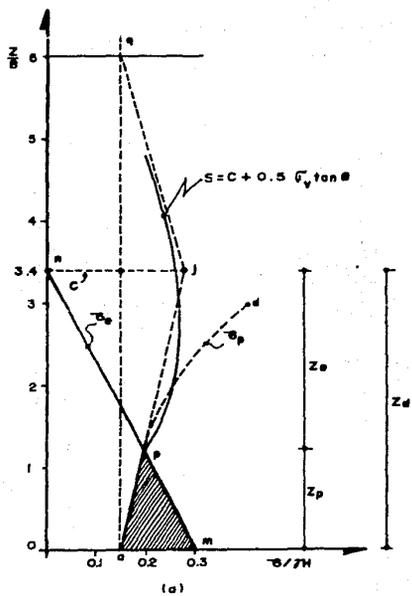


Fig. 2.15. Diagrama de esfuerzos y resistencia en lo cara del prisma cilíndrico.

refiere al caso en el que $P_a = 0$. Cuando $P_a \neq 0$, la curva $\overline{\sigma}_{vp}$ se inicia con una abscisa, $\overline{\sigma}_{vp} = P_a$.

- b) A partir de la curva ofg. mediante la expresión $s=c+0.5\overline{\sigma}_v \tan \phi$ se puede construir la curva de esfuerzos cortantes plásticos, $\overline{\tau}_p$, que muestra el esquema (a) de la figura 2.15; esta es la curva, apd.
- c) Se traza el diagrama simplificado de esfuerzos cortantes elástico, representado por la recta mn del esquema (a). La base del triángulo formado vale $\overline{\tau}_e \text{ máx} = 0.3 \frac{H}{B}$ y la altura $Z_d/B=3.4$. La intersección de estos dos diagramas en el punto p, marca la altura de la zona plástica. Z_p . Dentro de esta zona, la resistencia al corte es igual al esfuerzo cortante, $s=\overline{\tau}_p$. Arriba del punto p el suelo se encuentra en equilibrio elástico.
- d) En el diagrama (b), el esfuerzo vertical $\overline{\sigma}_{vp}$, en el punto p, corresponde a la abscisa del punto f, que vale, $\overline{\sigma}_{vp}=\overline{\sigma}_{zp} - \overline{\sigma}_{te}$. El esfuerzo $-\overline{\sigma}_{te}$ es entonces, equivalente a la reducción del esfuerzo inicial, $\overline{\sigma}_{zp}$, y corresponde al esfuerzo de tensión inducido por la descarga, a la altura Z_p . Esta tensión se distribuye hacia arriba, en la zona elástica, produciendo esfuerzos de tensión $-\overline{\sigma}_{tz}$ que al ser disminuidos de $\overline{\sigma}_z$ producen el esfuerzo vertical elástico remanente, $\overline{\sigma}_{ve}$, que muestra la curva fi.
- e) Con los valores de $\overline{\sigma}_{ve}$, dados en la curva fi, se obtienen los correspondientes a la resistencia al corte del suelo, mediante $s = c + 0.5 \overline{\sigma}_{ve} \tan \phi$, que se presentan en la curva pq, del esquema (a).
- f) El diagrama de esfuerzos verticales ofi puede representarse, de manera simplificada, por el triángulo ohi, cuyo vértice h está a una altura $Z_d/B = 3.4$. Este diagrama simplificado de $\overline{\sigma}_v$, se traduce en otro diagrama también simplificado, de resistencia al corte, representado por

ajq, en el esquema (a).

Puede apreciarse en el esquema (a), que el diagrama simplificado se apega razonablemente bien al diagrama teórico, apq ; Del diagrama de resistencia simplificado se obtiene fácilmente el valor medio $S_m = c + 0.25 \sqrt{zd} \tan \phi$, donde $\sqrt{zd} = \sqrt{\gamma(H - Zd)}$ o sea que $S_m = C + 0.25 \gamma (H - Zd) \tan \phi$.

2.4.4.1 Prisma de base rectangular.

Los conceptos teóricos hasta aquí explicados respecto a la distribución de esfuerzos y el arqueado son igualmente aplicables al caso de un prisma de base rectangular, como el que se muestra en la figura 2.16; este prisma imaginario de suelo se forma a consecuencia de abrir en la losa de apoyo un agujero rectangular, con lados, a, y D. En esta figura, D representa el ancho del túnel y a la longitud de avance de la excavación, sin apoyo del ademe temporal. Es por ello de interés examinar este caso teórico y derivar de él algunas conclusiones prácticas.

Aplicando la teoría del arqueado, explicada para el prisma cilíndrico al caso del prisma rectangular, se llega a la siguiente expresión:

$$\sigma_{vr} = \frac{2c - \frac{\gamma D}{1 + D/a}}{\tan \phi} (e^{R \tan \phi \frac{Z}{D}} - 1) + P_a e^{R \tan \phi \frac{Z}{D}} \quad \text{(III)}$$

En esta ecuación:

$$R = 1 + \frac{D}{a}$$

Donde:

D ancho o diámetro del túnel.

a longitud del avance sin apoyo temporal.

Es interesante analizar con detalle la fórmula (III) para obtener algunas consecuencias de carácter práctico.

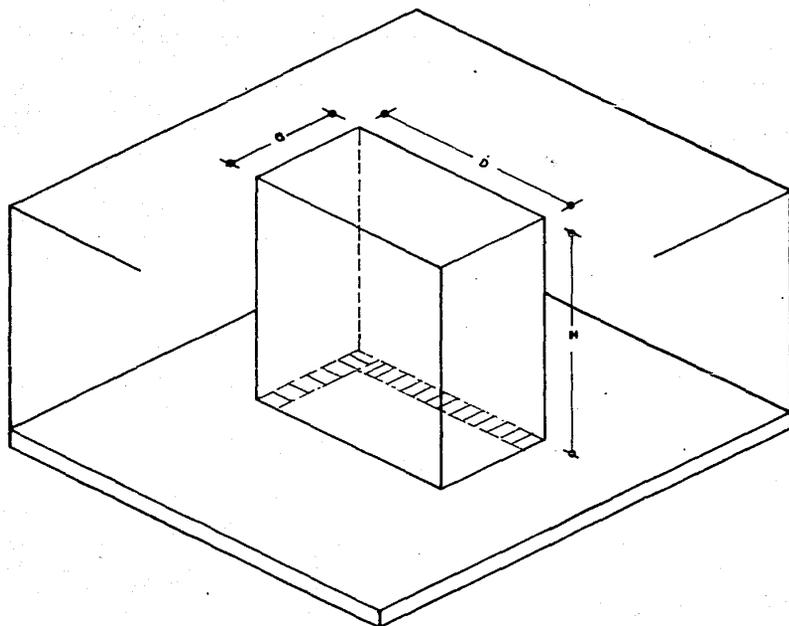


Fig. 2.16. Arqueo en un prisma rectangular.

El segundo miembro de la ecuación (III) contiene dos términos que son independientes entre sí; el primero es una función del peso del suelo, de sus propiedades mecánicas y de las dimensiones de la base prisma rectangular; mientras que el segundo término depende de la presión de apoyo aplicada a la base del prisma. Cada término representa una componente del esfuerzo σ_{vr} , en cualquier punto de la zona plástica; la primera es una consecuencia del peso del suelo y la segunda de la presión de apoyo P_a .

El primer término puede tener valor negativo, cuando $2c - \gamma D/R < 0$, esto significa que si no se aplica una presión de apoyo ($P_a = 0$) el esfuerzo vertical σ_{vr} sería una tensión, lo cual es admisible en el suelo, porque se produciría el desprendimiento del material de la clave. En la condición límite, $\sigma_{vr} = 0$ se tendría $c = \gamma D/2r$; de donde, $1 + \frac{D}{A} = \frac{\gamma D}{2C}$, de aquí se observa que para un valor dado de C puede ajustarse la condición de avance, a, para evitar tensiones en la clave de acuerdo con la siguiente expresión:

$$A_{\text{máx}} = \frac{2C}{\gamma - \frac{2C}{D}}$$

- 2.5 Análisis de asentamientos en la superficie inducidos por la construcción del túnel, asociadas a las causas siguientes:
- Disminución de esfuerzos inducidos por la excavación.
 - Fluencia de las paredes del túnel para llenar el espacio anular entre el suelo y el revestimiento.
 - Asentamiento de la boveda por falta de apoyo adecuado en túneles revestidos con concreto lanzado.

Durante la excavación, se puede presentar un asentamiento el cual puede estimarse de la siguiente manera: igualando el volumen de asentamientos superficiales contra el volumen de suelo que se desplaza hacia el interior del túnel.

2.5.1 Procedimiento de análisis.

2.5.1.1 Configuración de asentamientos.

En la figura 2.17 se presenta la forma más común de los perfiles de asentamientos longitudinales y transversales generados durante la construcción del túnel, observándose que el efecto de la excavación se manifiesta desde una sección localizada a una distancia aproximadamente igual a H_0 adelante del frente de ataque, hasta 4 a 6 diámetros detrás de éste, donde ocurre el asentamiento máximo λ_m .

Por otra parte, el perfil en la dirección transversal es una curva simétrica que alcanza una distancia aproximada de $H_0 + \frac{D}{2}$ ambos lados del eje de túnel; se puede dar el caso que el asentamiento λ_m , puede no coincidir con el eje del túnel por la heterogeneidad de la masa del suelo. En forma simplificada, el volumen de asentamiento transversal V_s , se obtiene con la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{1}{2} (2 H_0 + D) \lambda_m \quad (IV)$$

donde las literales se definen en la figura 2.17

2.5.1.2 Asentamiento debido a la descarga.

El desplazamiento radial medio hacia el interior del túnel puede estimarse con la solución de la teoría de la elasticidad para una cavidad cilíndrica:

$$u_{em} = \left(\frac{1}{2} (1 + K_0) \gamma H_0 - P_a \right) \frac{1 + \nu}{E} R \quad (V)$$

Donde:

- u_{em} desplazamiento radial medio.
- K_0 . Relación de esfuerzos horizontales respecto a los esfuerzos verticales iniciales.
- γH_0 Esfuerzo vertical total inicial al nivel del eje del túnel.
- P_a Presión de apoyo proporcionada por el revestimiento.

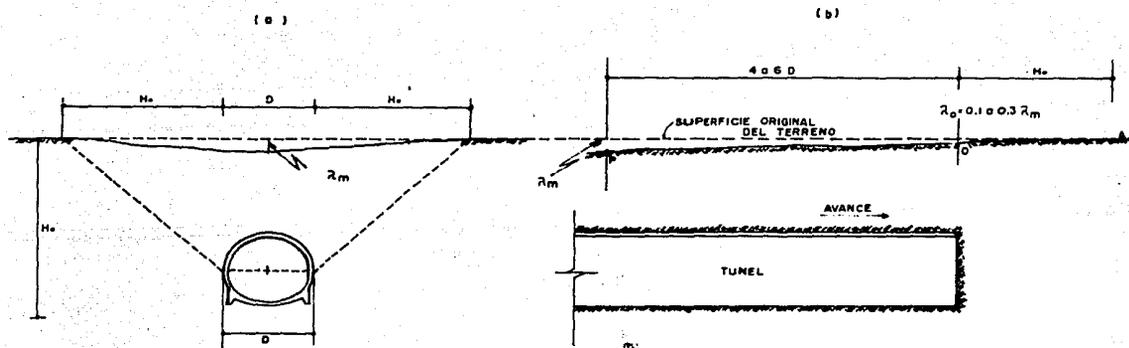


Fig. 2.17. Configuración de asentamientos superficiales inducidos durante la excavación de un túnel.

- ν Relación de poisson (usualmente de 0.5 en arcillas saturadas).
- E Módulo de rigidez a la descarga representativo de la masa de suelo.
- R Radio medio del túnel.

Así, el volumen de suelo v_e que se desplaza por unidad de longitud es:

$$v_e = 2\pi R \mu_{em}$$

Igualando con la ec. (IV) permite obtener la componente del asentamiento λ_e debida a la descarga inducida por la excavación.

$$\lambda_e = \frac{\pi D^2 \left[\frac{1}{2} (1 + K_0) \gamma H_0 - P_a \right] \frac{1 + \nu}{E}}{2 H_0 + D}$$

Si el valor de λ_e resultado, será necesario disminuir el nivel de descarga aplicando una presión de inyección alrededor del túnel, que incremente P_a .

2.5.2 Efecto de la sobreexcavación.

El volumen por unidad de longitud que se desplaza para llenar el espacio generado por un anillo de sobreexcavación de espesor medio e_s es:

$$v_d = e_s D \pi$$

El asentamiento superficial λ_d debido a la sobreexcavación puede evaluarse con la siguiente expresión:

$$\lambda_d = \frac{2 e_s D \pi}{2 H_0 + D}$$

Este asentamiento puede reducir al mínimo inyectando mortero a presión a través del revestimiento simultáneamente con el avance, así como expandiendo el anillo de dovelas conforme salga el escudo.

2.5.3 Efecto del apoyo de la bóveda.

En túneles revestidos con concreto lanzado, el asentamiento superficial se incrementa por efecto del asentamiento δz , que sufre la zapata de apoyo de la bóveda bajo la acción de la presión del suelo, - la componente de λ_m asociada a esta condición estimarse como:

$$\lambda z = \frac{2 \delta D}{2H_0 + D}$$

Cuando el λz así obtenido sea excesivo, será necesario aumentar el ancho del apoyo para reducir la presión de contacto en la base de - la zapata.

2.5.4 Análisis de deformaciones.

2.5.4.1 Desplazamiento en el interior del túnel.

El desplazamiento radial provocado por la excavación depende de la descarga total que resulta de la diferencia entre el nivel de esfuerzos previo a la construcción σ_v y la presión de apoyo proporcionada por el revestimiento P_a ; para evitar asentamientos excesivos, el ademe se diseña para una P_a mayor a la presión límite - de plastificación P_{pl} .

2.5.5 Distribución de desplazamientos.

El desplazamiento radial u_{ep} generado por una cavidad cilíndrica en cualquier punto P de un medio elástico homogéneo sujeto a un estado isotrópico de esfuerzos σ_v se calcula con la ecuación:

$$u_{ep} = (\sigma_v - P_a) \frac{1 + \nu}{E} \frac{R^2}{r} \quad (VI)$$

Donde:

E módulo elástico.

ν relación de Poisson.

y los demás literales se definen en la fig. 2.18

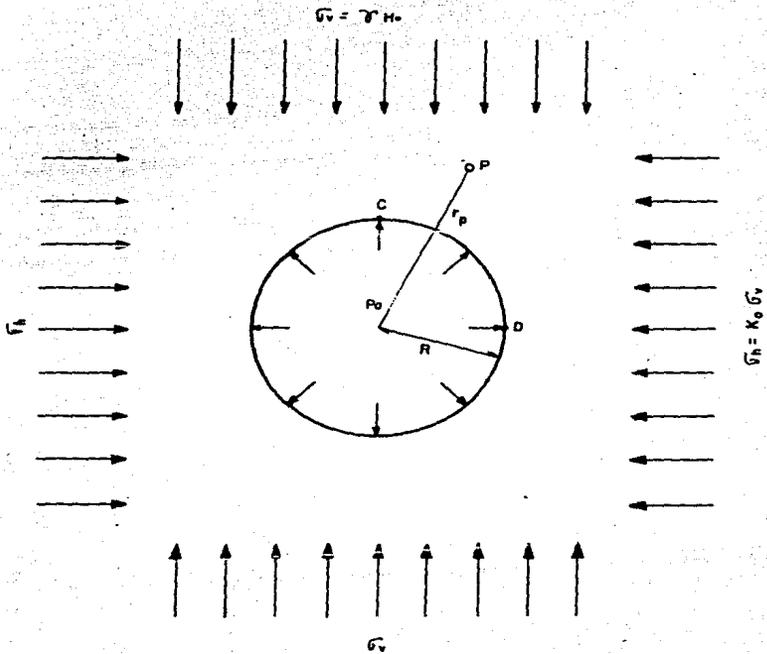


Fig. 2.18. Cavity cilíndrica en un medio elástico.

Cabe aclarar que E se determina con pruebas triaxial de extensión, con un proceso de descarga que reproduzca la disminución de esfuerzos provocados por la excavación, ν puede considerarse igual a 0.5 en arcillas saturadas.

Aplicando la ec. (VI) para la pared de la cavidad, donde $r=R$:

$$\sigma_{ec} = (\gamma H_0 - P_a) \frac{1 + \nu}{E} R$$

Sin embargo, en el caso más general, los esfuerzos verticales y horizontales son diferentes, es decir $K_0 \neq 1$, por lo que los desplazamientos en la clave y a la altura del eje del túnel (puntos C y D de la figura 2.18 respectivamente) serán:

$$\sigma_{ec} = (\gamma H_0 - P_a) \frac{1 + \nu R}{E}$$

$$\sigma_{eD} = (K_0 \gamma H_0 - P_a) \frac{1 + \nu R}{E}$$

Estas expresiones anteriores permitirán estimarse en forma aproximada el orden de magnitud y distribución de las convergencias durante la excavación, antes de colocar el revestimiento.

IDEAS GENERALES SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LOS TUNELES.

La apertura de un túnel cambia las condiciones de esfuerzos en el medio original, que puede concebirse en principio como una masa en equilibrio dentro de un campo gravitacional. Los cambios que tengan lugar pueden ocurrir en forma continua o por etapas, hasta que llegue a alcanzarse una condición final en la masa, ya relativamente invariable, que puede considerarse como de equilibrio definitivo. Esta condición final implica el establecimiento de unas nuevas condiciones hidráulicas en el subsuelo y el cese de las deformaciones y los cambios de esfuerzo producidos por la excavación.

Cuando se excava un túnel se produce una región de esfuerzos cambiantes, en la que generalmente se incrementan las presiones verticales y que se localiza en el frente de la excavación, desplazándose -

con ella. En el frente, los estados de esfuerzos son netamente tri dimensionales, pero tienden a transformarse en bidimensionales a medida que las zonas en que se producen van quedando más atrás y el avance de la obra continúa. Los cambios de estados de esfuerzos que produce la excavación no pueden ocurrir sin deformación en el medio; cuando hay revestimientos, éstos se deforman también.

Los procesos de deformación resultantes evolucionan con el tiempo, de manera que este último representa una nueva variable en el proceso. La excavación produce cambios en las presiones de poro del agua en su vecindad; como el túnel representa siempre una zona a presión atmosférica, invariablemente el agua tenderá a fluir hacia su interior. De esta manera, el juego de presiones en el agua constituye otra importante variable del problema, todo el cuadro puede aún complicarse más por la aparición de toda una serie de efectos viscoplásticos, tales como el creep.

La construcción de los túneles produce cambios radicales en las con diciones hidráulicas del subsuelo; éstos pueden ser temporales o de finitivos, según sea la permeabilidad de la estructura. Un túnel generalmente produce abatimiento del nivel freático vecino a él y ello hace aumentar los esfuerzos efectivos en la masa de suelo y los pesos de esa masa, de donde resultan asentamientos no reversibles. Es evidente que siempre será económico y deseable un criterio de diseño que haga el máximo uso posible de la capacidad del material para soportarse a sí mismo.

3.1 Tipos y causas de la presión de tierras en túneles.

En la naturaleza, los suelos están sujetos a su propio peso y el peso de las masas sobreyacentes; como consecuencia, en su interior se desarrollan esfuerzos y deformaciones que se producen entre las par tículas individuales constituyentes. Mientras el suelo esté confina do, no podrán producirse los desplazamientos interparticulares nece

sarios para que se desarrollen los estados de deformación correspondientes a los esfuerzos actuantes, por lo que éstos se acumulan o almacenan en el material, pudiendo llegar a valores muy altos, muy por encima de los límites de fluencia. Tan pronto como este material así esforzado pueda moverse, ocurrirán en él desplazamientos en forma de flujos plásticos o, inclusive, de "explosiones", en los que fragmentos del suelo duro pueden salir proyectados violentamente; sólo si los esfuerzos residuales no han sobrepasado el límite elástico del material, ocurrirán desplazamientos en el rango elástico.

Las excavaciones que se hagan en el interior de la masa crean siempre un espacio vacío hacia el que se posibilitan los desplazamientos; a la vez los pesos de los materiales suprayacentes actúan como una carga repartida sobre el techo de la excavación producido. La resistencia del suelo proporciona los elementos resistentes, casi en nada movilizados antes de la excavación, como consecuencia de la situación prevaleciente de deformación impedida. Para mantener el orificio practicado, que tratará de cerrarse por sí mismo, suele ser necesario emplear elementos auxiliares de retención. La presión que estos elementos reciben del material que actúa en contra de ellos es la carga del suelo a la presión del suelo, como también suele decirse.

La determinación de estas presiones en un caso dado es uno de los problemas más difíciles a que puede enfrentarse un ingeniero geotécnico. Las dificultades provienen, no solo de lo difícil que pueda ser establecer las condiciones primarias u originales de los esfuerzos en la masa virgen, sino también del hecho de que el estado de esfuerzos se modifica alrededor de la excavación, una vez practicada ésta y, como ya se comentó, esas modificaciones dependen de muchos factores difíciles de valuar, tales como la naturaleza y resistencia del suelo, del tamaño del orificio practicado, del método con que se produjo, de la forma y rigidez de los elementos de

soporte que se empleen y del tiempo que se haya dejado la excavación sin sostén, antes de ponerlo.

A partir de los trabajos de Terzaghi se ha hecho costumbre expresar las presiones secundarias de suelo firme, como aquellas que se ejercen sobre los ademes después de excavar el túnel, como el peso de una masa de una cierta altura sobre el túnel; se considera que ésta es la masa que se caería en primera instancia si no se colocara ningún ademe. Las deformaciones del sistema de soporte producen arqueos posteriores de la masa sobre el techo y alivio de la presión. El propio Terzaghi distingue el caso de las presiones ejercidas por los suelos plásticos blandos, en las que la deformación posterior del ademe no produce alivio. Estas presiones no dependen mucho en magnitud del momento de la instalación del ademe o de las características de éste, si bien la distribución de la presión sí se ve afectada por estos conceptos. La presión de suelos firmes, en cambio, sí se ve afectada por el momento en que se coloque el ademe, porque las deformaciones que siguen a la excavación varían mucho con el tiempo.

Las presiones sobre los ademes conducen a la aparición de tres tipos de presiones sobre los techos de los túneles:

- Presión por aflojamiento.
- Verdadera presión de montaña.
- Presión por expansión.

Estos tipos de presiones pueden presentarse individualmente o en conjunto. El tiempo de presión que se desarrolla en un caso dado depende mucho de la naturaleza del material sobre y alrededor del túnel.

3.1.1 Presión por aflojamiento.

Cuando se afloja la masa de suelo firme sobre el techo de un túnel, por efecto de la excavación y del peso de la carga sobreyacente, el comportamiento de esa masa puede asimilarse al de una masa de suelo granular colocada en un silo, cuando en el fondo de éste se abre una abertura.

Esta es la condición de presión que consideró Terzaghi en sus análisis sobre empujes en túneles, de manera que la presión por aflojamiento del suelo se considera hoy básicamente representada por los mecanismos propuestos por él.

La concepción de Terzaghi para el mecanismo de estas presiones incluye en forma muy predominante efectos de arqueo en suelos. Este efecto puede visualizarse como sigue: Supóngase una masa de suelo de gran extensión que descansa apoyada en una superficie horizontal rígida; supóngase que, por alguna razón, una parte de la superficie horizontal cede un poco hacia abajo, de modo que el suelo que haya quedado sobre esa parte tienda también a descender. Al movimiento de esa parte del suelo, relativo al resto, que ha permanecido inmóvil por estar firmemente apoyado, se opondrá la resistencia al esfuerzo cortante que pueda desarrollarse entre la masa móvil y el resto del suelo, estacionario. Esta resistencia tiende a mantener a la masa móvil en su posición original y, por lo tanto, a reducir la presión del suelo sobre la parte que haya cedido en la superficie de soporte. Como efecto consecuente aumentará, por el contrario, la presión que las masas estacionarias ejercen sobre las partes fijas de dicha superficie de soporte.

Tiene lugar, por lo tanto, una transferencia de presiones, de la superficie cedida a los apoyos estacionarios. Este efecto recuerda el modo de trabajar de un arco estructural y de ahí recibe el nombre de efecto de arqueo.

La consecuencia práctica del efecto anterior en elementos de soporte en que haya puntos de deformación restringida y zonas de cedencia más fácil, es una disminución de la presión en esas zonas y una concentración en aquellos puntos, de modo que, a fin de cuentas, resulta modificado el diagrama de presiones.

Una de las teorías de arqueo más estudiadas se refiere en lo general a lo siguiente: considera un estrato de suelo de extensión infinita, pero espesor finito, descansando sobre una base infinita - de la cual cede una sección angosta de longitud infinita; es decir se analiza un problema de deformación plana.

Terzaghi distingue tres tipos de teorías de arqueo, en referencia al tratamiento del problema anteriormente mencionado.

- 1) Teorías en las que se considerarán las condiciones para el equilibrio del suelo localizada inmediatamente arriba de la zona de cedencia, sin investigar si los resultados obtenidos son compatibles con las condiciones de equilibrio del suelo situada más lejos de dicha zona.
- 2) Teorías basadas en la hipótesis de que la masa completa de suelo colocada sobre la frontera que cede está en condiciones de equilibrio crítico.
Esta hipótesis no es compatible con los datos experimentales de que se dispone.
- 3) Teorías en que se supone que las secciones verticales ad y bc (fig. 3.1a), que pasan por los extremos de la faja de cedencia son superficies de deslizamiento y que la presión sobre la frontera cedente es igual a la diferencia entre el peso total de la masa de suelo colocada sobre esa frontera y la resistencia friccionante desarrollada a lo largo de las superficies de fluencia. Las superficies reales de deslizamiento son las ae y

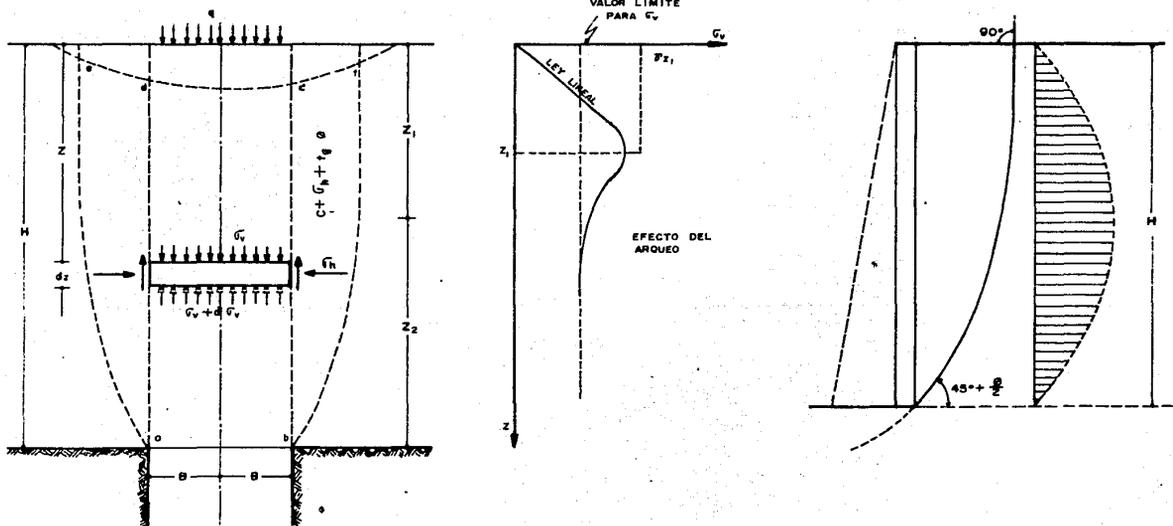


Fig. 3.1. Problemas más preferentemente tratados por las teorías de arqueo.

bf, curvas, según indican los datos experimentales, con una separación mayor en la superficie que el ancho de la zona de cedencia; por lo tanto la fricción a lo largo de las superficies verticales supuestas no puede estar totalmente desarrollada, pues esas superficies no son estrictamente hablando, superfi--cies de fluencia. Este hecho produce un error del lado de la inseguridad.

Las teorías de los tres grupos conducen a resultados diferentes entre sí y puede decirse que el fenómeno de arqueo no ha sido estudiado en la realidad lo suficiente como para poder juzgar el valor relativo de cada una de ellas. El grupo más sencillo de analizar es el mencionado en tercer lugar y una Teoría de este grupo es la que se expone a continuación, y la que se ha usado en los análisis de túneles.

En ella se considera que la resistencia del suelo está dada, en general, por la ley de Coulomb:

$$S = C + C \operatorname{tg} \phi$$

Se considerará también inicialmente que en la superficie del terreno considerado actúa una sobrecarga q .

En la fig. 3.1a, se muestra un elemento prismático de suelo situado a la profundidad z y de espesor dz . El esfuerzo vertical en la cara superior se denomina $\bar{\sigma}_v$ y el esfuerzo horizontal, en las caras laterales, se supone ser:

$$\bar{\sigma}_m = K \bar{\sigma}_v$$

donde K es una constante de presión de tierra.

La cedencia de una ranura en la superficie de apoyo rígido de la -

masa de suelo se asimila, como causa de arqueo, con la cedencia del techo de un túnel por efecto de las cargas actuantes sobre él. Si el techo se deja sin soporte (lo que equivale a dejar la ranura - abierta) se llegará a regenerar la presión sobre él, por lo menos parcialmente; se forman cuñas de material desprendido que se cae y que van siendo mayores según el tiempo pasa.

El valor del ángulo α que se desarrolle depende de la cohesión del suelo y crece con ella y la máxima altura afectada sobre el techo, antes de que se restablezca el equilibrio final será:

$$h_{\text{máx}} = \frac{Bt}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}$$

La magnitud de la presión resulta casi proporcional al área de la cuña en trance de desprendimiento, o sea el cuadrado del claro de la cavidad.

El peso de la cuña desprendida y aflojada es entonces el responsable de lo que se ha llamado en páginas anteriores presión por aflojamiento. De lo anteriormente dicho en relación a la evolución de la magnitud de la cuña desprendida con el tiempo y de lo también - dicho en relación al desarrollo del fenómeno de arqueo de acuerdo con los niveles de deformación que se permiten en el techo, se desprende claramente como la presión de aflojamiento dependerá muchísimo de la oportunidad con que se coloque el ademe, de la naturaleza y estructuración de éste y del cuidado ejercido durante la - construcción.

3.1.2 Verdadera presión de montaña.

Este fenómeno aparece cuando los estados de presión secundarios que se desarrollan ya excavado el túnel, en sobreposición a los esfuerzos primarios en la masa, existen antes de efectuar la excavación,

exceden la resistencia del material excavado y no sólo en el techo, sino en los lados y aún en el piso del túnel; es decir, cuando los esfuerzos secundarios alcanzan un orden de magnitud semejante al límite de plasticidad del material. La condición puede producirse por una sobreposición de esfuerzos, en la que los esfuerzos originales del material se combinan con los que se producen sobre un ademe como consecuencia de la excavación, pero también puede ser una condición natural, existente en el material antes de excavarlo, cuando en él existe lo que se llama un estado plástico latente, en el cual el flujo plástico de un suelo se ha mantenido impedido por el confinamiento de masas vecinas.

El efecto de la presión de montaña depende del carácter del suelo. En arcillas, o en pizarras arcillosas se produce un flujo en toda la periferia de la excavación; a la vez, los esfuerzos se alivian y se redistribuyen, la zona plástica aumenta de tamaño y puede alcanzarse eventualmente una condición de equilibrio. Por lo contrario, en materiales fuertemente pre-esforzados, el flujo puede continuar hasta que se cierre la cavidad. Al colocar un ademe, se reduce la zona plástica y puede llegarse a la estabilidad, a condición de que sea capaz de soportar las fuertes presiones que se producen como consecuencia de la restricción. Estas dependen de la flexibilidad del ademe, y de lo que se hubiera desarrollado la zona plástica antes de construirlo.

En el caso de tener presiones por aflojamiento, la mejor norma suele ser excavar rápidamente y construir lo más pronto que se pueda un ademe cercano al frente de la excavación, en el caso de la presión de montaña, según se desprende de todo lo anterior, no puede darse una regla única, independiente de la naturaleza del material excavado.

En materiales blandos, no conviene la construcción inmediata, pues

to que no daría tiempo al desarrollo de zonas plásticas de protección. Por otra parte, no puede pensarse en construir un ademe que resista toda la presión de montaña susceptible de desarrollarse. Sin duda la mejor práctica es construir un ademe reemplazable, que se pueda ir sustituyendo a medida que se permita la cedencia del material; ya se mencionaron los criterios para hacer frente a aquellos casos en que una cedencia pequeña basta para aliviar la presión.

En la fig. 3.2, se muestra una experiencia obtenida en un túnel en suelo arcilloso, en el que se dejó un espacio relleno de ceniza entre el ademe y las paredes. Nótese cómo disminuye el radio de la excavación circular y nótese también cómo aumenta rápidamente la presión sobre la ceniza.

3.1.3

Presión de expansión.

Bajo ciertas condiciones se ha encontrado presión por expansión en arcillas. La explicación a esta expansión fue ofrecida por Terzaghi y se fundamenta en relajaciones no uniformes de los esfuerzos, causados por migraciones del agua de los poros del suelo de las zonas más esforzadas a la menor, que correspondientemente se expanden. Como resultado de la excavación, seguramente quedan en la condición de zonas menos esforzadas todas las de la periferia del túnel, sobre todo las del frente de ataque, en que aún no se pudo colocar ademe; también suelen ser críticos el piso del túnel y las partes bajas de las paredes, a no ser que se use un completo ademe periférico. En estas condiciones, ocurrirá una migración de agua de los poros del interior de la masa a la periferia del túnel, con la correspondiente expansión en estos lugares.

Hasta hoy no se pueden prever las presiones por expansión. Cuando se han medido, se han visto que pueden ser muy intensas y desarrollarse durante largo tiempo (semanas o meses), creciendo siempre.

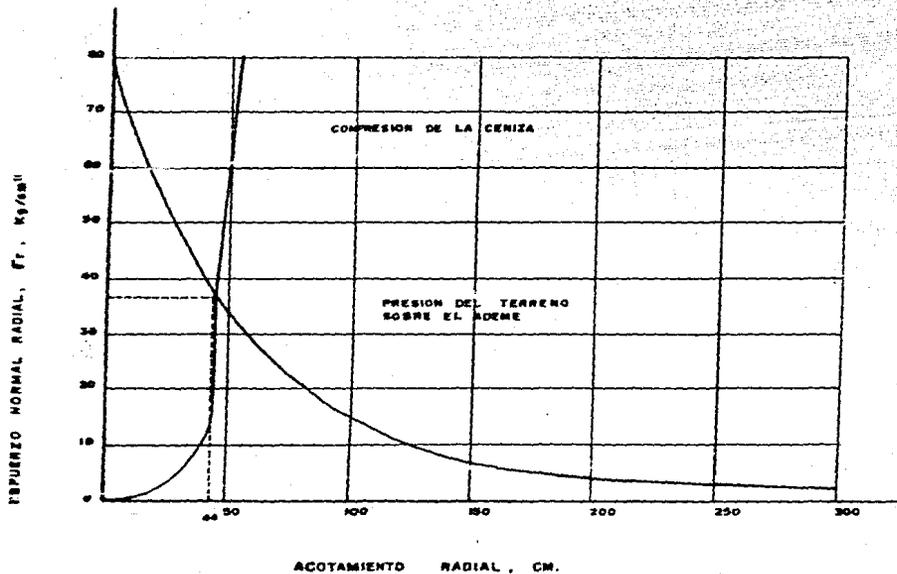


Fig. 3.2. Distribución de la presión en función de la deformación de una capa compresible entre la pared del túnel y el odeme.

Cuanto mayor sea la deformación que se permita, más se aliviará la presión sobre cualquier ademe y este hecho ha fijado la norma de - conducta para contrarrestarla, la cual consiste en permitir la deformación del material hasta un cierto límite y construir entonces un ademe sólido, capaz ya de resistir las presiones adicionales. El punto delicado estará en saber elegir el momento de la construcción y en valuar el monto de la presión que aún se producirá.

Muchas veces es muy difícil distinguir la presión por expansión de la verdadera presión de montaña: el problema se dificulta aún más, pues lógicamente los suelos y las rocas expansivos tienen módulos de deformación muy bajos, en los que es de esperar el desarrollo - de presiones de montaña aún con cubrimientos poco espesos. Presiones laterales o en el techo que se encuentren muy cerca de los portales, en túneles excavados en formaciones relativamente estables, serán indicio de la existencia de presiones por expansión. Una - identificación más precisa de las presiones de expansión sólo es - posible al investigar muy cuidadosamente las propiedades físicas - de los suelos.

Muchas veces las presiones de expansión son consecuencia de transformaciones químicas de los suelos cuyo contenido de agua aumenta.

De todo lo antes dicho, se desprende claramente que el monto de - las presiones de expansión que se desarrollen depende mucho de la naturaleza del ademe que se coloque y de la cantidad de expansión que éste aún tenga que soportar.

3.2

Métodos empíricos para el cálculo de presiones.

El hecho de que los planteamientos teóricos que la Mecánica del Medio Continuo puede ofrecer para la valuación de las presiones actuantes en los túneles, antes y después de abiertos éstos y, en su caso, antes o después de ser ademados y revestidos, no sean lo su-

ficientemente concordantes con lo que se pudiera ser la realidad, há sido motivo de la aparición de algunos trabajos fundamentales, de carácter empírico o semiempírico, realizados con el fin de llegar al establecimiento de esas presiones por métodos sencillos, - que puedan aplicarse con la información usualmente disponible y que concuerden y recojan la experiencia de construcción y las mediciones de comportamiento realizadas.

Un hecho muy importante más que conduce a la necesidad de plantear tales métodos empíricos en el momento presente es el tema fundamental de interacción entre ademe y suelo, la cual depende de muchas matices de las propiedades del suelo y de las características de - forma, rigidez, etc., del ademe, que son imposibles de manejar dentro de las teorías de las matemáticas aplicadas, pero que, hasta - donde llega la actual experiencia, son de fundamental importancia para definir los estados de presión.

Obviamente la mayor dificultad y el fin último de los métodos empíricos es la estimación de las cargas exteriores sobre los ademes. Estas cargas se seleccionan a menudo en forma independiente de la deformación del mismo, si bien en algunos casos existen normas para establecer adaptaciones a esas condiciones de deformación.

Los mecanismos de comportamiento de los suelos de que se hace uso en los métodos empíricos son sencillos. Por ejemplo, la carga puede expresarse en función del peso del suelo y del ángulo de fricción interno, lo cual no basta para describir todas las posibilidades de comportamiento del suelo.

A continuación se presentan los métodos de valuación de presiones y cargas verticales sobre ademes de uso más extendido. En posteriores páginas se dirá algo sobre el cálculo de presiones laterales y actuantes en el piso del túnel.

3.2.1 Método de Terzaghi.

Define la carga vertical de suelo sobre el túnel como la masa de material que tendería a caer desde el techo, de no ser soportada.

La fig. 3.3, ilustra la nomenclatura utilizada en la presentación del método.

H_p es la carga de suelo sobre el techo del túnel.

Si el valor de la carga de suelo es diferente de cero y el túnel carece de ademe, la masa de material que gravita sobre el techo tiende a penetrar en el túnel poco a poco, en tanto que el techo va adquiriendo una forma irregular.

Frecuentemente, a lo largo de un túnel se encuentran prevaleciendo muy diferentes condiciones y el ingeniero ha de estar siempre dispuesto a modificar cualquier criterio de diseño preconcebido a la vista de las condiciones que vaya descubriendo en la propia obra.

La alteración química convierte a la mayoría de las rocas, incluyendo todas las rocas ígneas y la mayor parte de los esquistos y pizarras, en arcillas. En ocasiones, la conversión es completa, en tanto que en otras se restringe a ciertos minerales únicamente; la alteración puede afectar a toda la masa de la roca o puede sólo ocurrir en las partes próximas a sus fisuras, grietas, juntas, etc. En cualquier caso, es claro que las propiedades mecánicas e hidráulicas de la roca alterada difieren radicalmente de las de la roca original, y tienden a parecerse mucho y a veces a ser las mismas que las de una arcilla.

Cuando se excava un túnel en roca alterada se produce un efecto de arqueamiento, es decir la carga de roca es mucho menor que la presión correspondiente al peso de todo el material sobreyacente a la excava-

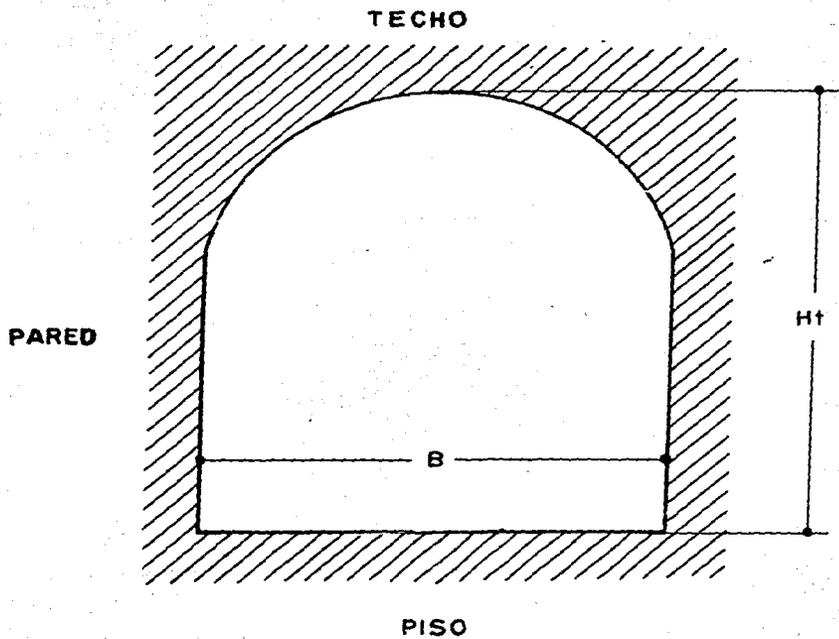


Fig. 3.3 Sección de un túnel.

vación. En roca alterada o arcilla, el tiempo de acción de puente es mucho más largo que en arenas; por ello muy rara vez se hace necesario en estos casos la excavación escalonada del frente del túnel; pero, por otra parte, el crecimiento de la carga de roca con el tiempo, a partir del valor inicial es, en este caso, mucho mayor y más prolongado que en rocas químicamente intactas.

Las propiedades de las arcillas de mayor significación en lo que se refiere a túneles son su expansividad al ser aliviadas de cargas, la variación de la resistencia al esfuerzo cortante con la presión normal y la velocidad de reacción a los cambios de esfuerzos.

Cuando se excava un túnel, la arcilla de las zonas próximas al borde de la excavación ve disminuidas sus presiones de confinamiento y por lo tanto se expande tomando agua del material más alejado del túnel; esto trae consigo la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla próxima a las paredes del túnel. Se dice que es la humedad prevaleciente en general en el interior de los túneles la causa del reblandecimiento de la arcilla en su techo y paredes, esta afirmación carece totalmente de consistencia y, de hecho una muestra de arcilla extraída de la pared y dejada dentro del túnel, en contacto con el ambiente, se seca fuertemente en pocos días.

Cuando un túnel en arcilla no es adorado adecuadamente, el material de las paredes, piso y techo, fluye lentamente y tiende a cerrar la excavación. Se dice entonces que fluye plásticamente. Durante ese proceso y debido a la expansión que se produce simultáneamente, la resistencia de la arcilla al esfuerzo cortante disminuye hasta su mínimo, en el cual se mantiene prácticamente constante; este valor final se mantiene prácticamente constante; este valor final se denomina "cohesión última". Es evidente que el tiempo que tardan en producirse los fenómenos de expansión y pérdida de resistencia

dependen de la permeabilidad de la arcilla en primer lugar y del conjunto de sus propiedades en general. Para un túnel dado y a una profundidad dada, la velocidad de expansión aumenta rápidamente con las dimensiones de la parte del túnel no ademada, por lo que suele bastar llevar el ademe suficientemente cerca del frente de la excavación para prevenir problemas de expansión.

La expansividad de las arcillas depende mucho de la presión a que hayan sido consolidadas. En arcillas preconsolidadas, la capacidad de expansión es grande, la velocidad con que se presenta el fenómeno no es bajo y el incremento de presión sobre los ademes construidos es grande y lento. Si el túnel está a poca profundidad, el valor de la presión sobre el ademe puede exceder la presión del colchón existente.

Muy frecuentemente las arcillas duras se presentan muy agrietadas; estas arcillas se disgregan fácilmente cuando bajo presión, fluyen en las paredes de un túnel trayendo consigo una disminución de longitud de cualquier elemento en la dirección circunferencial. Estos efectos producen la caída de estos materiales de los techos de los túneles y el período de acción de puente de las arcillas está generalmente limitado por el mencionado efecto de desmoronamiento.

En arcillas blandas suaves el concepto, el período de acción de puente carece de significado, pues estos materiales fluyen desde un principio.

Método para la valuación de presiones laterales.

La magnitud de las presiones laterales puede no ser menos significativa que la de las verticales para el diseño del ademe de un túnel, y dependen más de las deformaciones del ademe que la de las presiones en el techo, de manera que su valor queda influenciado decisivamente, como en ningún otro tipo de presión por la resisten

cia del ademe.

La presión lateral (horizontal) es igual a la presión vertical multiplicada por un coeficiente de empuje de tierras, cuyo valor depende de la deformación horizontal que se permita. Así la presión lateral resulta ser una función lineal del espesor de revestimiento del túnel. Razonando así, a profundidades muy grandes, la presión lateral puede llegar a resultar inclusive mayor que la vertical, pues esta última se reduce por efectos de arqueo; al mismo tiempo, en esas grandes profundidades también aumentará mucho la resistencia friccional que en la dirección horizontal pueda conciderarse al suelo.

Según Terzaghi la presión horizontal puede estimarse con la fórmula:

$$P_h = 0.3 \gamma_m (0.5 H_t + H_p)$$

Donde H_t es la altura del túnel y H_p es la altura de material gravitando sobre el techo, que se haya considerado para el cálculo del mismo.

3.4

Método de valuación para presión en el piso del túnel.

Las presiones en el piso suelen ser reacciones a las presiones en el techo, pero por el efecto de absorción de las masas de suelo vecinas es usual medir valores de la presión en el techo que son menores a las correspondientes en el techo. Terzaghi ha proporcionado evidencia empírica que parece apoyar como razonable una estimación de la presión en el piso en el orden de la mitad de la prevaliente en el techo.

Las presiones en el piso se ven grandemente influenciadas también por los procedimientos de construcción adoptados. La verdadera -

presión de montaña y las presiones de expansión suelen ser las que juegan un papel más importante para convertir a la presión en el piso en un problema de importancia en túneles; en la práctica, por lo tanto, los problemas serios en el piso de las galerías están asociados a la presencia de arcillas saturadas. El hecho de que el piso sea una zona descargada, en tanto que a los lados pueda haber esfuerzos de compresión importantes puede llegar a generar procesos de falla de fondo, con expansión del piso.

CAPITULO III

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN

1. FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA SELECCION DEL METODO CONSTRUCTIVO.

1.1 Condiciones del Subsuelo.

Sin lugar a dudas las condiciones del subsuelo son determinantes para seleccionar el método constructivo. La exploración geológica, tan importante en todas las obras de Ingeniería, constituye, en las obras subterráneas, la columna vertebral que soportará la Ingeniería necesaria para diseñar el procedimiento constructivo. Esta exploración debe ser enfocada a identificar con suficiente seguridad los diferentes suelos, la cantidad y calidad de agua subterránea. En la práctica tunelera se han desarrollado algunas clasificaciones empíricas que han dado buenos resultados; una para los suelos que se denomina "Clasificación del tunelero", y que presenta los principales suelos representativos y las condiciones de trabajo probables en el túnel (ver apéndice No. 1); esta clasificación ha sido correlacionada con el "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos" (sucs) - usado en la Mecánica de Suelos.

1.2 Presencia de Agua.

El agua es un gran enemigo de las excavaciones subterráneas; cuando aparece, la resistencia de los suelos baja, los avances disminuyen, en casos extremos puede hacer inestable el frente o las paredes de los túneles y, en otros casos, impide la aplicación del concreto lanzado, o simplemente obliga a la construcción de galerías de bombeo.

A P E N D I C E 1

CATEGORIA	CLASIFICACION	CONDICIONES DE TRABAJO EN EL TUNEL	SUELOS REPRESENTATIVOS
1	Duro	El túnel puede excavar en toda su longitud sin requerir soporte.	Arcilla calcárea muy dura, arena y grava cementadas.
2	Firme	La frente del túnel puede excavar sin soporte, y el soporte definitivo se puede colocar antes de que el suelo empiece a moverse.	Loess arriba del nivel freático.
3	Graneo lento	Se desprenden terrones y + hojuelas de la clave y paredes poco tiempo después de que el material ha quedado expuesto al aire. Hay tiempo para colocar el soporte temporal.	Suelos residuales o arena arcillosa arriba del nivel freático.
4	Graneo rápido	Igual que el anterior, pero los desprendimientos - ocurren minutos después de la exposición. Es necesario colocar rápidamente el soporte temporal, o avanzar en tramos cortos.	Suelos residuales o arena arcillosa abajo del nivel freático.
5	Extrusión	El material avanza hacia - el túnel lentamente, sin fracturarse y sin aumentar notablemente el contenido de agua en el suelo que rodea al túnel; esto puede - pasar desapercibido en el túnel, pero causar subsidencia en la superficie. El soporte temporal puede sufrir sobrecargas extraordinarias.	Arcilla suave ó medianamente suave.

CATEGORIA	CLASIFICACION	CONDICIONES DE TRABAJO EN EL TUNEL	SUELO REPRESENTATIVO
6	Expansivo	Como en el anterior, el suelo se mueve lentamente hacia el túnel, pero el contenido de agua alrededor suyo aumenta considerablemente. El soporte puede sufrir sobrecargas extraordinarias.	Arcilla muy comprensible con elevado índice de plasticidad.
7	Corrimiento cohesivo	Al retirar el soporte lateral en cualquier superficie con ángulo mayor que 34° , el material se desliza como si fuera azúcar, hasta estabilizarse en 34° , antes del corrimiento el suelo empieza a granear. La colocación del ademe no puede esperar y las paredes y el frente de trabajo deben protegerse simultáneamente a la excavación.	Arena fina, limpia y húmeda.
8	Corrimiento	Igual que en el caso anterior, pero el suelo no granea y simplemente corre al perder soporte.	Arena gruesa a media, limpia, arriba del nivel freático.
9	Extrusión	El material avanza rápidamente en forma de flujo plástico hacia el túnel. Los soportes lateral y del frente de trabajo deben colocarse al tiempo que se excava.	Arcillas y limos con elevado índice de plasticidad.
10	Fluyente	El suelo excavado se mueve como un líquido viscoso. Si el flujo no es detenido, continúa hasta llenar completamente el túnel. El frente y las paredes deben estabilizarse en todo momento.	Cualquier material bajo el nivel freático cuyos granos tengan tamaños de 0.005 mm. aproximadamente.

Los suelos de las categorías 7 a 10 requieren soportes simultáneos a la excavación, lo que se logra con el uso de escudos que a su vez tengan sistemas auxiliares que permitan conservar la estabilidad del frente. En las categorías 4 a 6, el escudo es recomendable pero no necesario, y en las primeras 3 definitivamente no es aconsejable.

1.3

Geometría del Túnel.

La forma y tamaño de la sección son determinantes al estudiar la estabilidad del frente, ya que entre más grande es un túnel, las cargas que actúan sobre los ademes son mayores y su influencia en la vecindad también se incrementa. Las condiciones del subsuelo - juntamente con el tamaño del túnel determinarán el método de excavación y la clase y características de los sistemas de soporte. Así, entre mayor sea un túnel, se requerirán más etapas de excavación y el empleo de ademes más robustos.

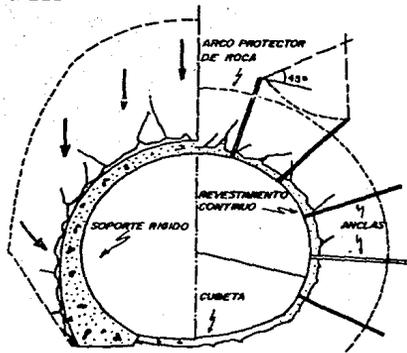
En los últimos años, muchos túneles carreteros han sido construídos usando el Método Austríaco; la forma de la sección representa una parte muy importante del procedimiento, ya que las formas son ovaladas, evitando las esquinas y/o cambios bruscos de dirección - que provocan concentraciones de esfuerzos. En la figura 3.1, se pueden comparar una sección convencional anticuada y una sección moderna, la economía salta a la vista.

La pendiente y las curvas pueden tener gran significación para la elección de los equipos de construcción.

En muchos casos la longitud del túnel puede ser definitiva para seccionar el procedimiento constructivo más adecuado; entre más corto sea es más conveniente usar métodos constructivos que no requieran grandes inversiones de equipo, es decir, se tenderá a usar

**METODOS
CONVENCIONALES**

NATM



**FIG. 3.1 COMPARACION ENTRE UN TUNEL CONVENCIONAL
Y EL METODO AUSTRIACO**

procedimientos manuales, de instalaciones provisionales y de equipos de colado seccionales y sencillos.

Entre más largo es un túnel, más complicado será la logística para determinar el número de frentes de ataque y la selección de los equipos de construcción y sus respectivos rendimientos.

En un túnel largo lo importante es determinar la construcción de los tramos de acuerdo a un programa que haga rentable las inversiones en instalaciones y en equipo, de nada servirá terminar casi todo el túnel si se tiene una zona problema que establezca un tapón. Aquí es donde se muestra la importancia de la exploración geológica, la planeación de todos los frentes y la experiencia de los ingenieros y de los obreros.

1.4 Profundidad del Túnel.

Entre más profundo sea un túnel, las cargas que deberá soportar se incrementan y se tendrán más problemas en la construcción; si además se encuentra bajo el nivel freático, el grado de dificultad crece con la profundidad. Las lumbreras, accesos de los túneles, también se complican y todas las operaciones constructivas, tales como rezaga, bajada de personal y materiales, bombeo, etc., se hacen difíciles y su costo se eleva casi de manera geométrica con la profundidad.

1.5 Accesos y Lumbreras.

Los accesos y las lumbreras, cuando sean necesarios para atacar otros frentes, o para ventilación o manejo de materiales, bombeos, etc., son parte muy importante de los túneles. Los accesos generalmente están asociados a problemas con la estabilidad de laderas, con la vecindad de instalaciones, si se trata de una zona urbana,

o de control de polvo y humos en cualquier zona. Las lumbreras, en muchas ocasiones, representan la estructura más crítica de la obra, ya que sólo pueden ser atacadas por un frente; las actividades de los ciclos de construcción generalmente no pueden ser llevadas en forma simultánea, en ocasiones algunas actividades del ciclo lesionan a otras.

1.6

Programa de Construcción.

El factor tiempo, en algunos casos puede ser decisivo para la selección de un procedimiento en particular. Por ejemplo, si se requieren muy altos rendimientos, se puede pensar en abrir muchos más frentes de los que racionalmente podrían convenir, o no se tendría tiempo para fabricar un topo o un escudo. En general se puede decir que entre menos tiempo se disponga, mayor será el costo, ya que las instalaciones y equipos tienen que ser amortizados en pocos metros.

1.7

Restricciones.

En las zonas urbanas siempre existen gran número de instalaciones subterráneas (instalaciones de agua y drenaje, teléfonos, etc.) y estructuras en la superficie que pueden ser afectadas por una construcción subterránea vecina; normalmente se fija cuál es el asentamiento máximo tolerado, la intensidad de las vibraciones máximas permitidas y, en ocasiones, será obligatorio fijar procedimientos especiales de construcción para pasar cerca de estructuras subterráneas y/o superficiales.

1.8

Personal, equipo y materiales disponibles.

La disponibilidad de personal especializado puede cargar la balanza por un método constructivo en especial; generalmente el ataque

de túneles en suelos, requiere de personal muy especializado, al igual que los trabajos de concreto lanzado. La disponibilidad de equipo puede fijar la conveniencia de un procedimiento constructivo; así como los materiales disponibles pueden determinar el tipo de sistema de soporte a usar.

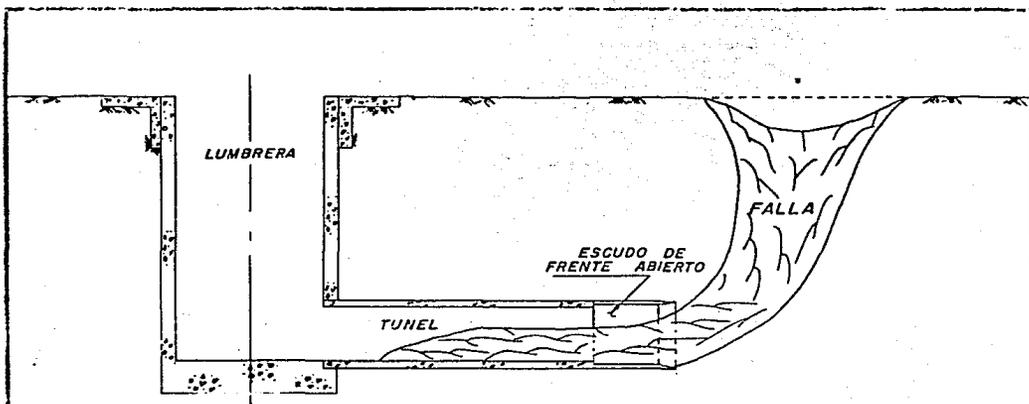
2. PRINCIPALES METODOS CONSTRUCTIVOS.

De una manera muy general, podemos decir que existen dos grandes grupos de métodos constructivos: aquellos en los que el frente y las paredes del túnel terreno no tienen problemas de estabilidad en el corto plazo y , aquellos cuyos terrenos presentan problemas de estabilidad en el frente, empuje en las paredes, o simplemente son inestables (ver fig. 3.2).

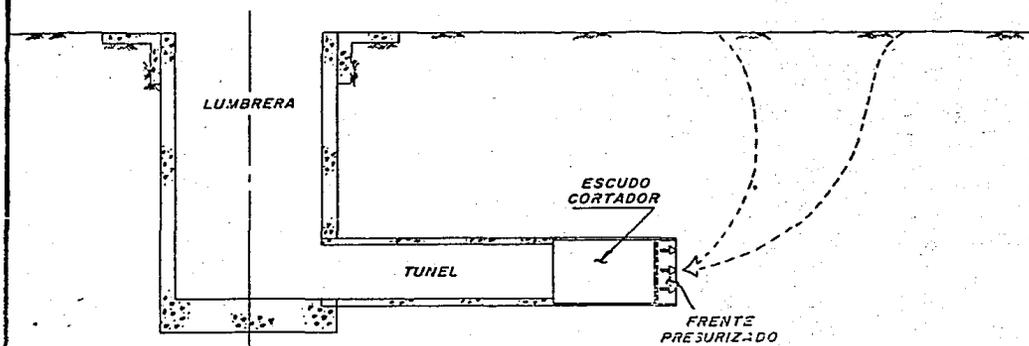
Durante la excavación de un túnel, la estabilidad en suelo duro puede lograrse de una manera relativamente fácil; por el contrario, en suelo blando, la estabilidad se logra a base de técnicas más elaboradas.

La condición para admitir cualquier filtración al túnel es que ésta no debe estar combinada con pérdidas de suelo; por ejemplo, no debe contener partículas finas ni lavar éstas al suelo circundante. Este puede ser el caso cuando el agua se infiltra a través de fisuras en arcillas duras. Los problemas más delicados en el control del agua se presentan en suelos arenosos finos y en arcillosos de alta plasticidad.

Cuando el factor de seguridad para la condición de avance nulo es menor de 2, generalmente se justifica el empleo de un escudo para mantener en el frente un factor de seguridad razonable y limitar la magnitud de los asentamientos en la superficie a valores tolerables que no dañen estructuras o instalaciones cercanas. En áreas



1 FALLA POR EXTRUSION AL LIBERAR EL SOPORTE DEL FRENTE DE EXCAVACION



2 PRESION ESTABILIZADORA FRONTAL A BASE DE LODOS, APLICADA UNICAMENTE EN EL FRENTE DEL TUNEL PARA EVITAR LA FALLA POR EXTRUSION

Fig 3.2 FALLA POR EXTRUSION Y PRESION ESTABILIZADORA

densamente pobladas cuyas construcciones se encuentren cerca del eje del túnel, es recomendable que los asentamientos máximos no excedan de 5 a 6 cm.; mientras que en zonas en donde la distancia del eje del túnel a las construcciones vecinas sea cuando menos igual a la profundidad del túnel, el asentamiento tolerable puede llegar a ser del orden de los 15 cm., siempre y cuando no afecte a instalaciones municipales importantes como líneas de agua potable, de gas o colectores de drenaje principales.

2.1

Tipos de Escudos.

Los escudos son elementos estructurales cilíndricos de acero capaces de soportar las presiones radiales y/o del frente de excavación. Están provistos de un sistema que les permite avanzar mediante el empuje de un conjunto de gatos hidráulicos que se apoyan directamente sobre el revestimiento, que está constituido por anillos de concreto precolado divididos en segmentos, cuyo número puede variar de 3 a 10, siendo la práctica más frecuente un número aproximadamente igual a un segmento por cada metro de diámetro exterior del túnel. Los segmentos que constituyen cada anillo, se instalan en la parte posterior del escudo (cola) mediante un brazo erector hidráulico y pueden unirse entre sí mediante tornillos.

En la actualidad se emplean los siguientes tipos de escudos: los de frente abierto, y los de frente a presión.

2.2

Escudo de frente abierto.

Cuando el factor de seguridad del frente es mayor de 1.5 y en la superficie no existen estructuras susceptibles al asentamiento, puede emplearse este tipo de escudo, el cual generalmente va provisto de un grupo de gatos hidráulicos en el frente que permiten aplicar carga mediante tableros de madera o acero, con el propósito de mejorar las condiciones de estabilidad durante el proceso de

excavación o mantener un apoyo completo en el frente en caso de interrupción del avance.

La excavación del frente puede realizarse a mano auxiliándose con herramientas neumáticas, o bien, mediante herramientas mecánicas - de operación hidráulica o neumática, instaladas en el escudo, como rozadoras o retroexcavadoras; también se ha empleado con éxito un cortador dentado rotatorio accionado por motores hidráulicos o eléctricos, con el que se han logrado rendimientos de avance muy significativos.

2.2.1 Características generales del Escudo.

La estructura del escudo está constituida por un cilindro de acero de 9.15 m. de diámetro y 4.70 m. de longitud, tiene frente abierto y está constituido por una cachuca de corte en el frente, gatos frontales, plataforma de trabajo, gatos de empuje, centro y faldón, como se indica en la figura 3.3 .

2.2.2 Arranque inicial del Escudo.

Para iniciar la perforación del túnel, el escudo se apoyará en semi-anillos formados por dovelas tipo a y b colocados en posición invertida, los cuales a su vez se apoyaran sobre el anillo de apoyo inicial colado en sitio. Este conjunto constituye la estructura de ataque que transmitirá el empuje de los gatos al muro opuesto al frente de ataque del escudo.

Cuando el frente del escudo esté en contacto con el muro de la lumbrera, se procederá a demoler éste y al mismo tiempo se comenzará a poner el primer semi-anillo dentro de la camisa del escudo con ayuda de los brazos erectores, terminado de colocar el primer y segundo semi-anillo se rezagará la demolición del muro y se procederá a avanzar el escudo por tramos de 80 cm., dando oportunidad

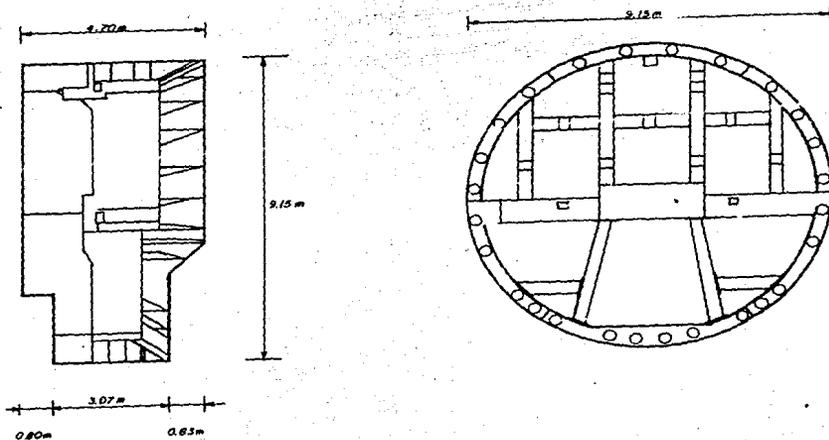


FIG. 3.3 CARACTERISTICAS GENERALES DEL ESCUDO

a colocar los semi-anillos subsecuentes.

La colocación de anillos completos se iniciará una vez que el escudo este prácticamente a punto de desaparecer de la lumbrera, y para garantizar la seguridad en su colocación se apuntalarán en la parte superior contra el anillo de apoyo inicial.

2.2.3

Avance del Escudo.

Antes de realizar cualquier avance del escudo se procederá a efectuar el corte del material existente en todo el frente, este corte se llevará a cabo en el perímetro interior del escudo en una longitud mínima de 30 cm. para permitir el avance del escudo en la zona correspondiente a la cachucha del escudo, se excavará una ranura - de 80 cm. de longitud y 40 cm. de ancho con el objeto de que en cada avance la cachucha antes mencionada no encuentre resistencia al mismo. Ver figuras 3.4 y 3.5.

Dependiendo de las condiciones de estabilidad del terreno por atravesar, la excavación de la ranura se realizará preferentemente a ras de la cachucha del escudo. Donde existan estratos de arcilla blanda la excavación de la ranura antes mencionada se realizará en forma biselada, es decir del perímetro interior del escudo hacia el núcleo central tal como se ilustra en la figura 3.6

En el caso de zona de curva en el trazo, la excavación de la ranura puede admitir ligeras sobreexcavaciones (10 cm. como máximo), es to es, con el fin de facilitar el control topográfico del escudo, evitando de esta manera posibles daños a los anillos previamente colocados debidos a empujes forzados.

El ataque del frente se hara con herramienta manual o mecánica dependiendo de los aditamentos instalados en el escudo, la excavación se iniciará en el instante en que se haya terminado el empuje

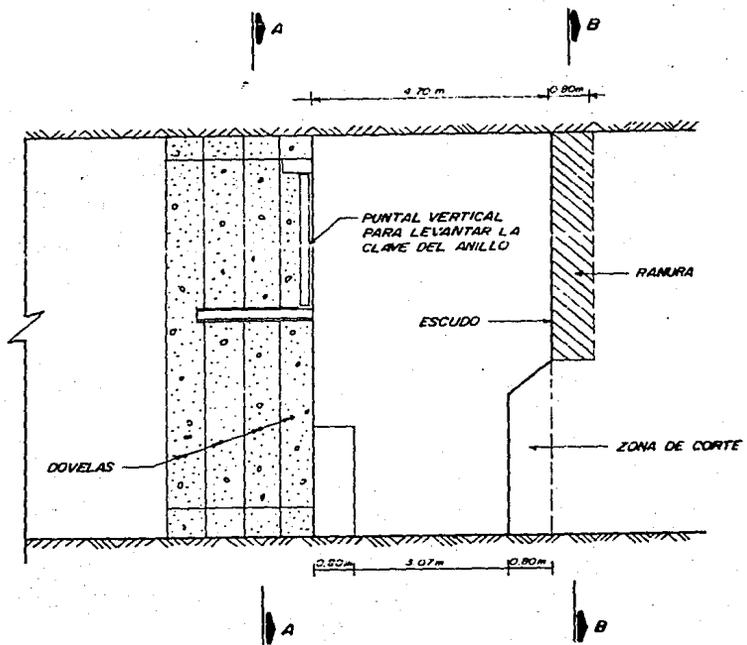
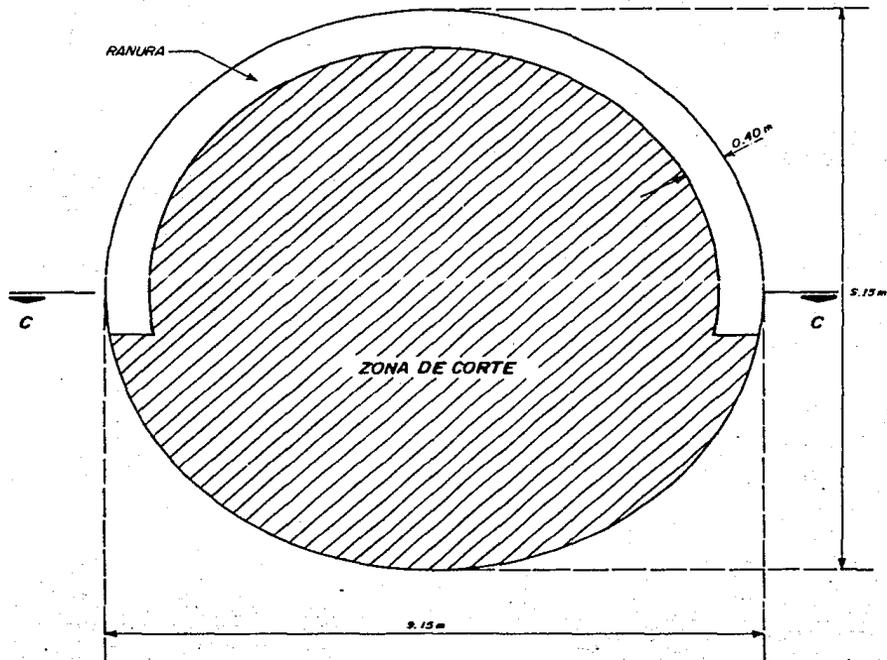
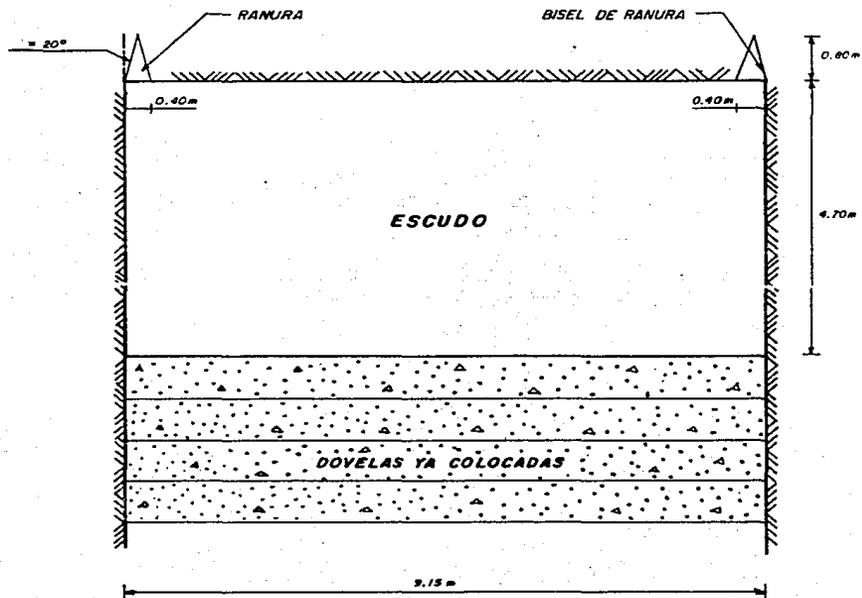


FIG. 3.4 APUNTALAMIENTO DE DOVELAS



CORTE B-B

FIG. 3.5 AVANCE DEL ESCUDO



PLANTA C-C

FIG. 3.6 AVANCE DEL ESCUDO

del escudo mientras se coloquen los segmentos que forman el último anillo. Habiéndose desalojado la rezaga del frente se procederá a ejecutar un nuevo avance del escudo.

Para empujar el escudo se utilizarán los gatos de la parte trasera, los que se apoyaran por medio de sus zapatas en los anillos ya colocados.

Cuando la presión en los gatos de empuje para un avance cualquiera rebase los 259 kg./cm^2 ($3\ 700 \text{ lb/in}^2$), se deberá realizar la inyección de una mezcla completa con lodo bentonítico al cual se le agregará el 5% de aceite soluble.

La inyección antes mencionada se realizará a través de las preparaciones existiendo en el escudo, ver figura 3.7, la presión de inyección máxima será de 3.00 kg./cm^2 , el volumen límite de inyección será de 4.50 m^3 .

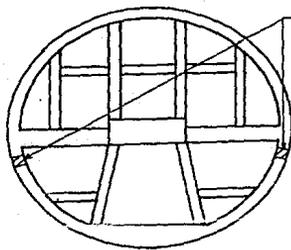
El objeto de la inyección antes mencionada, es el de reducir las fuerzas de fricción que se generan en la superficie de contacto entre la camisa del escudo y el suelo circundante evitando de esta manera presiones excesivas en los gatos de empuje que pudieran dañar los anillos previamente colocados; en caso de que en un tramo se mantengan las presiones de empuje altas, se podrá efectuar la inyección ya mencionada a cada 10 m. medidos en el sentido de avance del escudo.

2.2.4

Procedimiento para la colocación de los anillos.

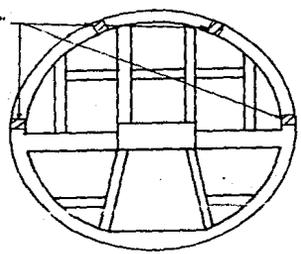
El orden de colocación de las dovelas es indistinto pero con el objeto de plantear una secuencia de colocación ascendente, se transportará en primer lugar la dovela "C" o cubeta hasta la rampa de deslizadera en donde se izará para colocarla en su posición definitiva dentro del faldón del escudo posteriormente, se transportan -

9.15 m



CORTE A-A

9.15 m



VISTA FRONTAL

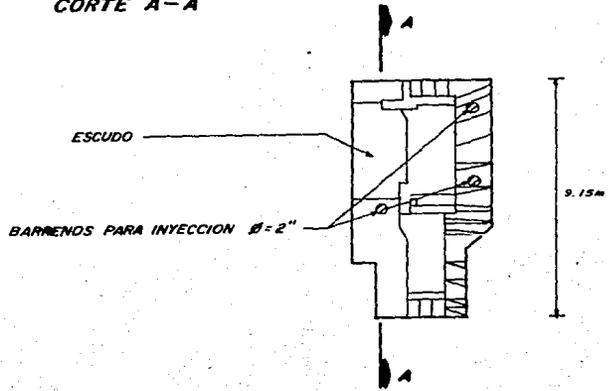


FIG. 3.7 CORTE LONGITUDINAL

Las dovelas "a" y "b", una por una hasta la rampa de la deslizadora para ser izada y colocadas en posición para ser acopladas a los brazos erectores los que las instalarán en su posición definitiva, tal como se observa en la figura 3.8.

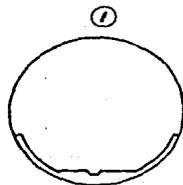
Posteriormente se transportará hasta la parte posterior del escudo un troquel que se ensambla en los insertos que para tal fin traen las dovelas "a" y "b", (troquel horizontal) ver figura 3.9.

Una vez que el anillo haya salido de la camisa del escudo, se deberá colocar un puntal vertical de acero cédula 40 y 6" de diámetro el cual, mediante un gato hidráulico ayudará a los gatos de expansión a levantar la clave del anillo.

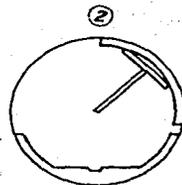
La colocación de este puntal vertical se muestra en la figura 3.9. Habiéndose colocado el puntal vertical antes mencionado se procederá a aplicarle la precarga correspondiente y a expandir el anillo mediante los gatos de expansión los cuales se colocan en los extremos de las dovelas a-c y b-c; debiéndose realizar estos eventos en forma alternada. La precarga que se aplicará al puntal será de - 15 ton. y la correspondiente a los gatos de expansión será de 40 - ton.

Terminando la expansión se colocan dos tramos de tubo de 3" de diámetro cédula 8 con placas de 3/8 de 15 x 15 cm. para recibir las dovelas, hecho esto se retiraran los gatos de expansión y se ligaran las dovelas a-c y b-c, ver figura 3.9.

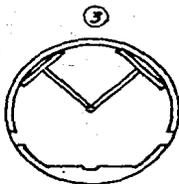
Concluido lo anterior se colará el hueco ocupado por los gatos de expansión con concreto $f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$ con aditivo estabilizador de volumen, después de lo cual se podrá retirar el puntal vertical. Dejando ahogados en este colado los dos tramos de tubo de 3" de diámetro.



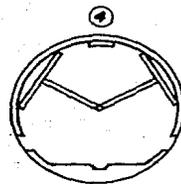
COLOCACION DE LA DOVELA "c"



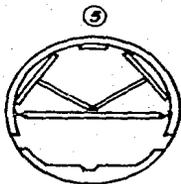
COLOCACION DE LA DOVELA "a"



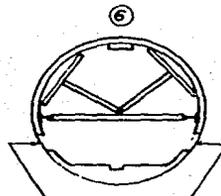
ERECCION DE LA DOVELA "b"



COLOCACION DE LA PLACA
EN LA CLAVE



COLOCACION DEL FUNTAL HORIZONTAL



ZONA PARA COLOCAR
LOS GATOS DE EXPANSION

FIG. 3.8 PROCEDIMIENTO PARA LA COLOCACION DE LOS ANILLOS

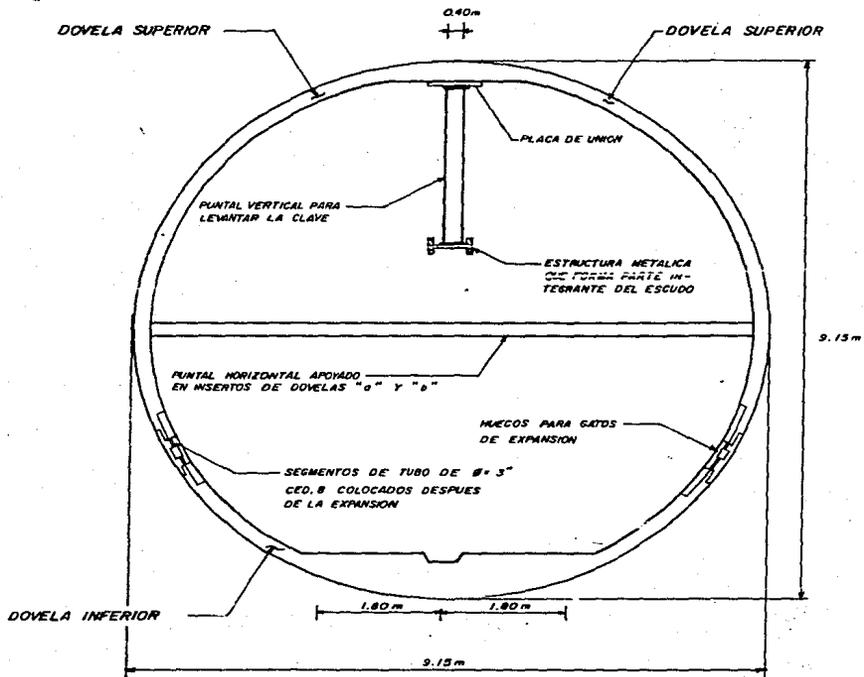


FIG. 3.9 CORTE A-A

El puntal horizontal colocado en los insertos de las dovelas "a" y "b" deberá permanecer en su posición por lo menos 24 horas contadas a partir del momento de su colocación hasta el momento en que se retirará.

2.2.5 Rezaga del Material.

La rezaga del material producto de la excavación del frente se desalojará por medio de un cargador de descarga lateral el cual a su vez, descargará directamente a vagonetas montadas sobre trucks para vía.

Los trucks para ^{vía} serán jalados hasta la lumbrera por locomotoras para posteriormente izar las vagonetas con una grúa las cuales mediante la torre de manteo descargarán a la tolva o a los camiones.

Este procedimiento podrá variar dependiendo de los recursos disponibles en obra o de las mejoras que se implementen en la misma.

2.2.6 Inyección.

Con el objeto de reducir los asentamientos superficiales que puedan presentarse durante la excavación del túnel y reducir las filtraciones de agua freática hacia el interior de éste, se hará una inyección de acuerdo con lo siguiente:

Con la finalidad de que cada anillo presente una inyección satisfactoria en su perímetro se utilizarán los insertos para maniobras existentes en cada dovela (insertos H y J), realizando perforaciones adicionales de 2" de diámetro tanto las perforaciones adicionales como las perforaciones que se efectuarán a través de los insertos deberán penetrar en el suelo circundante 25 cm.

Las perforaciones adicionales serán 3 en los anillos que se inyectaran en 2a. fase y una en los anillos que se inyectaran en 3a. fase. La secuencia de inyección y distribución tanto de insertos como de perforaciones adicionales.

Cada anillo deberá contar con una inyección de dos fases cuyo proporcionamiento se indican en la tabla I, la inyección de la. fase se realizará en todos los anillos y las inyecciones de 2a. y 3a. fases se efectuaran en anillos alternados.

Inyección de la. Fase.

Esta se llevará a cabo en cada uno de los insertos y se llevará a cabo una vez que el anillo por inyectar cuente con 3 anillos entre él y el faldón del escudo.

Inyección de 2a. Fase.

Para la realización de la inyección de 2a. fase el anillo por inyectar deberá contar con la inyección la. fase y tener entre este anillo y el faldón del escudo una distancia igual a 5 anillos, es decir, el sexto anillo localizado atrás del faldón será el que se este inyectando en 2a. fase.

Inyección de 3a. Fase.

Para efectuar la inyección de la 3a. fase a un anillo, este deberá contar con la inyección de la. fase y tener entre él y el faldón del escudo 10 anillos, es decir, el máximo acercamiento de la inyección de 3a. fase al faldón del escudo, será de 10 anillos así como la distancia al anillo más alejado de dicho faldón en que se realice la inyección de 3a. fase no deberá exceder de 40 anillos.

Las proporciones de cada una de las inyecciones se indican a continuación:

T A B L A I

	1a. Fase	2a. Fase	3a. Fase
Agua (Lts.)	136	160	152
Cemento (Kgs.)	250	250	250
Bentonita (Lts.)	67	42	50
Arena (Kgs.)	160	150	-
Acelerante de fraguado (Kgs.)	2.5	-	-

2.2.7

Instrumentación.

Para conocer los movimientos del terreno superficial durante la construcción del túnel, será necesario colocar la siguiente instrumentación.

- a) Secciones de control de niveles a cada 50 m. de longitud a lo largo del eje del túnel, constituida por 11 bancos de nivel superficial separados en el sentido transversal al eje del túnel 0.00, 2.00, 4.00, 6.00, 8.00 y 10.00 m. instalados simétricamente con respecto al eje del túnel.

La frecuencia de las lecturas de las secciones transversales superficiales será de una vez al día durante un período de 25 días, esto es, 10 días antes de que el escudo pase por la sección y 15 días después de que haya pasado.

- b) Se tomarán medidas de los diámetros del túnel en el sentido horizontal, vertical y diagonal. La primera lectura de los diámetros interiores se tomarán cuando el escudo se localice a una distancia de dos anillos adelante de la sección de medición.

La frecuencia de las lecturas será de una vez al día y se realizará durante 3 semanas.

NOTAS IMPORTANTES.

- 1.- Se deberá contar con un número suficiente de dovelas de tal manera que se garantice la continuidad en el avance del escudo.
- 2.- Antes de iniciar cualquier avance se deberá efectuar un corte del material en todo el frente tal como se indica.
- 3.- La precarga del puntal vertical y los gatos de expansión será en forma alternada.
- 4.- La inyección de cada anillo se iniciará cuando el número de anillos entre el faldón del escudo y el anillo por inyectar sea la especificada.
- 5.- Se deberá respetar la frecuencia de lecturas en las secciones de control de niveles y de los diámetros del túnel.

2.2.8

Partes que integran el escudo.

La idea fundamental del escudo de frente abierto es que el proceso de excavación y el montaje del revestimiento deben dividirse en etapas lo más pequeñas posible, de manera que ambas operaciones sean casi simultáneas.

El escudo es impulsado hacia adelante por pasos, manteniendo armonía con el avance de la excavación y el trabajo de erección del ademe primario, de manera que el área excavada esté bien soportada hasta que se cuele el revestimiento final.

El principal elemento de la estructura del escudo es el forro o ca

misa, que está construido de placas de acero roladas a la geometría de la sección del túnel y ligeramente mayores que él.

Puede dividirse en tres partes principales en función de su rigidez interior y del arreglo, de acuerdo a su propósito:

- Facilitar en lo posible el avance uniforme y la conducción del cuerpo del escudo cortando al frente.
 - Proveer una distribución lo más uniforme posible de las importantes presiones inducidas al ser forzado hacia adelante.
 - Dar una protección adecuada a los trabajadores que realizan la excavación, proporcionando un cierto soporte continuo al frente.
 - El diámetro de la cara de corte debe ser ligeramente mayor que el diámetro del escudo, con el objeto de disminuir la presión de tierra sobre éste.
2. Parte intermedia o tronco. Es el albergue del sistema hidráulico para empuje y el soporte del frente (gatos hidráulicos, tablero de operación, etc.)
3. Parte trasera o faldón. Esta diseñada para soportar al túnel mientras se realiza el montaje de los segmentos del revestimiento dentro de ésta.

2.2.9

Ventajas del Tuneleo con Escudo.

- La sección del túnel puede avanzar con sus dimensiones completas.
- Ofrece un soporte constante al terreno en todas direcciones.
- Facilita el trabajo de construcción.

- Evita deformaciones excesivas del terreno y, por lo tanto, reduce los asentamientos en la superficie.

2.2.10 Equipo Necesario.

Para su funcionamiento adecuado, el escudo se complementa con el siguiente equipo:

a) Gatos de empuje.

Se encuentran colocados en un anillo localizado dentro de la parte posterior de la camisa del escudo; accionando contra los anillos del revestimiento del túnel previamente erigidos, dan movimientos al escudo.

Generalmente la distribución de los gatos de empuje es mayor en la parte inferior del escudo, pues éste tiende a clavarse.

- b) Plataformas deslizantes. Se encuentran montadas sobre postes atiesadores horizontales, verticales y vigas, y proveen áreas de trabajo al ser acercadas al frente de la excavación.
- c) Gatos frontales. Montados sobre las paredes divisorias de las plataformas de trabajo, soportan el frente mientras el escudo avanza, ejerciendo una presión constante y uniforme.

Los gatos frontales deben llegar más allá de la cara de corte y su carrera deben ser al menos igual al ancho de un anillo de dovelas.

- d) Lineamientos de diseño. Los principales elementos dentro del diseño del escudo son los siguientes:

- Faldón del escudo.
- Postes y plataformas.

- Gatos de empuje.
- Gatos frontales.

FALDON. En la práctica general se comienza con el diseño del faldón ya que este diseño dictaminará el espesor de la camisa del escudo.

Se hacen las siguientes consideraciones:

- Sobre el escudo actúa la presión total del suelo por encima del mismo.
- La distribución de presiones alrededor del escudo es elíptica; es decir la reacción del escudo a esta distribución de presiones es una deformación elíptica en el sentido opuesto y deberá ser diseñado para esta condición de carga y deformación.

El diseño del faldón debe hacerse para dos condiciones de carga: Carga uniforme y flexión debida a la deformación elíptica rigiendo la condición más desfavorable.

POSTES Y PLATAFORMAS.- Deben ser diseñados para tomar la diferencia de carga entre la presión total, γH , y en promedio de carga elíptica, $0.6 \gamma H$. Es decir, si estuviera actuando únicamente una presión circunferencial uniforme de $0.6 \gamma H$, la parte central del escudo donde se tienen los postes y plataformas no se deformaría, por lo tanto, estos elementos se deberán diseñar para tomar la diferencia de cargas.

GATOS DE EMPUJE.- La determinación del número de gatos de empuje se hace atendiendo a la fuerza que deben transmitir al ademe y a la capacidad de los mismos, tomando en cuenta las siguientes resistencias:

- La fricción del terreno sobre la superficie exterior de la -
camisa del escudo.
- La fricción del anillo de dovelas en el faldón del escudo.
- La resistencia del terreno que no ha sido excavado en el -
frente del escudo.

GATOS FRONTALES.- Para su diseño se consideró la presión de -
tierras horizontales, es decir, la presión hidrostática al ni-
vel del eje del túnel multiplicada por K_0 .

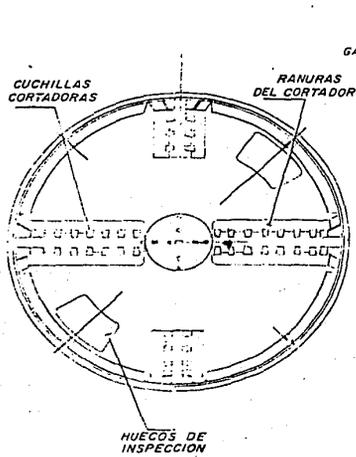
2.3

Escudo de Frente a Presión.

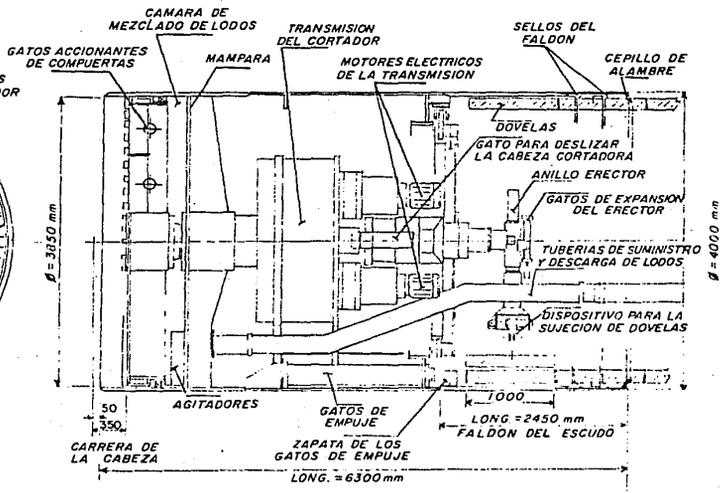
Cuando se excava un túnel en suelos blandos y compresibles, es in-
dispensable estabilizar el frente aplicando una presión desde el -
interior del túnel. La presión requerida depende de las propieda-
des mecánicas del suelo y del factor de seguridad que se desee man-
tener en el frente (ver figura 3.10).

La presión interior puede aplicarse mediante aire comprimido en to-
do el túnel o empleando escudos de frente a presión, en los que és
ta se aplica solamente en una pequeña cámara colocada al frente -
del escudo, la cual puede estar totalmente ocupada por un lodo co-
loidal (bentonita) o agua, o por una combinación de cualquiera de
estos líquidos con aire; en el primer caso se denominan escudos de
presión hidráulica y en el segundo, hidro-neumáticos.

El alto grado de perfeccionamiento tecnológico alcanzado por los -
escudos a presión, permite eliminar las limitaciones y los inconve-
nientes del aire comprimido, el personal trabaja en un ambiente a
presión del que debe salir con grandes precauciones a una atmósfe-
ra; este proceso requiere largos tiempos de compresión y descompre-
sión, por lo que se disminuye sustancialmente la jornada efectiva



VISTA FRONTAL



CORTE LONGITUDINAL

F14 3-10 ESCUDO CORTADOR DE FRENTE PRESURIZADO

de trabajo, además de presentar los riesgos que las altas presiones representan para la salud. Como consecuencia de las limitaciones e inconvenientes mencionados, este método ha caído ya en desuso.

Surge entonces la búsqueda de una solución alternativa, segura y económica, que aplique la contrapresión requerida sólo en el frente, dejando el resto del túnel y, por ende a los trabajadores, a la presión atmosférica normal.

La estabilidad del frente no es fácil de obtener, ya que, excavar y soportar el frente son actividades que se contraponen. Es decir, se requiere liberar del soporte natural al frente para poder avanzar en la excavación del túnel, lo cual impone una condición de inestabilidad del mismo, pudiendo llegar al extremo de producir una falla por extrusión.

Para resolver esta aparente contradicción, fue necesario desarrollar métodos que estabilizaran el frente sin entorpecer las labores de excavación, lo cual se logrará aplicando una contrapresión, dejando el resto del túnel sujeto a la presión atmosférica normal.

Surge entonces el principio de la "estabilización frontal a base de un fluido a presión", cuyas metas fundamentales son las siguientes:

- a) Tener la capacidad de excavar suelos inestables.
- b) Que no altere la posición del nivel freático.
- c) Que se permita al personal trabajar a la presión atmosférica normal.
- d) Que se provoquen asentamientos mínimos en superficie.

2.3.1 Concepción del Sistema.

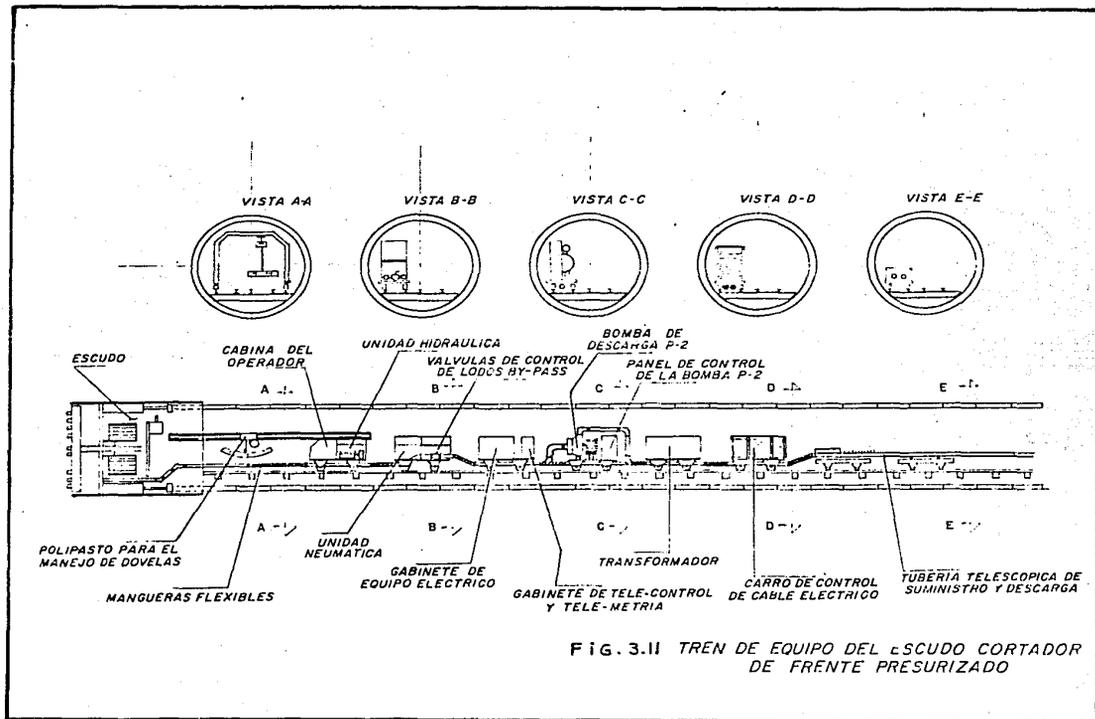
Todo esto se logra mediante el uso de un escudo con frente de lodo (Slurry Shield), el cual como herramienta de tuneleo ha sido posiblemente el avance más notable en los métodos de excavación de túneles en suelos blandos durante las últimas décadas. Cuyo principio de operación, además de los propios de un escudo, incorpora los siguientes elementos:

1. Una cámara de presión al frente, conteniendo lodo a presión -- suficiente para lograr la estabilización del suelo, aislado -- del túnel.
2. Un disco cortador al frente de la cámara de presión, que al -- girar excavará el suelo.
3. Un sistema de agitación que desmenuza al suelo cortado y la -- mezcla con lodo, dentro de la cámara de presión.
4. Un sistema de bombeo, similar al de las dragas de succión que extrae la mezcla suelo-lodo de la cámara de presión y la envía a la superficie para su posterior eliminación.

2.3.2 Descripción del escudo cortador de frente presurizado:

Los principales componentes de este equipo son:

- 2.3.2.1 Cuerpo del Escudo. Es la parte de la máquina que permite realizar la excavación, manteniendo estables las paredes y frente de ataque. El escudo es mecanizado para excavar automáticamente el frente de trabajo. Es un cilindro metálico de 4m. de diámetro exterior 6.30 m. de largo y espesor variable de la placa entre 40 y 36mm. - En su interior se alojan los principales elementos que componen el equipo: cabeza cortadora, cámara de mezclado, transmisión de la cabeza cortadora, gatos hidráulicos de empuje y anillo erector de dovelas. (ver fig. 3.11).



A la parte posterior de éste, al igual que en todos los tipos de escudo, se le conoce como faldón, lugar en donde precisamente se ensamblan las dovelas de concreto precoladas que formarán revestimiento primario del túnel. Además, en su parte posterior, se localizan tres sellos (uno de cerdas de alambre y dos de hule natural) -- que hacen posible realizar la inyección de concreto entre dovelas y terreno natural, conforme avanza la excavación.

2.3.2.2 Cabeza Cortadora. Es un disco que gira en ambos sentidos sobre su eje a diferentes velocidades. Tiene un sistema de cuchillas colocadas diametralmente por medio de las cuales se realiza el corte del material del frente del túnel.

El cortador está diseñado estructuralmente para soportar el empuje del terreno y proveer soporte continuo al frente, pudiendo desplazarse longitudinalmente y permitiendo la excavación del frente mientras la camisa permanece fija. Con esto se persigue producir un efecto similar a los muestreadores de pared delgada utilizados en suelos blandos. Asimismo se evitan pérdidas de lodo, ya que las pequeñas grietas que se van presentando, van siendo selladas.

Las ranuras del cortador están provistas de compuertas, con el fin de poder regular la entrada del material cortado, de acuerdo a la velocidad de avance de la excavación. Esta particularidad evita la posibilidad de flujo incontrolado del material a través de las ranuras, lo cual podría ocasionar un colapso del frente, La cara interior del cortador está provista de paletas de mezclado.

Otro tipo de escudos utiliza en lugar del disco o cabeza cortadora una estrella de 6 o 7 picos con dientes en sus bordes, que sobresale del resto de la cara frontal, dejando así ranuras perimétricas por las que entra el material, Con ello teóricamente se debe reducir la fricción contra el terreno al momento de corte.

El cortador está conectado a una flecha central que es accionada -- por un sistema de engranes que permite que la flecha y el cortador deslicen al mismo tiempo que giran. Su mecanismo de empuje está -- constituido por un conjunto de gatos hidráulicos.

2.3.2.3 Cámara de Mezclado. Esta se limita por la cabeza cortadora y una -- mampara metálica, en cuyo interior se alojan dos agitadores que -- giran hasta 50 r.p.m. haciendo que el suelo excavado se integre -- al lodo suministrado, para auxiliar a los agitadores en esta acti- vidad, el cortador cuenta con paletas metálicas en su parte poste- rior.

La mampara metálica está diseñada para soportar 3.0 Kg/m^2 de pre-- sión y tiene dos puertas de inspección, así como inclinómetros pa- ra medir el giro y pendiente de la máquina.

2.3.2.4 Transmisión. Su función es la de transmitir la fuerza al cortador, contando para ésto con cuatro motores eléctricos de 30 Kw.

2.3.2.5 Gatos de Empuje. Son los encargados de regular el avance al momen-- to de la excavación, apoyándose en las dovelas correspondientes al último anillo colocado. En este equipo se cuenta con 16 gatos de -- 100 ton de capacidad cada uno y 1.15 m de carrera, distribuidos en todo el perímetro del mismo.

2.3.2.6 Anillo Erector. A diferencia de los escudos de frente abierto, los escudos con frente de lodo no tienen del todo libre el espacio in- terior del faldón, debida al paso de las tuberías de suministro y descarga de lodos y de las instalaciones eléctricas. Por lo tanto, en sustitución del brazo erector se utiliza un ani-- llo para el montaje de las dovelas y tiene la posibilidad de des-- lizarse longitudinalmente, acoplar, girar, y colocar las dovelas - en su posición libre.

- 2.3.2.7 Tren de Equipo. Dentro del túnel, inmediatamente atrás del cuerpo - del escudo, van siendo remolcados por este mismo, los equipos auxiliares, fundamentales para su operación siendo: cabina de operador, unidades de potencia hidráulica, unidad neumática, sistema de válvulas (by-pass), cabina de equipo eléctrico, cabina TC/TM (Telecontrol y Telemetría), bomba de descarga de lodos, transformador de corriente eléctrica, almacenamiento de cable eléctrico y finalmente - las tuberías telescópicas.
- 2.3.2.8 Sistema de Lodos. Tiene el doble propósito de soportar el frente de la excavación, al mismo tiempo de remover el lodo mezclado de la cámara. Para evitar que el frente se despresurice por la extracción del material, constantemente se añade un fluido delgado (lodo), formado - principalmente por agua, a la que se le añade bentonita o únicamente el propio material de excavación. Esto se realiza con la bomba -- centrífuga (suministro de lodo) de 45Kw, velocidad variable y gas to máximo de $3.4 \text{ m}^3/\text{min}$, otra bomba (descarga de lodo) de 75Kw, - velocidad variable y gasto máximo de $3.4 \text{ m}^3/\text{min}$ y otras bombas -- que son dos de 45 Kw. cada una con velocidad constante y gasto máximo de $3.4 \text{ m}^3/\text{min}$.
- 2.3.2.9 Cabina Central de Control. Tiene como principal finalidad suministrar información de los parámetros que se manejan al momento de la excavación, para lo cual cuenta con 20 registradores de funciones - específicas, además coordina todas las operaciones del sistema en - forma automática o semiautomática, según se requiera.
- 2.3.3 Excavación de los primeros 50m. de túnel. Debido a que la longitud de todo el tren de equipo es de aproximadamente 50m. para poder iniciar la excavación del túnel desde la -- lumbrera inicial, se hace necesario un arreglo o acomodo especial - de los carros que lo integran.

Luego de instalar el equipo de esta manera provisional, se realiza una prueba de los sistemas eléctricos e hidráulicos para detectar posible fallas o fugas en las conexiones de cables y mangueras, -- así como para checar la intercomunicación entre la cabina del operador y el cuarto central de control.

2.3.3.1 Inicio de la excavación.

La excavación se inicia demoliendo con martillos neumáticos la pared de la lumbrera hasta llegar a tener contacto con el suelo inyectado, dejando un hueco que geométricamente sea mayor que el diámetro del escudo; después se limpia perfectamente esta zona de escombros y material suelto.

Simultáneamente a la operación de demolición, en la parte trasera del escudo se colocan las dovelas de atraque para formar el primer apoyo del mismo. Al terminar ambas operaciones, se inicia el avance del escudo cuando los gatos de empuje reaccionan sobre los anillos de dovelas de atraque, comenzando éste a deslizarse sobre la cuna introduciéndose en el suelo excavado a mano, en ese momento, el sello de hule se deforma sobre la camisa del escudo en todo su perímetro.

Cuando la cabeza cortadora del escudo hace contacto con el terreno inyectado, el avance se detiene para proceder a presurizar la cámara con lodo estabilizador. Es importante mencionar que al constituir la estructura del sello de salida, se suelda una válvula en la parte superior del anillo metálico, cuya función es la de liberar el aire atrapado al momento de iniciar la presurización con lodo, de la cámara frontal del escudo.

La excavación del túnel, se inicia propiamente al empezar a girar el cortador del escudo con las ranuras abiertas y al expandirse los gatos de empuje, lo que origina que se mueva el escudo hacia el frente (ver fig. 3.12).

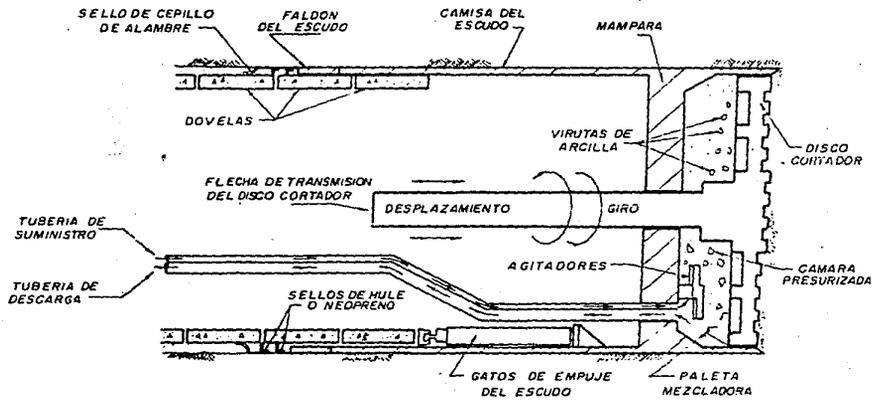


FIG. 3.12 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
 (EXCAVACION)

El suelo excavado pasa a la cámara de mezclado en donde se incorpora a la circulación del lodo estabilizador, con la ayuda de los agitadores y las paletas colocadas en la parte posterior de la cabeza cortadora, logrando así enviar a superficie el material excavado por medio de las tuberías que conducen el lodo de perforación.

Cuando los gatos de empuje se han extendido totalmente, el movimiento del cortador se detiene y se cierran las compuertas de las ranuras para evitar que el material del frente fluya hacia la cámara de mezclado. La recirculación de lodos a través del frente se mantiene hasta que la densidad del lodo de descargar se iguala a la del lodo suministro. Esto garantiza que ha sido desalojado de la cámara de mezclado todo el material producto de la excavación.

Posteriormente, con ayuda del anillo erector, se procede a colocar un nuevo anillo de dovelas, retrayendo los gatos de empuje para dejar el espacio necesario y facilitar la operación, convirtiéndose este anillo en el nuevo apoyo del escudo.

Conforme el escudo va penetrando en el terreno, el espacio que deja atrás, es aprovechado para ir colocando en su posición la cabina del operador y todos los demás carros del tren de equipo, a medida que el espacio aumenta. Esto ocurre durante los primeros 50m. de excavación, en los cuáles se tienen que realizar una serie de maniobras para unir el escudo con su tren de equipo, acoplando el sistema de tuberías y mangueras que se le integran.

Todo lo anterior hace que el avance no sea contínuo, interrumpiéndose al momento de introducir al túnel cada uno de los componentes del mismo tren.

2.3.4.

Excavación de los metros subsecuentes.

Al terminar las labores correspondientes a los primeros 50m. de --

excavación, se procede a ejecutar la manera cíclica todas las actividades correspondientes netamente a la excavación de los metros -- subsecuentes.

El ciclo del trabajo contempla las siguientes actividades:

1. Excavación, empuje e inyección, simultáneamente.
2. Colocación del anillo de dovelas.

Aunado a este ciclo, se tienen las siguientes actividades, que no se consideran críticas.

3. Prolongación de vía y andador.
4. Prolongación de tuberías (suministro y descarga de lodos, ventilación, aire a alta presión y bombeo del agua).
5. Prolongación de líneas eléctricas para alumbrado y alimentación del equipo.

2.3.4.1 Excavación, empuje e inyección.

La excavación se efectúa de acuerdo al siguiente orden de actividades:

- a) Establecida la recirculación de lodo a través de la cámara presurizada y controlada la presión de suministro y el gasto de -- descarga, se hace girar el cortador para iniciar la excavación.
- b) Se abren las compuertas de las ranuras de admisión de material, permitiendo su entrada a la cámara de mezclado.
- c) Simultáneamente a la apertura de las compuertas, se comienzan a extender los gatos de empuje previamente seleccionados para controlar la línea y nivel del escudo. Esta selección se basa en -- los datos topográficos anteriores y en la posición del último anillo colocado dentro del faldón del escudo.
- d) El material que penetra a través de las ranuras es mezclado y -- enviado a la superficie para su tratamiento inmediato con el fin de volver a enviarlo al frente, estableciendo así su ciclo.
- e) Cuando la carrera de los gatos de empuje es de 1.15 m. aproximadamente, se para el avance del escudo y el giro de la cabeza cortadora procediendo a cerrar las compuertas de las ranuras.

- f) Se mantiene la recirculación de lodo por el frente, hasta que - las densidades de los lodos de suministro y de descarga se igua - len, parando entonces la circulación del mismo, con lo que se - da por terminada la excavación.
- g) Simultáneamente a la excavación y al empuje, se realiza la in-- yección del hueco dejado entre el endovelado y el terreno natu-- ral, el que se origina al salir los anillos del faldón; el hueco anular por rellenar genera, en un metro lineal de excavación un volumen teórico de 0.925 m^3 .

La inyección se efectúa a través de los insertos que para tal - fin y para su manejo, poseen las dovelas.

2.3.4.2 Colocación del anillo de dovelas.

Terminada la excavación, el empuje y la inyección de contacto, se procede a la colocación de las dovelas, para lo que se utiliza el brazo erector del escudo, el que es capaz de tomar y colocar las - mismas radialmente en forma coordinada para poder ensamblar un anillo completo después de cada empuje.

3. Instrumentación de los túneles.

El objetivo de la instrumentación es conocer, en la zona inmediata a la excavación y en las áreas adyacentes a la misma, la magnitud y variación de los movimientos horizontales y verticales que pudie ran ser provocados en el subsuelo antes, durante y/o después de la excavación de los túneles; estos movimientos se pueden presentar - sobre las paredes del túnel a través del subsuelo y en la superfi- cie del mismo.

Para cumplir con este objetivo, será necesario realizar una instru- mentación con secciones de convergencia, inclinómetros, extensóme- tros y nivel superficiales. Las secciones de convergencia registra

rán las deformaciones directas en el interior del túnel inmediatamente después de su excavación; los inclinómetros y extensómetros registrarán deformaciones horizontales y verticales respectivamente a través del subsuelo antes, durante y después de la excavación y las nivelaciones registrarán los hundimientos en la superficie del suelo, también antes, durante y después de la excavación. La ubicación de los instrumentos en planta se deben indicar en croquis.

Las principales mediciones que se realizan en un túnel son:

- Asentamientos en la superficie (bancos de nivel).
- Movimientos de la periferia del túnel (convergencias).
- Movimiento vertical del subsuelo entre la superficie y la clave (extensómetros).
- Desplazamientos horizontales de la masa de suelo (inclinómetros).
- Determinación de las presiones del agua dentro de la masa de suelo (piezometría).
- Mediciones especiales.

De éstas se presentará la descripción del instrumento, su instalación y manejo, así como la interpretación de las lecturas; para las convergencias, además se anotará el criterio de selección de las líneas de convergencia y los intervalos de tiempo entre cada medición.

SIMBOLOGIA DE INSTRUMENTACION

SIMBOLO.	TIPO DE INSTRUMENTO.
	EXTENSOMETRO.
	INCLINOMETRO.
	PUNTOS DE NIVELACION.
	PUNTOS DE NIVELACION SOBRE INCLINOMETRO.
	PUNTOS DE NIVELACION SOBRE EXTENSOMETROS.
	BANCOS DE NIVEL PARA SECCIONES DE NIVELACION TRANSVERSAL.
	SECCIONES DE CONVERGENCIA.
	PUNTOS DE NIVELACION Y SECCION DE CONVERGENCIA.
	SECCIONES DE CONVERGENCIA SOBRE REVESTIMIENTO DEFINITIVO.

Se puede considerar como mediciones no convencionales:

- Deformaciones y empujes sobre el revestimiento.
- Deformaciones y Fuerzas con anclajes.

3.1 Ubicación de las secciones de instrumentación.

Los sitios que se deberán instrumentar, se ubicaran en los lugares que se han seleccionado a lo largo del tramo de túnel para cumplir satisfactoriamente el propósito de esta instrumentación.

En el caso de tener túneles gemelos, se considera que en el andén "A" se excavara y se colocara el revestimiento definitivo antes de iniciar la excavación del andén "B", por lo que, sobre el revestimiento definitivo del andén "A" se reinstalaran las mismas secciones que se indican para instalarse sobre el revestimiento provisional, ver fig. 3.13

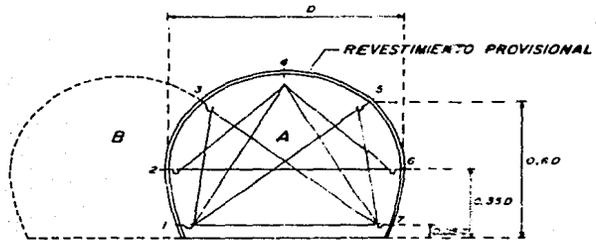
Con este criterio, las secciones de convergencia tendrán dos secciones de convergencia en cada uno de los túneles, estas secciones se instalaran a partir de donde inicie la excavación y antes de terminar la misma.

3.2 Instrumentos a colocar en las secciones de instrumentación.

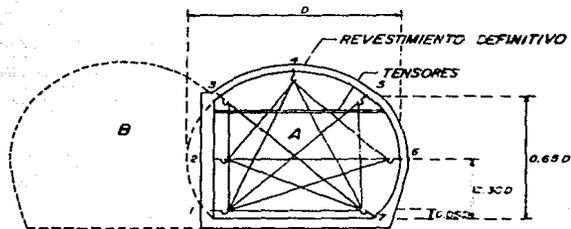
El tipo de movimiento del subsuelo que se requiere conocer con la instrumentación, y el tipo de instrumentos con los cuales se deberán realizar las mediciones en cada una de las secciones de instrumentación, se señalan en los siguientes párrafos.

3.2.1 Movimientos horizontales.

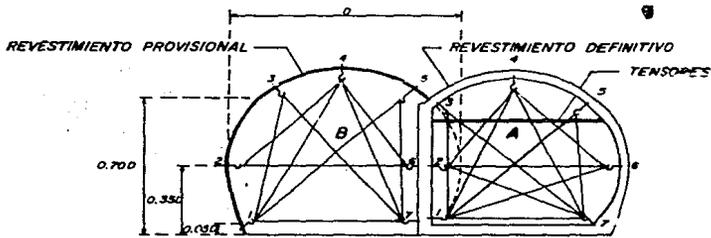
Para medir los movimientos horizontales en la zona inmediata a la



1-SECCIONES DE CONVERGENCIA SOBRE REVESTIMIENTO PROVISIONAL EN EL TUNEL DE ANDEN "A"



2-SECCIONES DE CONVERGENCIA SOBRE REVESTIMIENTO DEFINITIVO EL TUNEL DE ANDEN "A"



3-SECCIONES DE CONVERGENCIA SOBRE REVESTIMIENTO PROVISIONAL EN EL TUNEL DE ANDEN "B"

FIG. 3.13 SECUENCIA DE INSTALACION DE SECCIONES DE CONVERGENCIA EN TUNELES DE ESTACION

excavación del túnel, será necesario instalar dos tuberías para -- deslizar el inclinómetro, una a cada lado de la sección del túnel de tal forma que queden ubicadas a 50cm. de la pared lateral del mismo y a una profundidad tal que su punto inferior ~~puede~~ a una -- distancia de dos diámetros del túnel medida a partir del piso de -- la excavación.

Para introducir la tubería del inclinómetro, se deberá realizar -- una perforación de 6" de diámetro: los tramos de tubería deberán -- tener una longitud de 75 cm. unidos con coples de 30 cm. de largo, traslapados sobre la tubería del inclinómetro en una longitud de -- 7.5 cm. a cada lado del cople; este traslape se deberá realizar a base de remaches y fleje cubriendo toda la longitud del cople con cinta plástica y recubriendo finalmente con parafina.

La colocación de la tubería en el interior de la perforación debe-- rá realizarse de tal manera que el espacio anular comprendido en-- tre el paño exterior de la misma y las paredes de la excavación -- se rellene con una lechada de agua-cemento cuya relación será i-- gual a 0.4; esto es para impedir los posibles movimientos horizontales de la tubería. La orientación de la tubería deberá realizarse de manera que la línea que forman dos ranuras opuestas quede -- paralela al eje del túnel.

3.2.2 Movimiento del subsuelo hacia la excavación del túnel.

Los movimientos del subsuelo que se producen en forma convergente hacia la excavación del túnel se mediran desde la superficie por -- medio de extensómetros; se colocará una vertical al eje del túnel y dos inclinados, uno a cada lado, entre los 20° y 30° a la vertical.

La perforación para la colocación de las anclas del extensómetro --

deberá ser de 3" de diámetro, la cual se llevara hasta una profundidad tal que la parte mas profunda de la perforación quede a --- 50cm. de la clave del túnel; la colocación de los cuatro puntos -- de medición se realizará de la siguiente forma: el más profundo -- se colocara en el tope de la excavación, el segundo a un metro -- del primero, el siguiente a tres metros a partir del segundo y el cuarto se colocara a un medio de la distancia que resulte entre -- el tercer punto y la superficie del terreno.

3.2.3 Movimientos Verticales.

Para registrar los asentamientos del subsuelo en las áreas adya-- centes a la excavación del túnel, será necesario realizar nivela ciones topográficas, para esto se colocaran secciones de nivela-- ción "Transversales" al eje; los puntos de estas secciones se ubi-- can a cada 10m. a partir del eje del túnel a ambos lados del mis-- mo hasta una distancia entre 30 y 50 m. según lo permita el sitio en obra; en los extremos de estas líneas de nivelaciones se colo-- cara un banco de nivel a 1.0 m. de profundidad. Además de las sec ciones "Transversales", se tendrán nivelaciones sobre el eje de -- trazo "Longitudinales", donde los puntos de nivelación se coloca-- rán en los cadenamientos que indiquen las especificaciones.

Adicionalmente, se colocaran puntos de nivelación sobre cada uno de los inclinómetros y extensómetros, como se indica en fig.3.14.

3.2.4 Movimientos Convergentes.

Para determinar los movimientos de las paredes del túnel hacia el interior del mismo con mediciones realizadas desde el interior -- del túnel, será necesario instalar puntos de referencia con la -- distribución que se muestra en fig. 3.14, para el caso en que el revestimiento provisional sea con concreto lanzado, la distribu-- ción será como se indica en la fig. 3.15.

3.3 Periodicidad de las Mediciones.

Las nivelaciones topográficas sobre los extensómetros, inclinómetros y bancos de nivel así como las lecturas de los extensómetros, inclinómetros y puntos de referencia, deberán ser realizados con la siguiente periodicidad:

1. Todos los instrumentos que se instalen en la superficie del terreno, deberán estar colocados y leídos cuando el frente de excavación se encuentre a una distancia mínima de seis diámetros del túnel antes de cruzar la sección de instrumentación.
2. Los puntos de referencia internos deberán colocarse inmediatamente después de que la excavación pase por el cadenamamiento señalado para la ubicación de los mismos.
3. Las lecturas de los instrumentos colocados desde la superficie del terreno se tomarán por lo menos, una vez al día mientras el frente de excavación del túnel este entre los tres diámetros anteriores y los tres posteriores a la estación de instrumentación; una vez cada semana en el siguiente avance de tres diámetros; una vez cada mes hasta que las gráficas tiempo-deformación, tengan una franca tendencia a la estabilidad.
4. Las lecturas en las secciones de puntos de convergencia en el interior del túnel se tomarán por lo menos, una vez al día durante las primeras dos semanas posteriores a su instalación; una vez que las convergencias indiquen una tendencia franca a la estabilidad (velocidad menor de 0.04 mm/día), la periodicidad puede ampliarse a dos veces por semana. Si la tendencia continua, el espaciamiento entre lecturas puede ampliarse a una vez por semana hasta que la velocidad de deformación sea menor a 0.10mm/ semana.

5. Las nivelaciones en el punto superior de los inclinómetros y extensómetros instalados, así como en los bancos de nivel, se realizarán una vez al día mientras el frente de excavación del túnel este entre los tres diámetros anteriores y los tres posteriores a la sección de instrumentación; una vez cada semana en el siguiente avance de tres diámetros; una vez cada quince días en el siguiente avance de tres diámetros y una vez cada mes hasta el momento en que durante cuatro semanas consecutivas no se aprecien variaciones de consideración en las lecturas.

6. Todas las lecturas en los instrumentos y dispositivos se interrumpiran tres meses después de haber terminado las labores de construcción en la zona instrumentada.

- 3.4 Instalación, Observaciones e Interpretación de las Mediciones.
 - 3.4.1 Instalación.

Los instrumentos que se instalen serán instalados por personal especializado en estas actividades. Para la instalación de los instrumentos el constructor brindara las facilidades, materiales y mano de obra que requiera el instrumentista, que en general son de caracter menor. Es fundamental que el constructor colabore con el instrumentista en el cuidado de los instrumentos para evitar que sean dañados desde el momento en que sean colocados en la obra.

 - 3.4.2 Observaciones.

Todos los instrumentos que se instalen para acatar las indicaciones aquí descritos, deberán ser observados para vigilar su estado y tomar lecturas en ellos desde el momento en que se termine su instalación.

 - 3.4.3 Interpretación de las Mediciones.

El instrumentista deberá interpretar los registros de las mediciones a fin de reportar solo la magnitud de los parámetros que se es-
pecifica medir. La interpretación completa requiere de la colaboración del proyectista y trabajo conjunto con el instrumentista para establecer la final comparación entre las magnitudes predichas en el análisis y diseño, y aquellas registradas en las mediciones.

3.5 Presentación de los Resultados de la Medición.

La información resultante del análisis de las lecturas realizadas en los diferentes instrumentos y dispositivos, se dará a conocer oportunamente por la compañía instrumentista al personal encargado de la dirección, construcción, supervisión y al proyectista de la Obra; para tal efecto, se enviarán informes diarios, semanales y mensuales.

3.5.1 Informe Diario.

En el informe diario se dará a conocer, en forma resumida, a las residencias de las organizaciones mencionadas, la información de todos los instrumentos que, a juicio de la compañía instrumentista, presentan alguna deformación o velocidades de deformación importantes.

3.5.2 Informe Semanal.

En este informe se darán a conocer a todas las compañías o residentes involucrados en el caso las gráficas tiempo-deformación con los resultados actualizados de las mediciones realizadas en los instrumentos.

3.5.3 Informe Mensual.

Se presentará un reporte mensual de la información recabada en campo debidamente correlacionada, procesada y analizada, con conclu --

siones y recomendaciones; esta información se deberá enviar a todas las residencias antes mencionadas.

4. Tipos de Revestimiento.

4.1 Concreto Lanzado.

El concreto lanzado es una mezcla de cemento, agregados pétreos y agua, con o sin aditivos, conducido a través de una manguera y proyectado neumáticamente a alta velocidad sobre una superficie.

En este escrito se describen las características y procedimientos de colocación del concreto lanzado como soporte y revestimiento de túneles.

4.1.1 Procedimientos de Aplicación.

Existen dos técnicas de aplicación de concreto lanzado:

4.1.1.1 De la mezcla húmeda.

Consiste en preparar la mezcla como si fuera concreto común, es decir, con los agregados, el cemento y el agua; con esta mezcla se alimenta una máquina que se encarga de enviarla hasta la boquilla de salida (fig. 3.16), en donde se le inyecta aire a presión para disgregarla y darle la energía necesaria para su proyección.

Para el manejo de la mezcla se emplean bombas de pistón, neumáticas, de tornillo sin fin o de tubo flexible.

Este procedimiento presenta las siguientes ventajas:

- Control preciso de la relación agua-cemento durante la preparación de la mezcla.
- Ausencia de polvo durante el lanzado.

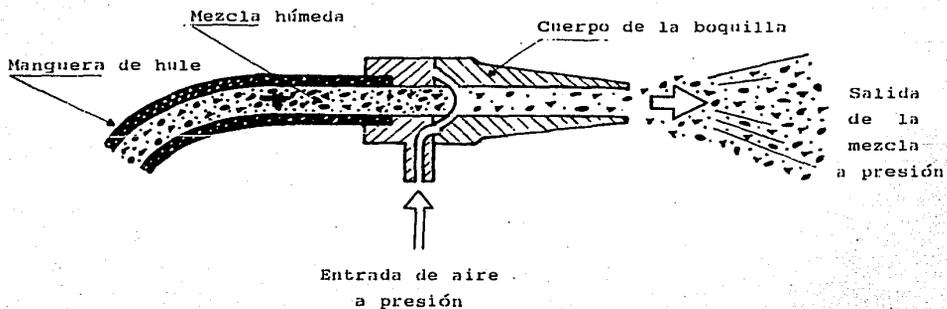


FIG. 3.16 BOQUILLA DE LANZADO PARA MEZCLAS HÚMEDAS

Entre sus desventajas se pueden mencionar las siguientes:

- Presenta dificultad para el uso de aditivos, ya que si éstos son aplicados al momento de elaborar la mezcla, inician su actividad de inmediato, generando incrustaciones y taponamientos en las mangueras o tuberías.
- Alto riesgo de taponamiento de mangueras cuando por alguna razón se interrumpe el flujo de la mezcla.
- Menor poder de adherencia, especialmente cuando se lanza hacia arriba.

<p style="text-align: center;">PRIMARIOS</p>	<ul style="list-style-type: none"> - MARCO DE ACERO Y MADERA. - CONCRETO LANZADO. - CONCRETO LANZADO Y ANCLA. - MARCOS DE ACERO Y CONCRETO LANZADO. - CHAROLAS METALICAS. - DOVELAS DE ACERO ESTRUCTURAL. - DOVELAS DE FIERRO FUNDIDO. - DOVELAS DE CONCRETO. - CONCRETO EXTRUIDO.
<p style="text-align: center;">SECUNDARIOS DEFINITIVOS</p>	<ul style="list-style-type: none"> - CONCRETO LANZADO EN CLAVE Y CUBETA DE CONCRETO HIDRAULICO. - CONCRETO HIDRAULICO CON O SIN ARMADO. - CONCRETO EXTRUIDO. - ALGUNAS DOVELAS DE CONCRETO ESTANCAS.

SISTEMA DE SOPORTE

4.1.1.2 De la mezcla seca.

Se elabora con el cemento y los agregados secos o ligeramente húmedos. Esta revoltura se hace pasar por una máquina de lanzado que neumáticamente la envía hasta la boquilla de proyección, en donde se le agrega el agua necesaria para la hidratación. La fig. 3.17 se presenta esquemáticamente una boquilla para el procedimiento de mezcla seca.

Algunas de las ventajas de este sistema de lanzado son:

- Facilidad para el empleo de aditivos, que pueden agregarse en polvo, directamente en la tolva de alimentación de la máquina o bien en forma de líquido, mezclándolos previamente con el agua.
- Mayor distancia de transporte a través de tuberías o mangueras.

Tiene como principal desventaja, la producción de polvo durante el lanzado.

4.2 Materiales.

4.2.1 Cemento.

Generalmente se emplea cemento portland normal tipo I, pero dependiendo de las características del concreto que se requiera, pueden usarse otros tipos, como los de resistencia rápida, de bajo calor de hidratación o los de alta resistencia a los sulfatos.

4.2.2 Agregados.

De igual manera que en el concreto común, se precisa que los agregados sean de buena calidad en cuanto a su resistencia, que no estén contaminados con arcilla o limo, con una granulometría bien -

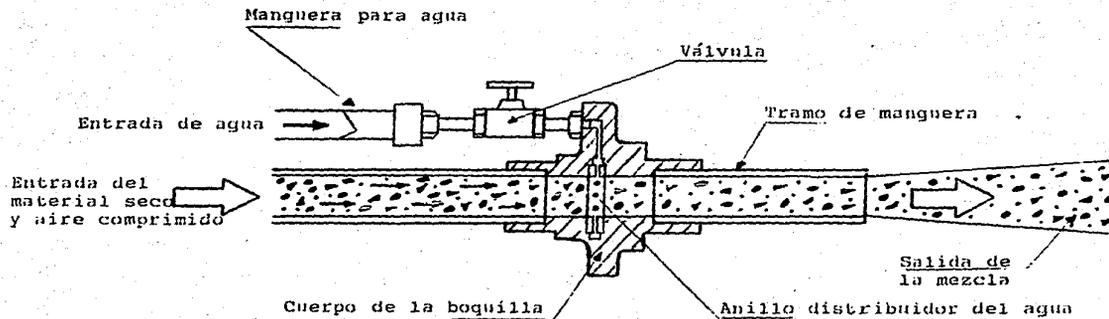


FIG. 3.17 BOQUILLA DE LANZADO PARA MEZCLAS SECAS

distribuida y preferentemente redondeados; es recomendable que el tamaño máximo no exceda de 1.6 cm. (5/8" de diámetro). Algunos fabricantes de máquinas de lanzado de concreto, recomiendan la siguiente distribución para los agregados:

0	a	0.4 cm.	40%
0.4	a	0.8 cm.	25%
0.8	a	1.6 cm.	35%

4.2.3 Agua.

Debe ser limpia y estar libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, álcalis, sales, materia orgánica y otras sustancias - que puedan ser nocivas al concreto.

4.2.4 Aditivos.

La integración de aditivos al concreto lanzado ha significado un avance importante en la técnica de aplicación. Es común el uso de acelerantes de fraguado y endurecedores, que mezclados adecuadamente incrementan la adherencia del concreto, permitiendo aumentar el espesor de las capas.

Los aditivos se presentan comercialmente en forma líquida o en polvo. Los primeros, se mezclan previamente con el agua que se le agrega a la revoltura a la salida de la boquilla; tienen el inconveniente que su dosificación final sobre la mezcla es imprecisa, ya que dependen por una parte de la humedad de los agregados y por otra parte, de la habilidad del operador de la boquilla de lanzado.

Los aditivos en polvo deben añadirse a la mezcla seca directamente en la tolva de alimentación de la lanzadora, ya sea manualmente o con un aparato dosificador. Cuando la mezcla vaya a ser utilizada inmediatamente, los aditivos pueden agregarse al momento de elabo-

rar la mezcla; en caso contrario no es recomendable, ya que la humedad natural del cemento y de los agregados ocasiona un fraguado prematuro.

En virtud de que los aditivos en polvo son cáusticos, es necesario que el personal expuesto a ellos durante el lanzado cuente con el equipo de protección adecuado.

El uso de aditivos reduce la resistencia final del concreto y su sobredosificación puede tener efectos inversos, actuando como retardantes de fraguado; por lo tanto, es importante respetar los proporcionamientos especificados y muy conveniente realizar pruebas preliminares con la asesoría del fabricante.

4.2.5

Diseño de Mezclas.

Aunque en la actualidad no existen reglas estrictas en cuanto a la disposición de cemento y agregados para el concreto lanzado, se puede esperar que aproximadamente tenga las mismas características que en concreto común de la misma composición.

En forma general, el contenido de cemento varía entre 250 y 400 -- Kg/m³, dependiendo de la resistencia buscada, de la calidad de los grados y del empleo de aditivos.

La tabla 1 presenta las recomendaciones para la elaboración de mezclas hechas por T.F. RYAN, con las resistencias esperadas. La dosificación de aditivos acelerantes de fraguado, varía entre el 2 y 6 % en relación con el peso del cemento.

4.3

Equipo de Lanzado.

Para el lanzado de concreto por el método de mezclas secas, se emplean actualmente dos tipos de máquinas: las de doble cámara de presión y las de rotor tipo revólver.

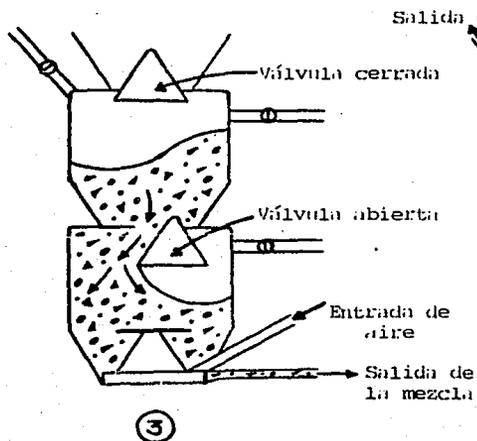
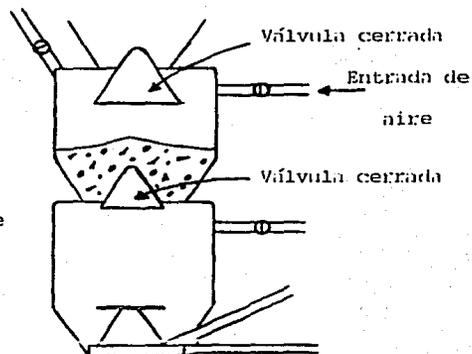
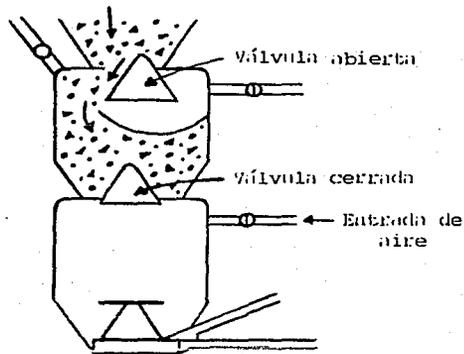
Las primeras están integradas por dos cámaras metálicas superpuestas, con una válvula intermedia y otra en la cámara superior, en la entrada del material. En la fig. 3.18 se presenta la secuencia de operación de esta máquina; para el manejo de esta lanzadora se requiere que el operador desarrolle su habilidad mediante un entrenamiento previo.

Las lanzadoras de rotor tipo revólver, constan de un tambor giratorio que tiene cierto número de cámaras cilíndricas, Este tambor -- está colocado entre dos placas de hule con respaldo de acero; al girar, cada una de las cámaras pasa por un orificio, en donde se llena con la mezcla que proviene de la tolva de alimentación. Posteriormente, cada cámara llena pasa por un orificio de descarga, en donde la mezcla es impulsada con aire comprimido a través de la manguera.

El principal problema de estas máquinas de lanzado consiste en --- mantener la hermeticidad entre el tambor y giratorio y las tapas -- de hule que sufren desgaste continuo, sobre todo cuando se manejan agregados muy gruesos.

Tanto en las lanzadoras de doble cámara de presión como en las de tambor, la limpieza y mantenimiento de sus partes esfundamental -- para lograr una operación eficiente.

Entrada del material



Salida de aire

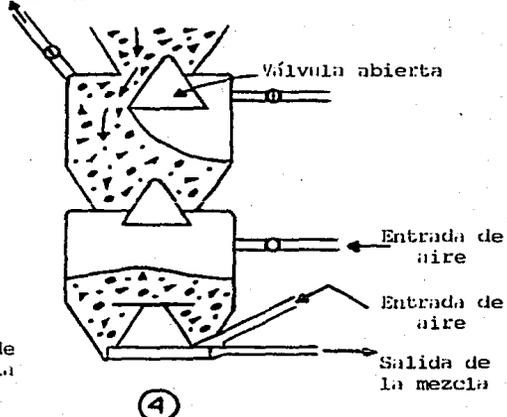


FIG. 3.18 SECUENCIA DE OPERACION DE UNA LANZADORA DE DOBLE CAMARA

TABLA I Proporcionamientos para el diseño de mezclas

Relación cemento/agregados en volumen		en peso	Resistencia a la compresión esperada, a los 28 días en Kg/cm ²
1 : 6.5	1 : 6		
1 : 5.5	1 : 5		240
1 : 5	1 : 4.5		260
1 : 4.5	1 : 4		280
1 : 4	1 : 3.5		310
1 : 3.4	1 : 3		420
1 : 2.2	1 : 2		420

4.3.1

Equipo Adicional.

Para la elaboración de las mezclas deberá contarse con revolvedoras o dosificadoras, dependiendo de la importancia de la obra.

En las especificaciones para la operación de equipos de lanzado de algunos fabricantes, indican que se requiere de 300 a 500 PCM. de consumo de aire para cada lanzadora con una longitud en la manguera de conducción de 30 m. como máximo; sin embargo, en la práctica se ha observado que para operar eficientemente una máquina se requiere del orden de 600 a 700 PCM de aire, con presiones de 4 a 6 Kg/cm².

4.3.2

Técnica de Lanzado.

La técnica de lanzado de concreto se ha desarrollado teniendo entre sus objetivos principales el reducir en lo posible el porcentaje de rebote del material y lograr además una compactación óptima del --

concreto.

Se le llama rebote al material que no logra integrarse al concreto durante el proceso de lanzado y que generalmente se desperdicia; este concepto es sin duda, uno de los aspectos más importantes de la técnica de lanzado ya que incide directamente en la economía de la obra. Los factores que lo determinan son numerosos, sin embargo, el más importante lo constituye la habilidad y experiencia del operador de la boquilla de lanzado llamado comúnmente lanzador; a continuación se presentan algunos otros puntos importantes que intervienen en el rebote.

- a) Distancia y ángulo de proyección.
- b) Graduación y tamaño máximo de los agregados.
- c) Presiones de aire y agua.
- d) Cantidad de agua empleada.
- e) Dosificación de cemento y aditivos.
- f) Condiciones de la superficie de aplicación.
- g) Velocidad de proyección de la mezcla.

4.3.3

Funciones del Lanzador.

Es muy importante que el lanzador tenga amplios conocimientos y -- experiencia en trabajos de lanzado de concreto; se recomienda que muestre su habilidad recubriendo algunas zonas de prueba. A continuación se dan algunas recomendaciones importantes sobre los aspectos que debe cuidar el lanzador antes y durante el proceso de lanzado.

- Revisar que la boquilla esté en condiciones de funcionamiento, - el forro fijo y sin desgaste.
- El suministro de agua debe ser con el gasto y presión correctos.
- Verificar que las mangueras estén libres y las conexiones bien - hechas.

- Revisar que la superficie que va a recibir el concreto esté libre de polvo, grasa, etc.
- Asegurarse que el flujo de la mezcla sea regular y con la presión correcta en el chorro.
- Humedecer previamente la superficie donde se va a aplicar el concreto.

Al iniciar la operación del equipo, el lanzador mantendrá la boquilla hacia abajo con la válvula de suministro de agua totalmente abierta; al llegar el flujo de material, regulará el agua dirigiendo el chorro hacia la zona de trabajo y manteniendo la boquilla entre 0.6 y 1.2 m. de distancia de la superficie de trabajo, realizando un movimiento elíptico como se muestra en la fig. 3.19.

Si se presenta alguna irregularidad en el flujo del material, deberá desviarse la boquilla de la zona de lanzado hasta que la anomalía sea corregida.

El Lanzador deberá ir graduando la cantidad de agua, de acuerdo a las condiciones del terreno que se vayan presentando, y a la observación del concreto con el fin de lograr un mínimo de rebote y una buena compactación.

La boquilla de lanzado deberá proyectar el concreto perpendicularmente a la superficie de trabajo, cuidando a la vez que se rellenen las esquinas y rincones con concreto sano eliminando oportunamente las bolsas de material de rebote; es importante que el concreto lanzado cumpla con el espesor requerido.

4.3.4

Equipo de Protección.

El lanzador debe contar con equipo que lo proteja del material que rebota a gran velocidad así como del polvo que se genera durante -

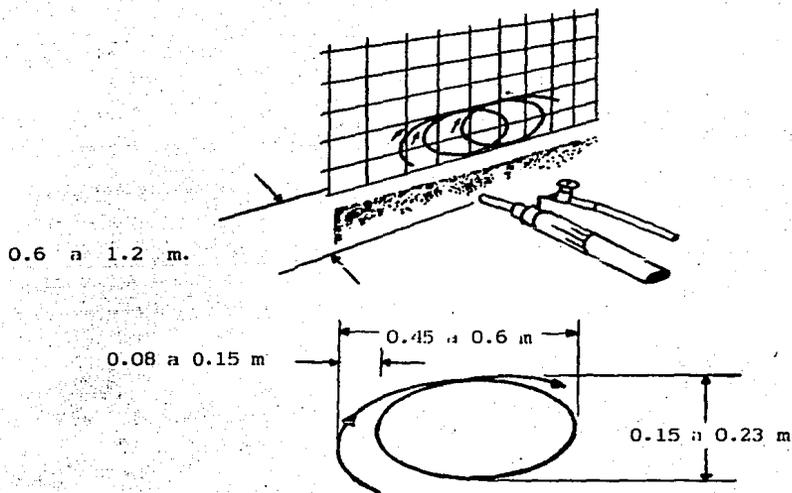


FIG. 3.19 PROCEDIMIENTO DE LANZADO

el lanzado; en seguida se presenta una relación de las partes que integran en equipo de protección para el lanzado de concreto.

- a) Casco protector de aluminio o fibra de vidrio.
- b) Anteojos de plástico o con cristales antichoques.
- c) Mascarillas para respiración.
- d) Guantes impermeables.
- e) Chaqueta y pantalón impermeables.
- f) Botas de hule.

4.3.5

Control de Calidad.

La resistencia alcanzada por el concreto lanzado se determina por medio de ensayos a la compresión de corazones obtenidos de las paredes revestidas o de cajas colocadas y rellenas exprofeso, como las que se muestran en la fig. 3.20

5.

Diseño del Revestimiento.

Aspectos generales, El revestimiento de un túnel se diseña para cumplir los siguientes objetivos al menor costo:

- a) Soportar las presiones del suelo alrededor de la cavidad, manteniendo un margen de seguridad aceptable, tanto en el suelo como en el material del revestimiento.
- b) Reducir al mínimo los asentamientos en la superficie.

Para lograrlos, en la práctica se acostumbra distinguir dos etapas de colocación del revestimiento:

- **Primario**, para proveer un apoyo temporal que garantice la estabilidad del túnel durante su construcción.
- **Secundario**, que proporcione la geometría final del túnel y asegure un comportamiento adecuado a largo plazo.

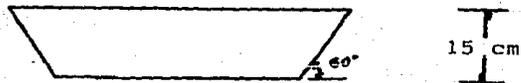
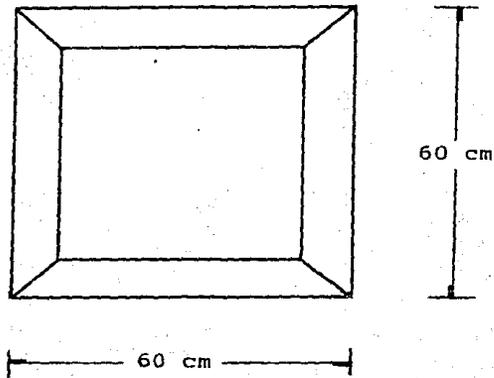


FIG. 3.20 ARTESA DE MADERA PARA OBTENER MUESTRAS
DE CONCRETO LANZADO

Sin embargo, la tendencia moderna es hacia el uso de un ademe único que desempeñe ambas funciones.

Cualquiera que sea la solución elegida, es indispensable estimar la magnitud y distribución de la presión que ejerce el suelo sobre la estructura de soporte; este es un problema complejo de interacción suelo-revestimiento, cuya solución rigurosa únicamente puede obtenerse con modelos numéricos de análisis que simulen la modificación del estado inicial de esfuerzos durante la excavación y el efecto de colocación del ademe, así como al heterogeneidad y comportamiento esfuerzo-deformación de la masa de suelo.

5.1

Comportamiento del Sistema suelo-revestimiento.

La distribución de esfuerzos alrededor de un túnel depende principalmente de los siguientes factores:

- Estado inicial de esfuerzos y deformabilidad de la masa de suelo.
- Rigidez del revestimiento.
- Tiempo que transcurre entre la excavación y la colocación del revestimiento.

Por tanto, la presión sobre el ademe está determinada por la compatibilidad de deformaciones existentes entre el suelo y la estructura de soporte; a continuación se describe el proceso de deformaciones para mostrar la influencia de cada factor en el comportamiento del sistema suelo-revestimiento.

5.2

Proceso de Deformación del Suelo.

En la fig. 3.21 se presenta esquemáticamente la relación que existe entre el desplazamiento radial de la periferia del túnel y la presión ejercida por el suelo sobre el revestimiento.

Suponiendo una condición inicial de esfuerzos isotrópicos -----
 $(\sigma_v = \sigma_h = \gamma H_o)$ y una galería cilíndrica con revestimiento in-
 terior flexible que aplica una presión uniforme $P_a = \gamma H_o$, el des-
 plazamiento radial del suelo es nulo y puede representarse por el
 punto 0 de la fig. 3.21a; si la presión interior se reduce a un -
 valor P_{ao} , se producirá un desplazamiento u_o ; que será propor-
 cional a la disminución de P_a hasta alcanzar el límite de plasti-
 ficación (u_f, P_{af}) del suelo que circunda la cavidad (punto L -
 de la fig. 3.21a).

A partir de este punto, se desarrollan grandes desplazamientos ---
 para disminuciones pequeñas en P_a , hasta producirse el colapso ---
 de la galería (punto F de la fig. 3.21 a).

5.3

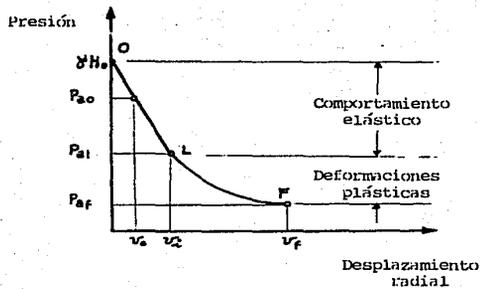
Rígidez del revestimiento.

La figura 3.21 b, muestra en forma simplificada el comportamiento -
 del revestimiento para distintos niveles de desplazamiento radial;
 se observa que la presión de soporte proporcionada por el ademe es
 función del desplazamiento inducido por el suelo. Al igual que en
 la masa de suelo, se distingue una zona de comportamiento elástico,
 seguida de una etapa donde ocurre una plastificación progresiva del
 material del revestimiento, hasta que ocurre la falta.

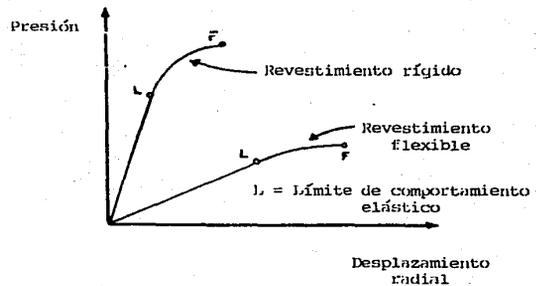
5.4

Interacción suelo-revestimiento.

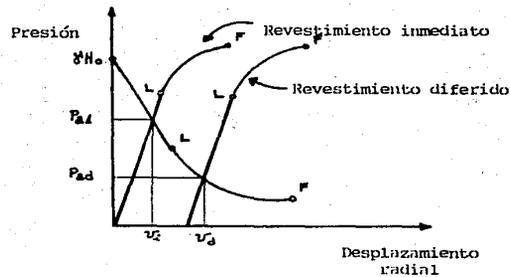
La superposición de las gráficas del comportamiento del suelo y --
 del revestimiento presentada en la fig. 3.21c, muestra que la presi-
 ón máxima del terreno sobre el revestimiento depende del despla-
 zamiento radial que se permita a la pared del túnel durante la ---
 construcción; ésta última es función a su vez de las condiciones -
 de excavación; así como del tipo y procedimiento de colocación del
 ademe. Para ilustrar lo anterior, a continuación se describen tres
 casos típicos:



a) Comportamiento del suelo



b) Comportamiento del revestimiento



c) Comportamiento suelo-revestimiento

FIG. 3.21 CURVAS CARACTERÍSTICAS DEL COMPORTAMIENTO DEL SUELO Y REVESTIMIENTO.

a) Excavación a frente abierto con revestimiento rígido. Al excavar el frente y dar un avance sin soporte, se producirá un desplazamiento radial u_0 (fig. 3.22), cuya magnitud final dependerá del tiempo previo al revestimiento; si se coloca un ademe muy rígido de concreto reforzado en contacto perfecto con la pared del túnel, al continuar la excavación se impedirá el desarrollo posterior del desplazamiento radial en la zona revestida y la presión final sobre el revestimiento será prácticamente igual a P_{a0} .

Por tanto, se observa que a mayor tiempo de retraso en el ademado del túnel, la presión ejercida será menor; esta situación puede aprovecharse en la práctica, teniendo cuidado de que las deformaciones del suelo no rebasen el límite de plastificación.

b) Excavación a frente abierto con revestimiento flexible. si después de excavar el frente y producirse un desplazamiento inicial u_0 , se coloca un revestimiento de concreto lanzado, apoyado en zapatas convenientemente diseñadas para permitir un asentamiento pequeño, ocurrirá un desplazamiento radial adicional Δu (fig. 3.22); éste último permitirá que la presión final sobre el ademe sea baja y cercana al valor límite P_{a2} .

En este caso, si la bóveda de concreto lanzado no tiene zapata de soporte o está apoyada en suelos de mediana a alta deformabilidad, el revestimiento presentará muy poca rigidez y el desplazamiento radial puede alcanzar el valor máximo u_f , reduciéndose la presión hasta P_{a1} , si el conjunto del ademe y su zapata son incapaces de desarrollar esta presión de soporte, ocurrirá el colapso del túnel (Línea c, fig. 3.22).

c) Excavación con escudo y revestimiento de dovelas unidas por tornillos. En este caso, el ademe se coloca conforme se realiza la

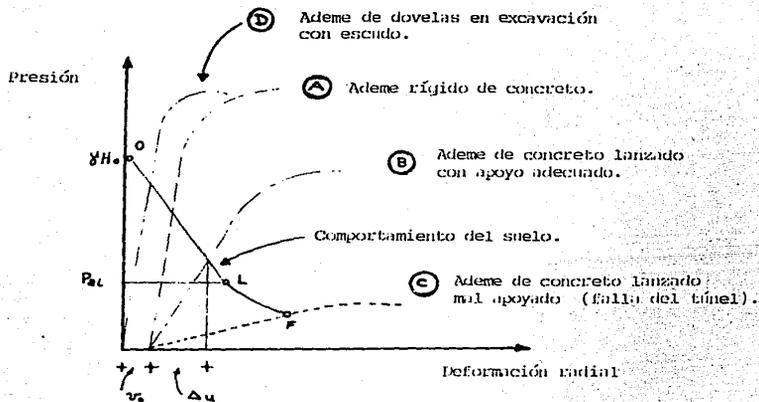


FIG. 3.22 COMPORTAMIENTO DE SISTEMAS DE REVESTIMIENTO USUALES

excavación, inyectando mortero a presión controlada para llenar el espacio anular que queda entre el revestimiento y el terreno; si el retaque con mortero se efectúa inmediatamente atrás de la cola del escudo, el desplazamiento radial será prácticamente nulo (línea D, fig. 3.22); en caso contrario, el desplazamiento -- provocado por el avance del escudo puede sobre pasar eventual-- mente el límite de plastificación del suelo, generándose así -- asentamientos superficiales de gran magnitud.

5.5 Presión sobre el revestimiento.

En este inciso se describen métodos simplificados de análisis para evaluar la presión sobre el revestimiento durante la construcción -- y a largo plazo; esta última condición sólo es importante en túne-- les construidos en suelos en proceso de consolidación, donde las -- condiciones de carga se modifican significativamente en el tiempo.

5.6 Presión ejercida durante la construcción.

En la fig. 3.23 se presenta una sección transversal de un túnel de longitud infinita revestido con una bóveda cilíndrica que propor-- ciona al suelo una presión de soporte radial P_a .

De manera semejante al mecanismo descrito para evaluar la estabi-- lidad del túnel, puede considerarse un prisma de suelo sobre la bó veda, el cual tiende a descender como cuerpo rígido y desarrolla -- en sus caras esfuerzos cortantes y resistentes que lo ⁿmatienen en equilibrio; la presión P_a es equivalente a una presión vertical -- de igual intensidad, actuando hacia arriba en la base del prisma -- de la clave.

En estas condiciones, el factor de seguridad FS_b del prisma bidi-- mensional es:

$$FS_b = \frac{2 S_m^3 \gamma d}{(\gamma H - P_a) D}$$

Sustituyendo el valor de S_{m3} dado por la ec.(1), puede conocerse - la presión de soporte P_a , que debe proporcionar el ademe para mantener un FS_b adecuado:

$$S_m = c + 0.25 [\gamma (H - Z_d) + P_a] \tan \phi \quad (1)$$

$$P_a = \frac{FS_b \gamma H - [2c + 0.5 \gamma (H - Z_d) \tan \phi] \frac{Z_d}{D}}{FS_b + 0.5 \tan \phi \frac{Z_d}{D}} \quad (2)$$

Dependiendo de la profundidad a la clave del túnel, la ec.(2) se transforma a las siguientes expresiones:

Túnel somero ($Z_d/D < 1.7$):

$$P_{as} = \frac{FS_b \gamma H - 2c \frac{H}{D}}{FS_b + \frac{H}{2D} \tan \phi} \quad (3)$$

Túnel profundo ($Z_d/D \geq 1.7$):

$$P_{ap} = \frac{FS_b \gamma H - [3.4 c + 0.85 \gamma (H - 1.7D) \tan \phi]}{FS_b + 0.85 \tan \phi} \quad (4)$$

En el caso de un túnel construido en arcilla, la resistencia al -- corte no drenada implica $\phi = 0$, con lo que las expresiones anteriores se simplifican en las ecs.(5) y (6) para túneles someros y profundos, respectivamente:

$$P_{asc} = \gamma H - \frac{2c}{FS_b} \frac{H}{D} \quad (5)$$

$$P_{apc} = \gamma H - \frac{3.4 c}{FS_b} \quad (6)$$

Las expresiones (2) a (6) permiten estimar la presión que actúa -- sobre el revestimiento durante la construcción, en función de las propiedades mecánicas del suelo, la geometría del túnel y un valor preseleccionado para el factor de seguridad; éste último podrá -- ser, como mínimo, de 1.25 en el caso de un ademe temporal y de 2.0 para un revestimiento definitivo; en todos los casos, el valor de FS_b deberá garantizar que los asentamientos en la superficie se mantengan dentro de límites tolerables.

5.7

Presión sobre túneles construidos en suelos en proceso de consolidación.

En este caso, el diseño del revestimiento definitivo debe tomar -- en cuenta la modificación de la presión radial generada por el proceso de consolidación de los suelos circundantes para garantizar -- que el túnel mantenga su sección dentro de los requisitos que impone su operación; este proceso provoca un incremento de la presión vertical y una disminución de la presión horizontal con respecto -- al valor inicial uniforme p_H .

Actualmente no se dispone de una solución analítica rigurosa para determinar la distribución de presiones sobre el revestimiento -- una vez concluida la consolidación; a continuación se presenta un procedimiento aproximado de análisis, que permite estimar el orden de magnitud de los incrementos de presión inducidos.

En la fig. 3.24 se presenta esquemáticamente un corte transversal de un túnel con revestimiento rígido, construido en un depósito de -- arcilla en proceso de consolidación; la rigidez del conducto impone una restricción a la disminución del espesor del suelo limitado por los planos horizontales tangentes al túnel, originándose una tendencia al desplazamiento relativo entre el prisma de suelo sobre la clave y el material adyacente.

Como consecuencia de este efecto, en las caras ab-a'b' se generan esfuerzos cortantes τ , que inducen al nivel de la clave un incremento de presión vertical $+\Delta p$ en el prisma central y un decremento $-\Delta p$ en el suelo contiguo al prisma; así se obtiene el diagrama de esfuerzos verticales reducidos mostrado en la fig. 3.24a.

La diferencia de esfuerzos verticales y horizontales en el suelo vecino al túnel origina que en el diagrama de presiones sobre el revestimiento se modifique que la condición isotrópica inicial, a la presentada en la fig. 3.24b; este nuevo estado de esfuerzos se desarrollará lentamente, debido al tiempo necesario para que el NAF se abata por debajo del túnel.

El diagrama de los esfuerzos cortantes que actúan en las caras del prisma se representa en forma simplificada por el triángulo bcd de la fig. 3.24a. cuya base corresponde a la resistencia al corte al nivel de la clave (puntos b y b'), en términos de esfuerzos efectivos:

$$\tau_{\text{máx}} = K\phi (\gamma H - \Delta p) \tan \phi_{cd} \quad (7)$$

Por otra parte, el incremento de presión Δp puede considerarse igual a la fuerza cortante total $2S$ que se desarrolla en las caras del prisma de la clave, distribuida uniformemente en la base:

$$\Delta p = \frac{2S}{D}$$

o sea:

$$\Delta p = \frac{\tau_{\text{máx}} Z_d}{D} \quad (8)$$

Sustituyendo la ec. (7) en la ec. (8) y resolviendo para Δp , se --
obtiene:

$$\Delta p = \frac{K \phi \tan \phi_{CD} \frac{Z_d}{D}}{1 + K \phi \tan \phi_{CD} \frac{Z_d}{D}} \gamma H \quad (9)$$

que puede expresarse como:

$$\Delta p = C_s \gamma H \quad (10)$$

Así, la relación K_c de la presión horizontal a vertical sobre el --
revestimiento a largo plazo será:

$$K_c = \frac{\gamma H - \Delta p}{\gamma H + \Delta p}$$

igual a
$$K_c = \frac{1 - C_s}{1 + C_s} \quad (41)$$

El factor de sobrecarga máximo C_s en las arcillas lacustres de la --
ciudad de México puede evaluarse considerando $\phi_{CD} = 25^\circ$

$$K_{\phi} = 0.7 \quad , \text{ por tanto:}$$

C a s o	C_s	K_c
Túnel somero (para $Z_d/D = 1$)	0.25	0.60
Túnel profundo ($Z_d/D = 1.7$)	0.36	0.47

Sustituyendo la ec.(7) en la ec.(8) y resolviendo para Δp , se obtiene:

$$\Delta p = \frac{K \phi \tan \phi_{CD} \frac{Z_d}{D}}{1 + K \phi \tan \phi_{CD} \frac{Z_d}{D}} \gamma^A H \quad (9)$$

que puede expresarse como:

$$\Delta p = C_s \gamma^A H \quad (10)$$

Así, la relación K_c de la presión horizontal a vertical sobre el revestimiento a largo plazo será:

$$K_c = \frac{\gamma^A H - \Delta p}{\gamma^A H + \Delta p}$$

igual a
$$K_c = \frac{1 - C_s}{1 + C_s} \quad (41)$$

El factor de sobrecarga máximo C_s en las arcillas lacustres de la ciudad de México puede evaluarse considerando $\phi_{CD} = 25^\circ$

$$K_\phi = 0.7, \text{ por tanto:}$$

C a s o	C_s	K_c
Túnel somero (para $Z_d/D = 1$)	0.25	0.60
Túnel profundo ($Z_d/D = 1.7$)	0.36	0.47

Se observa que los valores obtenidos no son muy diferentes entre sí, por lo cual pueden adoptarse los promedios:

$$C_s = 0.3 \quad \text{y} \quad K_c = 0.54 \quad (12)$$

De donde se deduce el siguiente criterio simplificado para estimar la magnitud de las presiones a largo plazo:

$$P_{vf} = 1.3 \gamma H \quad (13)$$

$$P_{hf} = 0.7 \gamma H$$

5.8

Diseño de la Bóveda.

El comportamiento de revestimientos formados por anillos de dovelas de concreto o bóvedas de concreto lanzado es similar al de un cilindro de pared delgada sometida a presión radial uniforme; esto se debe a que la flexibilidad del revestimiento permite una reducción de la altura y un alargamiento del ancho del túnel, suficiente para redistribuir cualquier diferencia entre las presiones vertical y horizontal.

Es importante aclarar que cuando se prevean grandes deformaciones inducidas por incrementos diferenciales de presión sobre el ademe, el revestimiento deberá diseñarse con la rigidez suficiente para asegurar que no se presenten modificaciones a la sección de operación del túnel.

5.9

Anillo de Dovelas.

El espesor del ademe e_b se determina con la expresión correspondiente al diseño plástico de un arco sujeto a una presión isotrópica P_a :

$$e_b = \frac{F_c P_a R}{f_c} \quad (14)$$

donde:

R, radio de la bóveda.

f_c , esfuerzo de fluencia plástica del concreto.

F_c , factor de carga.

5.10 Revestimiento de concreto lanzado.

Una vez determinado el espesor del revestimiento, es necesario diseñar las zapatas longitudinales de apoyo de la bóveda para evitar que sufra asentamientos excesivos de la construcción de la cubeta.

- a) Zapata longitudinal de apoyo, la posición de la zapata y su ancho se eligen de manera que la reacción del suelo sea colinial - con la carga transmitida por la bóveda, a través de la ampliación gradual de su espesor, a la vez que permita formar el plano de unión con la cubeta.

En la fig. 3.25 se muestra esquemáticamente el polígono de --- fuerzas que determina el equilibrio de la zapata, despreciando la fuerza debida a la cohesión del suelo, ya que ésta depende - del contenido de humedad y puede sufrir variaciones importantes durante la construcción; de este polígono se obtiene la fuerza - por unidad de longitud Q_z que debe soportar la zapata.

El ancho B de la zapata se obtiene aplicando la fórmula de capacidad de carga:

$$B = \frac{Q_z}{q_u} F_s \quad (15)$$

donde:

$$q_u = c N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (16)$$

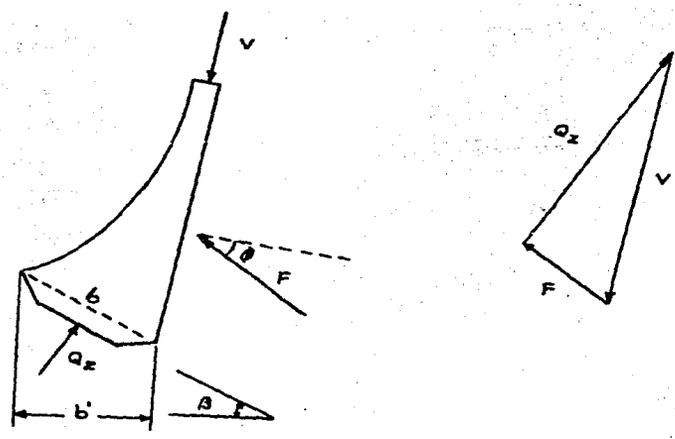
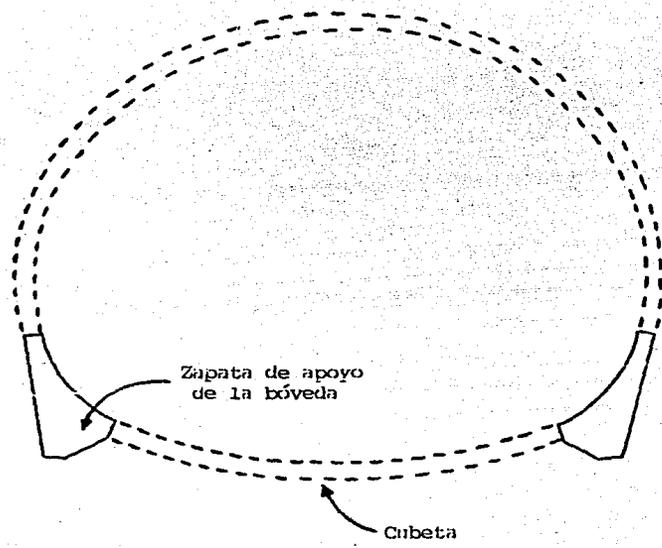


FIG. 3.25 EQUILIBRIO DE LA ZAPATA DE APOYO DE LA BOVEDA

- c, parámetro de cohesión del suelo al nivel de desplante.
 γ , peso volumétrico del suelo.
 N_c, N_q , factores de capacidad de carga dependientes de C, el ángulo de fricción del suelo ϕ y la inclinación de la superficie de apoyo β .

F_s , factor de seguridad ($F_s \geq 3$)

El asentamiento de la zapata S_z puede estimarse con la teoría de la elasticidad, puesto que el valor del F_s garantiza un bajo nivel de esfuerzo:

$$S_z = \frac{2.2 Q_z}{E} \quad (17)$$

donde E es el módulo de rigidez representativo del suelo de apoyo; deberá verificarse que el S_z calculado no induzca asentamientos excesivos en la superficie.

- b) Cubeta. En el diseño se consideran las fuerzas mostradas en la fig. 3.26, despreciando la fricción en el contacto con el suelo, ya que ésta puede sufrir modificaciones por pequeños reacomodos del suelo durante la vida útil del túnel.

El espesor de la cubeta e_c para una fuerza actuante Q_c , se obtiene con la siguiente expresión:

$$e_c = \frac{F_c Q_c}{f_c} \quad (18)$$

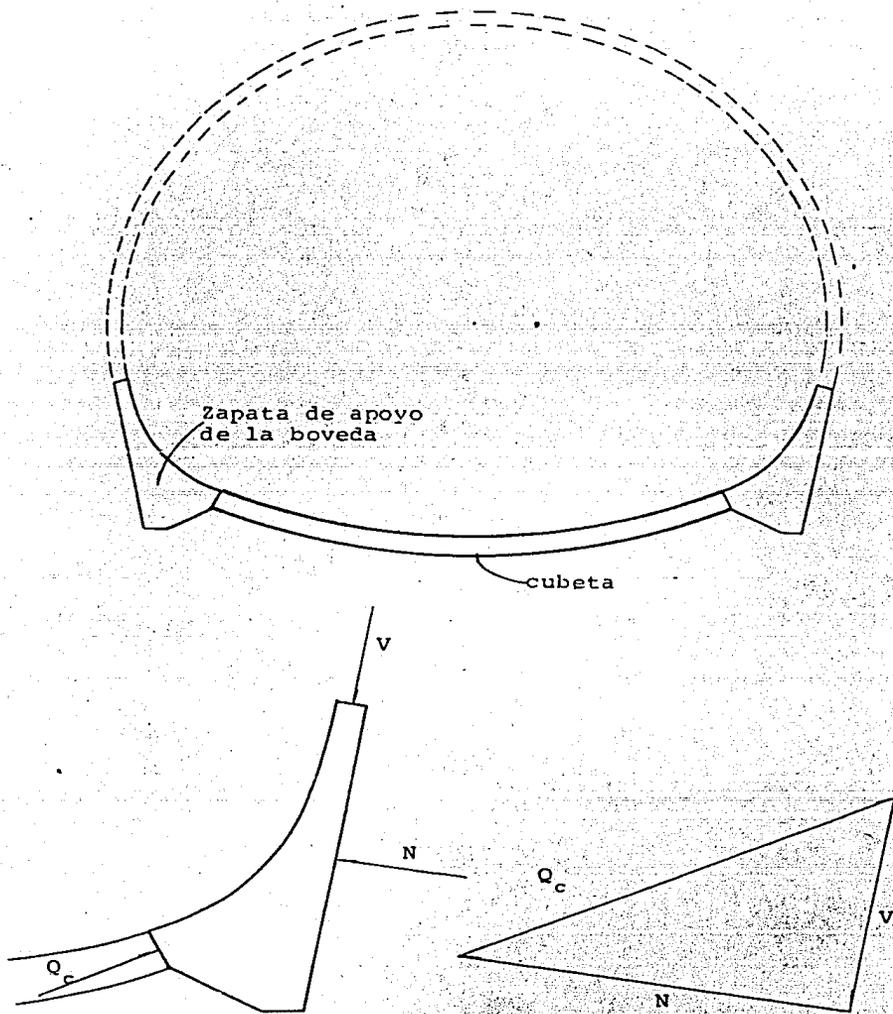


Fig. 3.26 Equilibrio de la cubeta

CAPITULO IV

ANALISIS COMPARATIVO DE FACTORES TECNICOS Y ECONOMICOS EN LA CONSTRUCCION DE TUNELES

1. LA INFLUENCIA DEL DISEÑO DE OBRAS SUBTERRANEAS EN LA SELECCION DE EQUIPOS Y CONTRATACION DE LAS MISMAS.

Un buen diseño de las obras subterráneas influye de manera preponderante en la selección del equipo adecuado para su construcción, así como en el costo de la misma.

Es por ello la inquietud de presentar en este capítulo dichos aspectos que son fundamentales.

En la actualidad, con el avance de nuevas tecnologías tenemos una gran diversidad de máquinas para cada tipo de suelo y para cada tipo de condiciones.

En la figura 4.1 se muestran los factores de los que depende la decisión del equipo y sistema constructivo para la excavación de obras subterráneas.

1.1 Geología.

Es práctica común que el contratista o dueño de la obra no haga los estudios preliminares apropiados, por no gastar un poco más o porque "no tenga tiempo" ; la experiencia en otros países indica que tiene un valor del 1 al 3 % del valor total de la obra.

El invertir ese dinero garantiza la seguridad de terminar en los plazos fijados con conocimiento de causa y no sufrir el alargamiento indeterminado de las obras.

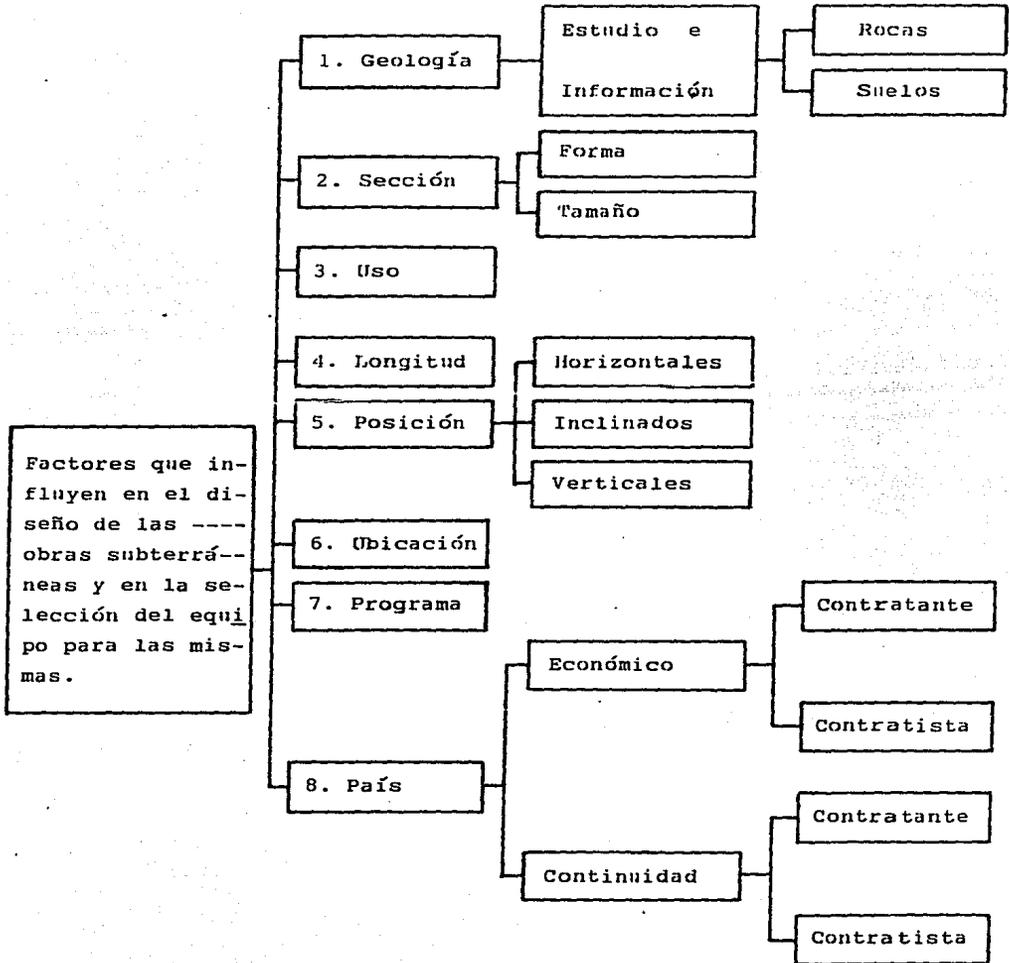


Fig. 4.1 Factores que dependen de la decisión del equipo y sistema constructivo para la excavación de obras subterráneas.

Se han presentado casos en que al no hacerse estos estudios o al realizarlos inadecuadamente, túneles en los cuales se debería de haber usado escudo, se hicieron con el método convencional originando un costo mayor y un alargamiento de la obra, con múltiples fricciones entre contratante y contratista; las especificaciones técnicas de los contratantes en el país son generales y sin base en este tipo de estudios, por lo cual ya son caducas. Como información geológica necesaria se recurre al enunciado: "Excavaciones en cualquier material", reforzado por el hecho de que se incluya dentro del contrato la visita al sitio de las obras como un compromiso en la cual el contratista inspecciona todos los factores que intervienen en la obra, sin pensar en que la geología que observó es meramente superficial y limitada a la entrada y salida del túnel.

1.2

Sección.

En función de los requerimientos de un túnel, básicamente intervienen dos factores en este punto: la forma y el tamaño.

Por su forma, los tipos más usuales son: Circular, Herradura, Cuadrada o Rectangular, Portal y Ovalada.

Se observa en el País que no hay uniformidad de criterios para fijar una sección tipo para cada tipo de túnel. Esto incluye en que los contratistas no se decidan a comprar equipo moderno por no haber garantía de más de un uso para secciones similares.

El problema radica en que al elegir y fijar la sección no se toman en cuenta los equipos existentes y esto ocasiona un costo que se podría evitar haciendo esa consideración y originando un ahorro para el contratante y para el contratista.

La tendencia debe ser estandarizar las secciones tipo en base a los equipos existentes.

1.3 Uso.

El uso que se le vaya a dar determinará en gran parte el monto de la inversión que se haga en función de las especificaciones técnicas - establecidas para cada tipo.

El uso de los túneles y obras subterráneas puede ser para:

- Conducción de agua.
- Transporte.
- Generación de energía eléctrica.
- Almacenamiento de petróleo.
- Disposición de residuos radiactivos.
- Refugios de posibles ataques nucleares.
- Estacionamiento de automóviles.
- Urbanismo subterráneo.

1.4 Longitud.

La longitud es un factor determinante en la selección de un equipo avanzado ya que un túnel largo permite la amortización rápida del - mismo. La alternativa para el uso de equipos avanzados será que, - por la estandarización de secciones, se utilizará un mayor número de veces un equipo en túneles cortos, permitiendo así su amortización.

1.5 Posición.

La posición que guarda un túnel influye en la elección del equipo - porque no todo equipo que se use en túneles horizontales se podrá - utilizar en túneles inclinados. Además, en la condición inclinada se está expuesta a inundaciones por aportación de infiltraciones del terreno, a que la frente y el equipo en ella se deterioren ya que se tengan altos riesgos para el personal que ahí labore; todo ello -- afecta el costo y la determinación del equipo a usar.

1.6 Ubicación.

Por su ubicación el grado de dificultad puede aumentar según se esté en zona urbana o rural, debido a las condiciones de seguridad que ocasiona el trabajar bajo edificios o casas y además por lo difícil del acceso para el suministro de materiales y mantenimiento de equipo y personal, así como la energía eléctrica.

1.7 Programa.

En función del programa de obra se deben considerar los rendimientos de cada equipo, para decidir cuál es el más adecuado para que la obra se ejecute en la duración fijada y, además, de la disponibilidad del mismo.

Esto influirá en que el contratante a la hora de los concursos no seleccione el precio más bajo de cotización como el mejor, porque le puede ser el más costoso y más deficiente.

1.8 País.

Según la información del diseño y del proyecto que se tenga que incluir por ley, en el respectivo contrato, se tendrá como consecuencia la selección adecuada de equipo.

1.8.1.1 Contratante.

Es importante señalar que a la fecha el criterio que domina, es el que establece otorgar el contrato a la cotización más baja presentada en concurso.

En ocasiones no se fija la compatibilidad que debe haber entre el monto de la obra y la capacidad económica del contratista.

Los recursos invertidos provienen en la mayoría de los casos de préstamos extranjeros.

1.8.1.2 Contratista.

Si una empresa contratista es de un tamaño dado y tiene obras en esta especialidad de una forma regular; con finalidades y posibilidades financieras y directivos concientizados de la adquisición de equipo y sistemas de construcción adecuados a la obra que se les plantea.

Si se cumple lo anterior se permitirá obtener mejores resultados - tanto en tiempo, en costo y en segundo lugar realizando trabajos con tecnologías que beneficien al país.

1.8.2 Continuidad.

1.8.2.1 Contratante.

Dentro de este factor me refiero a la continuidad que se debe tener al realizar una obra, que en la mayoría de los casos depende de la variación de las partidas presupuestales asignadas cada año.

Cambios importantes dentro de los elementos del contratante no --- deben influir en la factibilidad de emplear equipos avanzados o -- sofisticados, permitiendo la amortización adecuada sin suspensiones de obra que obliguen a que éstos permanezcan inactivos.

También influye el tipo de contratación que se emplee en el país - ya sea del tipo de concurso o adjudicación directa.

1.8.2.2 Contratista.

El plazo de entrega de un equipo seleccionado deberá ser tomado en cuenta.

2. USO ACTUAL Y FUTURO DE MAQUINAS PERFORADORAS DE TUNELES
EN GRANDES CIUDADES.

La excavación de túneles se ha realizado desde hace muchas centu-
rias. En varios países del mundo ha sido pionera de esta técnica
la minería para la explotación de yacimientos minerales y carboní-
feros. Por otra parte, obras de alcantarillado, conducción de agua,
hidroeléctricas, de viabilidad urbana, en carreteras, ferrocarriles y
aún para propósitos militares han requerido de túneles de diferentes
tamaños excavados en distintos terrenos en muy diversas circunstan-
cias.

La tecnología en la excavación de túneles presenta actualmente ---
adelantos muy importantes, tanto en rapidez como en seguridad, gra-
cias al empleo de máquinas perforadoras de túneles (MPT), llamadas
usualmente ESCUDOS, sobre todo desde hace 50 años a la fecha.

Las ventajas que proporcionan estas máquinas en la excavación, pro-
tección y soporte de túneles son reconocidas cada vez en mayor --
grado considerando las desventajas de los métodos convencionales.

El objetivo de un escudo es prevenir la deformación del terreno --
hacia el túnel mediante una coraza de metal, permitir una excavaci-
ón segura y colocar el ademe con sus propios dispositivos a medida
que avanza. El ademe constituido por dovelas de concreto ya se --
proyecta en varios países para que sea el definitivo y no provisio-
nal.

Una descripción de las características de los escudos fabricados -
por algunos de sus principales fabricantes se resumen en la Tabla 1.

CUADRO COMPARATIVO DE ESCUDOS ENTRE 6.50 M Y 9.50 M DE DIAMETRO EXTERIOR
PARA LAS OBRAS DE AMPLIACION DEL METRO PARA LA CIUDAD DE MEXICO.

FABRICANTE	PROVEEDOR	BADE AND THEELEN	LOVAT	ZOKOR	ZOKOR	ROBBINS
	Ubicación fábrica	Hannover, Alemania	Toronto, Canada	Aurora Illinois	Aurora Illinois	Seattle Was.
	Estado de máquina	Semi-nueva	Usada	Nueva	Nueva	Nueva
	Tiempo de entrega	4 meses	3 meses	5 meses	8 meses	6 meses
	Precio en planta	42 millones marcos	2 millones Dol.	102 millones Dol.	313 millones	39 millones
	ESCUDO	Tipo de escudo	Cortador	Cortador	Excavador	Excavador
Avance mensual		500 m/mes	500 m/mes	500 m/mes	500 m/mes	500 m/mes
Diámetro exterior		6.65 m	5.74 m	9.50 m	6.60 m	6.50 m
Potencia instalada			510 H.P.	1500 H.P.		
Número de gatos				30		
Potencia empuje			1206 ton	7350 ton		
Par de torsión						
Potencia excavador				800 H.P.		

continua.

CUADRO COMPARATIVO DE ESCUDOS ENTRE 6.50 M Y 9.50 M DE DIAMETRO EXTERIOR
 PARA LAS OBRAS DE AMPLIACION DEL METRO PARA LA CIUDAD DE MEXICO

DOVELAS	PROVEEDOR	BADE AND THEELEN	LOVAT	ZOKOR	ZOKOR	ROBBINS
	Diámetro terminado	5.80 m	5.10 m	8.70 m	5.90 m	
	Dovelas por usar	Concreto	Concreto	Concreto	Concreto	Concreto
	Ancho dovelas	1.11 a 1.30 m	s/d	1.50 m	s/d	s/d
	Espesor probable	0.35 m	ϕ	0.35 m	ϕ	ϕ

continuación.

Las principales ventajas que se tienen en la utilización de las MPT con respecto a los métodos convencionales son:

- a) La utilización del recubrimiento primario de dovelas como definitivo.
- b) Mayor seguridad en la construcción del túnel.
- c) Mayores rendimientos en la construcción del túnel, con el consiguiente menor costo.
- d) Mayor limpieza en la realización de los trabajos.
- e) Mayor control en la construcción del túnel por la sistematización y mecanización de las MPT.
- f) Mayor rapidez en la rezaga del material producto de la excavación.

En base a la información que se ha recopilado con los fabricantes y a la captación de datos en los sitios donde han estado trabajando - estos equipos en el mundo, se presupone que se puede obtener un rendimiento de 10m. promedio por día laborable. Este avance se entiende con el equipo trabajando normalmente y con la fábrica de dovelas produciéndolas conforme al programa constructivo. Utilizando los métodos convencionales se prevé un avance promedio de 3 a 4 m. por día.

Para poder lograr un rendimiento de 10m. promedio, es indispensable tener resueltos los siguientes aspectos:

- a) Haber elegido convenientemente el tipo de escudo para el suelo donde se vaya a construir el túnel.
- b) Contar con personal técnico adecuado que conozca el equipo a utilizar.
- c) Haber resuelto el problema, tanto técnico como económico, de la separación del material producto de la excavación, del material que se utilice en el frente como estabilizador y de la extracción de la rezaga.

- d) Contar con un diseño adecuado de las dovelas que se utilicen como recubrimiento.
- e) Implementar una adecuada fábrica de dovelas que tengan todas las características que exija el diseño.

Es importante que tanto proyectistas como los técnicos y contratistas que vayan a intervenir en la construcción del túnel estén -- conscientes de todo lo anterior ya que si bien es cierto que en -- los últimos cincuenta años ha habido un gran adelanto en la cons-- trucción de túneles gracias al desarrollo de las MPT y al empleo del revestimiento primario de dovelas como definitivo, también -- surgen graves problemas cuando erróneamente se piensa que el empleo de estos equipos se reduce al de una máquina universal que solo -- requiere de moverle una palanca para que sea útil para excavar -- cualquier tipo de suelo, sea arcilla, arena o roca.

Es importante hacer también mención que, aún cuando estos equipos han ayudado muchísimo a la construcción de túneles en diferentes -- tipos de suelos, los estudios de mejoras y nuevos diseños de las MPT no están del todo terminados encontrándose varios de ellos todavía en la etapa de desarrollo. Un caso concreto de esto es el que se refiere a la excavación de suelos blandos, arcillosos, en donde el frente de excavación es inestable y en el que el empleo de métodos como la congelación del suelo o el uso de aire comprimido, en especial este último, sigue siendo métodos confiables y prioritarios.

Sin embargo, fabricantes Ingleses, Alemanes, Japoneses, destacando estos últimos, han desarrollado escudos de frente cerrado, con -- estabilizador del frente a base de bentonita con buenos resultados en Japón, excavando principalmente suelos arcillosos, siendo su -- experiencia en diámetros no mayores de 4 m.

3. ESTUDIO DE UN NUEVO ESCUDO PARA EXCAVAR LA LINEA 7 NORTE-NORTE DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO

Se analizará un procedimiento moderno que proporcione una mayor velocidad de perforación del túnel, sin sacrificar versatilidad y seguridad y lógicamente, abatir el costo del túnel.

3.1 PLANTEAMIENTO DEL NUEVO ESCUDO.

El nuevo escudo de frente abierto tiene un diámetro de 9.51 m y una longitud aproximada de 7.00 m . Las principales innovaciones propuestas son las siguientes:

3.1.1 EXCAVACION.

La excavación se realizará mecánicamente, utilizando dos rozadoras Alpine, estratégicamente colocadas en ambos lados del escudo. Dicha excavación se hará de la periferia del escudo hacia adelante, lo cual hace que los brazos de las rozadoras tengan que ser articulados y telescópicos.

3.1.2 EXTRACCION DEL PRODUCTO DEL CORTE.

Se propone el uso de una banda inclinada, que será alimentada mediante el uso de un brazo de retroexcavadora, fija al cuerpo del escudo.

3.1.3 REZAGA HORIZONTAL.

Se ejecutará con una banda horizontal que alimentará a los trenes de carros mineros, que deberán alojarse en una plataforma que permita hacer las maniobras necesarias con dos trenes de rezaga, dicha plataforma deberá ser jalada por el escudo.

3.1.4 REZAGA VERTICAL.

Se hará el manto utilizando dos "skips" con su respectiva torre de manto y sus tolvas, alimentadora y de descarga.

3.1.5 REVESTIMIENTO.

El revestimiento estará formado por siete dovelas y una llave de 30 cm de espesor y 120 cm de ancho, las cuales serán colocadas en

el faldón del escudo mediante un anillo erector. Estas dovelas cuentan con cajas para alojar sellos de neopreno y tornillos de acero para conectarse entre sí; por lo tanto, no es posible ejecutar expansión alguna.

3.2 CICLO TEORICO.

El rendimiento promedio considerado es de 7 anillos por día igual a 8.4 m por día, lo que significa 210 m por mes.

Para estar en condiciones de cumplir con este rendimiento promedio, es necesario diseñar todas las actividades del ciclo a un rendimiento máximo de 10 anillos por día igual a 12 m por día igual a 300 m por mes.

Lo anterior lleva al siguiente ciclo teórico para un avance de 10 anillos por día.

Empuje	0 - 25 min	
Limpieza	25 - 30 min	
Colocación de Dovelas	30 - 60 min	
Bajar mampara	60 - 65 min	
Excavación	20 min	115 min
Rezaga		65 - 130 min
Tiempos muertos		130 -144 min

Las actividades anteriores llevan a tener equipos con los siguientes rendimientos:

Excavación:	41.1 m ³	hora
Rezaga	: 103.2 m ³	hora

3.3 ANALISIS DE LA PROPUESTA.

3.3.1 EXCAVACION.

La excavación con rozadoras, presupone, por un lado, que el terreno tiene la consistencia y resistencia tales, que permite un autosporte de 1.20 m alrededor de todo el escudo.

Dado que las rozadoras están fijadas al escudo, necesariamente

tendrán que contar con unos brazos articulados y telescópicos que harán que las zonas cercanas a la cachucha del escudo sean atacadas por la cabeza cortadora en un ángulo que obligará a bajar apreciablemente el rendimiento del corte y, por otro lado, también deberá hacerse con mucha precaución para no pegarle al cuerpo del escudo.

Lo anterior lleva a experimentar con unos brazos prototipo y se --- requerirá necesariamente contratar una asesoría extranjera.

3.3.2 EXTRACCION DEL PRODUCTO DEL CORTE.

La clave de la extracción está en alimentar la banda, para lo cual se ha propuesto un brazo de retroexcavadora, cuya colocación, tiempo de operación y rendimiento, se ven muy críticos y su sincronización con las cabezas cortadoras y la banda no es sencilla.

3.3.3 REZAGA HORIZONTAL Y VERTICAL.

No se ve ningún problema.

3.3.4 REVESTIMIENTO.

El revestimiento propuesto a base de 7 dovelas y una llave, provistas de sellos y tornillos, es el recomendable en un suelo blando, -- bajo el nivel freático, que requiera de una inyección inmediata --- para minimizar los asentamientos producidos por el flujo del terreno hacia el hueco, entre la excavación y las dovelas. Esta situación -- no se encuentra en congruencia con las hipótesis manejadas en la --- excavación.

Además, debido a la inyección, será necesario colocar unos sellos -- en el faldón del escudo que llevan a un diámetro mayor que el requereido, si no fuera necesaria la inyección inmediata; también, será necesario contar con unos moldes para fabricar las dovelas, que --- deben ser construídos con unas tolerancias muy pequeñas, que significan costos mayores.

Para la colocación de las dovelas será requerido construir un anillo erector cuyo engrane exterior no podrá ser construido en México, de acuerdo a la información disponible.

3.4 COMPARACION CON EL ESCUDO TACUBAYA.

Teniendo en cuenta el planteamiento original del escudo de 9.14 m y los rendimientos obtenidos en el Túnel Tacubaya de la línea 1 - del Metro, se efectuó una comparación con el escudo propuesto --- como aparece en la Tabla anexa, de donde se puede destacar lo siguiente:

- a) El escudo propuesto tendrá un peso aproximado de 215 Ton , 53 % más pesado que el de Tacubaya; el volumen del nuevo túnel -- será de 71 m³/ml, 8 % mayor a Tacubaya.
- b) El frente del escudo Tacubaya puede ser ademado totalmente si así lo requiere la consistencia del material excavado. El --- escudo nuevo supone que el material no requiere ademe frontal y - que puede autosoportarse.
- c) El escudo Tacubaya expande las dovelas, lo que hace que el - volumen de inyección sea muy pequeño, casi nulo (200 - 300 l^t/ml). El nuevo escudo al no expandir las dovelas requiere de una inyección teóricamente del orden de 2950 l^t/ml.
- d) El rendimiento promedio del escudo Tacubaya fue de 120 m/mes y se piensa que se puede subir sin grandes problemas a 140 m/mes. El escudo nuevo tiene complicaciones en las excavadoras con brazos protótipo, cuyo rendimiento difícilmente puede suponerse y, además, no está muy claro el funcionamiento del conjunto rozadoras, banda --- transportadora y brazo de retroexcavadora.
- e) El escudo Tacubaya no necesita de ninguna asesoría extranjera y el escudo nuevo requiere de asesorías extranjeras y se estima -- que su costo aproximado será de \$ 600 millones, 71 % mayor que el de Tacubaya.
- f) Si consideramos arbitrariamente la energía necesaria para --- hacer la excavación y para poner las dovelas y ejecutar la inyección se ve que el nuevo escudo consumirá 126 ton/ml, 13.5 % más - que el escudo Tacubaya.

ESCUDO DE FRENTE ABIERTO PARA LA EXCAVACION DEL METRO
EN LA LINEA 7 NORTE-NORTE
(CUADRO COMPARATIVO)

		T A C U B A Y A	N U E V O
I.	GEOMETRIA		
	Diámetro	9.14 m.	9.51 m.
	Longitud	4.70 m.	7.00 m.
	Peso	140.00 Ton.	215.00 Ton.
	Gatos de empuje	28 Pzas.	31 Pzas.
	Gatos frontales	16 Pzas	-----
II.	EXCAVACION		
	Procedimiento	Manual c/rompedoras neumáticas	Mecánica c/2 rozadoras
	Ademe del frente	Total c/16 gatos fron- tales	(?)
	Volumen/ml	65.6 m ³	71.0 m ³
III.	EXTRACCION PROD. DEL CORTE		
	Equipo	Traxcavo Michigan 85-III	Banda transportadora + brazo de retroexcavadora

continua.

IV.	REZAGA HORIZONTAL		
	Equipo básico Equipo auxiliar	Banda transportadora Plataforma c/camiones	Banda transportadora Plataforma c/carros mineros
V.	REZAGA VERTICAL		
	Equipo	Rampa y camiones	Torre de manteo + skip
VI.	DOVELAS DE CONCRETO		
	Tipo Número Espesor Ancho Peso Erección	Expandible 3 25 cm mín. / 65 cm máx. 80 cm 18,706 kg/m.1. 2 Brazos erectores	Con pernos de acero 7 + 1 llave 35 cm 120 cm 20,380 kg/m.1. Anillo erector
VII.	INYECCION		
	Volumen	200 - 300 lt/m.1.	2,950 lt/m.1.
VIII.	RENDIMIENTO		
	Promedio Máximo	120 m.1./mes 180 m.1./mes	210 m.1./mes (?) 300 m.1./mes (?)

continuación.

IX.	FECHA PROBABLE INICIO		
		1o. Nov. 1985	28 Feb. 1986
X.	COSTO APROXIMADO		
		350 Millones	600 Millones
XI.	DIVISAS NECESARIAS		
		Cero	250 Millones
XII.	BALANCE ENERGETICO		
	(W exc + W dovelas + W inyec) / m.l.	111 Ton.	126 Ton.

continuación.

3.5 OBSERVACIONES.

- a) Se propone abandonar la propuesta del nuevo escudo dado que en términos generales, no cumple satisfactoriamente con el - objetivo de incrementar el rendimiento para bajar el costo - por metro lineal de túnel, sin sacrificar la versatilidad de un escudo de frente abierto para atacar diferentes formaciones geológicas y sin disminuir la seguridad contra una falla del frente o contra la generación de asentamientos en la --- superficie.
- b) Regresar al planteamiento original del escudo Tacubaya, ha-- ciéndole las modificaciones o adecuaciones necesarias para - aumentar su rendimiento, principalmente en los renglones de la excavación y de la rezaga.
- c) Se recomienda seguir de cerca las experiencias que se obten-- gan en el corto plazo con el escudo Tacubaya modificado, --- para tomarlas en cuenta en el diseño del "nuevo escudo Tacu-- baya modificado".
- d) Será necesario perfeccionar la expansión de las dovelas para minimizar los movimientos verticales.

C A P I T U L O V

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

1. El pozo a cielo abierto es una técnica de exploración y muestreo que puede clasificarse como excelente; en suelo seco es la única confiable, ya que los métodos de perforación y muestreo convencionales que emplean agua o lodo como fluido de perforación pueden proporcionar cambio de sus propiedades mecánicas.

Los factores que deben tomarse en cuenta para la selección del pozo a cielo abierto como técnica de muestreo son: a) la profundidad máxima que puede alcanzarse, b) el tiempo y costo de ejecución y c) que el nivel freático sea profundo.

2. El penetrómetro o cono holandés permite detectar con precisión los cambios estratigráficos, utilizando como indicador la variación de la resistencia de punta.

El procedimiento de exploración con penetrómetro eléctrico es la técnica de exploración más eficiente y económica de que se dispone actualmente para suelos blandos.

3. El muestreo con tubos abiertos de pared delgada (Shelby) permite obtener muestras de suelo blando relativamente inalteradas. Para fines prácticos, esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes en los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieran para el diseño geotécnico de detalle.
4. La información de los sondeos de exploración debe servir para definir los estratos característicos de los suelos y sus espesores; además, en forma aproximada, la resistencia al corte de los suelos.

5. Cada sondeo de exploración o de muestreo inalterado debe ser supervisado, de preferencia con visitas no programadas: el ingeniero supervisor revisará el equipo, instalación, habilidad del personal, protección a las muestras y control del sondeo.

Durante la ejecución, el ingeniero supervisor deberá calificar la calidad de los trabajos, tomando como base de juicio si los objetivos del estudio se están alcanzando; en caso negativo, deberá proponer medidas correctivas.

6. Los trabajos de laboratorio deberán realizarse bajo una cuidadosa supervisión técnica, encabezada por un ingeniero capacitado en tres actividades: a) programas de ensayos de laboratorio, b) procedimiento de ejecución de las pruebas, y c) recopilación de la información.

Los resultados de laboratorio se ven afectados por la alteración de las muestras; por tanto, la exactitud de las predicciones en mecánica de suelos depende de la calidad de las muestras ensayadas. De esta manera, será tarea del ingeniero supervisar ordenadamente los trabajos de laboratorio.

No deberán realizarse pruebas mecánicas en:

- a) Las muestras alteradas.
 - b) Las muestras que se localicen arriba del nivel freático y que hayan sido recuperadas con tubos Shelby mediante lodo bentonítico.
 - c) Las muestras en tubos Shelby que estén deformados (durante su extracción o por deficiente manejo durante su transportación).
 - d) Las muestras en tubos de pared delgada con una recuperación menor de 80 %.
7. El ingeniero diseñador definirá el programa de pruebas mecánicas a realizar en todas las muestras obtenidas: en cada caso se espe-

cificará claramente el procedimiento de ensaye (presiones confinantes, secuencia de aplicación y magnitud de incrementos de carga), en función de las características del proyecto, condiciones estratigráficas y piezométricas, así como de la calidad de las muestras.

8. El análisis de la estabilidad del túnel se presentará en una memoria de cálculo, que deberá contener la siguiente información:
 - a) Datos del proyecto: el trazo y niveles de proyecto del túnel, así como la geometría y dimensiones de la sección.
 - b) Datos geotécnicos: estratigrafía del sitio (resultados de sondeos de cono y muestreo selectivo), posición del nivel freático, información piezométrica de los estratos permeables y resultados de ensayos de laboratorio. Definición de las zonas geotécnicas que atraviese el túnel.
 - c) Estructuras existentes en la superficie: su localización, características de cimentación y estructuración, magnitud de las cargas transmitidas al suelo y susceptibilidad a sufrir daños por hundimientos diferenciales.
 - d) Conclusión conteniendo claramente descritas las etapas del procedimiento de excavación, con la siguiente información:
 - Geometría y dimensiones de la sección, indicando la secuencia de ataque del frente.
 - Longitud de avance sin soporte máximo permisible.
 - En caso de ser de frente abierto, deberá especificarse su longitud sin soporte. Y en caso de ser de frente a presión, la presión de operación.

9. Una excavación hecha con escudo cortador mecanizado representa ventajas notables para el comportamiento del terreno (presión permanente contra la frente de excavación e inyección de relleno inmediato del espacio entre revestimiento y terreno), que se traducen a su vez en ventajas para el trabajo estructural del revestimiento del túnel, mismas que no se obtienen, en tan alto grado

con los otros sistemas de excavación con escudo en suelos blandos.

Tales ventajas provienen de proporcionar soporte inmediato al terreno, tanto en la frente de excavación como en las paredes, lo cual reduce en gran medida el remoldeo o la plastificación de la arcilla alrededor del túnel, de forma que ésta conserva prácticamente íntegras sus propiedades mecánicas.

10. Por razones de espacio, en túneles de sección transversal pequeña o cuando se excava a media sección puede ser apropiado el uso de martillos neumáticos manuales. Para manejar y cargar el material de excavación se puede emplear cargadores frontales con descarga lateral, hacia el frente o hacia atrás, que además son útiles para excavar las partes bajas de la sección del túnel y para afinar el piso; pueden estar montados sobre neumáticos o sobre orugas, de acuerdo a las condiciones del suelo y a la presencia o no de agua.
11. En túneles con buena ventilación es posible el uso de camiones de volteo con motores de combustión para transportar el material excavado. También es común el empleo de vagones sobre vías movidas por locomotoras eléctricas o de motor diesel; en este procedimiento debe contarse con cambios de vía que permitan el tránsito de vagones vacíos o cargados sin problema dentro del túnel, como los cambios laterales o los cambios verticales.
12. El futuro de la construcción de túneles, no sólo en México sino en el mundo entero, que además es el futuro de la construcción de importantes obras de ingeniería, tales como vialidades, metro, ferrocarriles urbanos y suburbanos, obras de drenaje y conducción de agua en grandes ciudades como la nuestra y la construcción de túneles para minas, se ve muy prometedor, gracias a la implantación de nuevas técnicas y al desarrollo en la fabricación de estos nuevos equipos, que sin duda alguna representa un reto en la capacitación de los técnicos e ingenieros.

13. La propuesta de instrumentación se enfocará a obtener mayor información de zonas específicas, para aclarar las incertidumbres existentes en el cálculo teórico.

En todos los casos se definirá la distancia mínima a la posición del frente, para la colocación de los aparatos e inicio de las mediciones.

Se instalarán varios aparatos en una misma sección, de manera que la información pueda ser comparada entre sí; para cada cadenamiento a instrumentar, se especificará el tipo y características de los aparatos, indicando el criterio y propósito de las mediciones, así como la precisión mínima necesaria.

14. La instrumentación debe estar diseñada para los siguientes dos propósitos:
- a) Para obtener información para el diseño.
 - b) Para el control durante la construcción.

En el primer caso, el objetivo más frecuente es determinar el estado de presiones del agua intersticial (presión de poro) y los asentamientos que sufre la zona en estudio.

En el segundo, usualmente se necesita para definir la evolución de la presión de poro y su relación con el proceso de construcción, así como las deformaciones horizontales y verticales.

15. La instrumentación y las mediciones en un túnel pueden resultar en ahorros sustanciales de la construcción del mismo; asimismo, pueden proporcionar información que constituya una contribución genuina al estado del arte. Sin embargo, en ciertas condiciones, el uso indiscriminado de las mediciones puede ser un gasto inútil.

16. Un aspecto clave en cualquier programa de observaciones de campo que involucre el uso intensivo de instrumentación y mediciones - es que los resultados de éstos deberán ser capaces de estimular modificaciones al diseño y a los procedimientos constructivos.

Si la naturaleza del proyecto de un túnel es tal que éstos (el - diseño y el procedimiento constructivo) no pueden ser alterados en beneficio de la construcción subsecuente, entonces la necesidad de las mediciones debe ser puesta en duda.
17. Las ventajas de los sistemas de instrumentación utilizados en la ejecución de las mediciones, particularmente al proporcionar -- elementos para juzgar la seguridad de las excavaciones durante - su ejecución, los efectos de los sistemas estabilizadores y los tiempos de estabilización.
18. Por otro lado, el análisis del comportamiento de excavaciones - subterráneas, con base en observaciones de campo, abre un amplio panorama para un diseño más racional de las estructuras y de re- vestimiento definitivo.
19. En resumen, para construir túneles es necesario disponer de ins- trumentos que permitan detectar a tiempo cualquier anomalía o - indicio de falla de la estructura. Entre más sencillo sea el - instrumento mayor será la confiabilidad.
20. Se recomienda un solo revestimiento porque resulta más económico en todos aspectos, además de que se logran avances mayores.
21. Se deberá desarrollar un ademe primario que funcione como definiti- vo, cumpliendo así las condiciones de resistencia, deformabili- dad y estanqueidad.

22. Para lograr que el diseño del revestimiento sea lo más económico posible, es fundamental contar con la mejor información relacionada con las características del suelo, de ahí la importancia de -- hacer la exploración, muestreo y pruebas de laboratorio lo más completo posible; además, apoyarse en experiencias de otros túneles - excavados en suelos similares.
23. Necesidad de tomar en cuenta la interacción estructura-suelo para el diseño del revestimiento.
24. Las filtraciones se pueden controlar más fácilmente cuando se usa concreto lanzado que cuando el revestimiento permanente es colado en el lugar.
25. El concreto lanzado, gracias a su ductilidad y a su interacción - íntima con el suelo, ha demostrado que puede resistir solicitaciones sísmicas mayores que los revestimientos masivos.

BIBLIOGRAFIA

- 1) CONCRETO LANZADO
Ryan F. Timothy
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
México, 1981.
- 2) CURSO VICTOR HARDY 85
TUNELES Y EXCAVACIONES SUBTERRANEAS
Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles
Y Obras Subterráneas.
México, 1985.
- 3) ESTABILIDAD DE TUNELES EXCAVADOS EN SUELOS
Tamez González Enrique
México, 1984.
- 4) ESPECIFICACIONES TECNICAS
Gerencia de Proyectos de la Comisión de Vialidad
Y Transporte Urbano del Departamento del Distrito
Federal.
- 5) EXCAVACIONES SUBTERRANEAS EN ROCA
E. Hoek, D. Sc., E. T. Brown, Ph.D.
Editorial Mc Graw Hill, 1985.
- 6) EXPLORACION Y MUESTREO DE SUELOS
Manual de Obras Civiles, C.F.E., Geotecnia.
México, 1980.
- 7) GUIDELINES FOR TUNNEL LINING DESIGN
T. D. Rourke
American Society of Civil Engineers.
U.S.A., 1984.

- 8) INSTRUMENTACION EN MECANICA DE ROCAS
Manual de Obras Civiles, C.F.E., Geotecnia.
México, 1983.
- 9) INSTRUMENTACION EN SUELOS Y ESTRUCTURAS TERREAS
Manual de Obras Civiles, C.F.E., Geotecnia.
México, 1983.
- 10) LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES
Rico Rodríguez Alfonso y Del Castillo Mejía Hermilo
Volumen 1
Editorial Limusa, 1982.
- 11) LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES
Rico Rodríguez Alfonso y Del Castillo Mejía Hermilo
Volumen 11
Editorial Limusa, 1983.
- 12) MECANICA DE SUELOS
Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso
Tomo 1
Editorial Limusa, 1981.
- 13) MECANICA DE SUELOS
Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez Alfonso
Tomo 11
Editorial Limusa, 1981.
- 14) MANUAL DE ESTUDIOS GEOTECNICOS
Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del
Departamento del Distrito Federal.
México, 1985.
- 15) MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TUNELES
Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del
Departamento del Distrito Federal.
México, 1985.

- 16) OBRAS SUBTERRANEAS
Manual de Obras Civiles, C.F.E., Geotecnia.
México, 1979.
- 17) PERFORACION DE EXPLORACION
B. I. Voz Duízhenki, O.N. Golubíntsev y
A.A. Novozhílov.
Editorial MiR, 1982.
- 18) PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION
Manual de Obras Civiles, C.F.E., Geotecnia.
México, 1982.
- 19) PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS SUELOS
Manual de Obras Civiles, C.F.E., Geotecnia.
México, 1980.
- 20) PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO
Manual de Obras Civiles, C.F.E., Geotecnia.
México, 1980.
- 21) REVISTA INGENIERIA
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
Volumen LII , Número 1-1982
México, 1982.
- 22) REVISTA INGENIERIA
Facultad de Ingeniería, U.N.A.M.
Volumen LVII , Número 2-1987
México, 1987.