

01121
112

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO



FACULTAD DE INGENIERIA

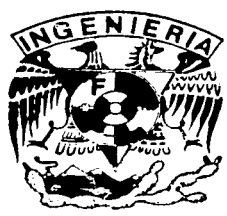
"METODO SIMPLIFICADO PARA EL DISEÑO DE TUNELES
EN SUELOS BLANDOS"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
ALFREDO PERALTA MANDUJANO

DIRECTOR DE TESIS: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO

MEXICO, D. F.

FEBRERO 2003



A



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCGT/SEAC/UTIT/154/02

Señor
ALFREDO PERALTA MANDUJANO
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"MÉTODO SIMPLIFICADO PARA EL DISEÑO DE TÚNELES EN SUELOS BLANDOS"

- INTRODUCCIÓN
- I. GEOLOGÍA DEL VALLE DE MÉXICO
 - II. OBRAS SUBTERRÁNEAS EN LA CUENCA O VALLE DE MÉXICO
 - III. MECANISMO SIMPLIFICADO DE ESTABILIDAD DE TÚNELES EXCAVADOS EN SUELOS, APLICADO AL DISEÑO Y A LA CONSTRUCCIÓN
 - IV. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS
 - V. EJEMPLO ILUSTRATIVO
 - VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 28 Octubre 2002.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

B

A mis papás, Juvenal y Paula con el inmenso cariño que les tengo y agradecimiento por todo el apoyo que me han otorgado, y porque siempre serán lo más importante en mi vida

A todos mis hermanos Efrain, Jaime, Alma Rosa, Juvenal, Gustavo, Salvador y sobrinos, Jaime, Ulises, Armando y Luis Angel por todo lo que representan para mí, a pesar de la gran distancia que nos separa

A mis primos, Filogonio y Claudia, por la confianza que han sabido darme y sin dejar de mencionar a sus dos bebés, Jorge y Uriel

A mis primas, Silvia, María Inés, Griselda y Rosa Linda, y agradecimiento por los buenos momentos que compartimos juntos, y los malos momentos que las hice pasar

A mis compadres, Rolando y Nancy con el respeto que se merecen y a sus bebés, Arturo y María Magdalena

A doña Hermelinda (mi abue), por ser una persona a la cual aprecio demasiado, y que ha sabido contagiarme con su sinceridad y humildad

A los señores, Amado y Magdalena con afecto y agradecimiento por haberme aguantado durante mucho tiempo

C

Método Simplificado para el Diseño de Túneles en Suelos Blandos

INDICE

Introducción	1
1. Geología del Valle de México	3
1.1 Aspectos geológicos de la formación de los suelos de los lagos de la Ciudad de México, Texcoco, Xochimilco y Chalco.	
1.2 Zonificación tentativa.	
<i>Zona Poniente.</i>	
<i>Zona Norponiente.</i>	
<i>Zona del Tepeyac.</i>	
<i>Crestones dentro del Lago.</i>	
<i>Cerro de la Estrella.</i>	
<i>Transición entre los lagos de la Ciudad de México y Xochimilco.</i>	
<i>Lago de Chalco y Xochimilco.</i>	
<i>Frontera Sur del Lago de Xochimilco.</i>	
1.3 Ampliación de los estudios previos.	
1.3.1 <i>Zona Pétrea.</i>	
1.3.2 <i>Zona de Transición.</i>	
1.4 Geotecnia del Cerro del Tepeyac y Zonas Aledañas.	
1.4.1 <i>Geología.</i>	
1.4.2 <i>Estratigrafía.</i>	
1.4.3 <i>Nivel freático.</i>	
1.4.4 <i>Implicaciones de la estratigrafía en el diseño y comportamiento de cimentaciones.</i>	
1.5 Geotecnia del Cerro de la Estrella y Zonas Aledañas.	
1.5.1 <i>Geología.</i>	
1.5.2 <i>Estratigrafía.</i>	
1.5.3 <i>Nivel freático.</i>	
1.5.4 <i>Implicaciones de la estratigrafía en el diseño y comportamiento de las cimentaciones.</i>	
1.6 Aspectos geotécnicos en la Zona del Peñón del Marqués o Peñón Viejo.	
1.6.1 <i>Geología.</i>	
1.6.2 <i>Estratigrafía.</i>	
1.6.3 <i>Implicaciones de la estratigrafía en el diseño y comportamiento de las cimentaciones.</i>	
1.7 Aspectos geotécnicos de la Margen Sur del Lago de Xochimilco.	
1.7.1 <i>Geología.</i>	
1.8 Geología del Relleno Cuaternario de la Cuenca de México.	
1.8.1 <i>Cuadro Tectónico Mayor.</i>	
1.8.2 <i>Etapas en la formación de la cuenca.</i>	
1.9 Hundimiento Regional.	
1.9.1 <i>Abastecimiento de agua y población.</i>	

D

2. Obras Subterráneas en la Cuenca o Valle de México

25

2.1 Obras Subterráneas fuera del área urbana.

- 2.1.1 Obras en la Serie Nochistongo.*
- 2.1.2 Obras en la Formación Tarango.*
- 2.1.3 Obras en la Serie Huehuetoca.*
- 2.1.4 El Agua como gran problema.*

2.2 Obras Subterráneas dentro del área urbana.

- 2.2.1 El Subsuelo Bajo el área urbana.*
- 2.2.2 Obras en la Zona del Lago.*
- 2.2.3 Obras en la Zona de Transición y en el de Lomas.*

3. Mecanismo simplificado de estabilidad de túneles excavados en suelos, aplicado al diseño y a la construcción

50

3.1 Criterios de análisis y diseño.

3.1.1 Ecuación general de estabilidad del frente.

- 3.1.1.1 Descripción del mecanismo de falla.*
- 3.1.1.2 Mecanismo de falla simplificado.*
- 3.1.1.3 Factor de seguridad del frente.*

3.1.2 Casos particulares de la ecuación general de la estabilidad.

- 3.1.2.1 Túneles en suelos puramente cohesivos (arcillas saturadas).*
- 3.1.2.2 Túneles en suelos cohesivos-friccionantes.*
- 3.1.2.3 Escudo con frente a presión.*

3.1.3 Factores de seguridad aplicables.

3.1.4 Túneles bajo el nivel freático.

3.2 Diseño del revestimiento.

- 3.2.1 Aspectos generales.*
- 3.2.2 Comportamiento del sistema suelo-revestimiento.*
- 3.2.3 Espesor del revestimiento.*
- 3.2.4 Aspectos del diseño estructural del revestimiento.*

3.3 Análisis de asentamientos superficiales.

- 3.3.1 Aspectos generales.*
- 3.3.2 Configuración de asentamientos en la superficie.*
- 3.3.3 Estimación del asentamiento máximo.*

4. Procedimientos Constructivos

99

4.1 Túneles.

4.1.1 Escudos.

4.1.2 Tipos de escudos según su grado de mecanización.

- 4.1.2.1 Escudo Manual.*
- 4.1.2.2 Escudo Semimecanizado.*
- 4.1.2.3 Escudos Mecanizados.*

4.1.3 Escudos para suelos blandos.

4.1.4 Procedimientos constructivos en suelos blandos.

- 4.1.4.1 Excavación utilizando escudo de frente abierto y aire comprimido.*
- 4.1.4.2 Escudo de frente cerrado presurizado con lodo.*
- 4.1.4.3 Escudo de presión de tierra balanceada.*

F

4.1.4.4	<i>Escudo con cámara de aire comprimido.</i>	
4.1.4.5	<i>Aplicaciones y recomendaciones de los métodos de tuneeo de acuerdo a las condiciones de geología y agua subterránea.</i>	
4.2	Construcción de túneles en suelos firmes.	
4.2.1	<i>Excavación con procedimientos convencionales.</i>	
4.2.2	<i>Excavación con escudos.</i>	
4.2.3	<i>Excavación con el método Premil.</i>	
4.2.4	<i>Excavación mediante Jet Grouting.</i>	
4.3	Revestimiento primario.	
4.4	Revestimiento definitivo.	
5	Ejemplo ilustrativo	146
5.1	Descripción del problema.	
	<i>Geometría del túnel.</i>	
	<i>Estratigrafía y propiedades mecánicas.</i>	
	<i>Parámetros de diseño.</i>	
5.2	Diseño del procedimiento constructivo.	
	<i>Análisis de estabilidad del frente de la excavación.</i>	
	<i>Longitud de avance de la excavación sin soporte.</i>	
	<i>Análisis de estabilidad general.</i>	
5.3	Análisis del asentamiento superficial.	
	<i>Curva de respuesta del suelo circundante.</i>	
	<i>Curva de respuesta del revestimiento.</i>	
	<i>Presión de diseño del revestimiento.</i>	
	<i>Asentamiento superficial máximo.</i>	
5.4	Diseño del revestimiento único.	
	<i>Estimación de la presión de diseño a largo plazo.</i>	
	<i>Espesor de la bóveda de concreto lanzado.</i>	
	<i>Espesor de la cubeta.</i>	
	<i>Elementos mecánicos en el revestimiento.</i>	
6	Conclusiones	159
	<i>Conclusiones generales.</i>	
	<i>Conclusiones de los resultados obtenidos en el ejemplo ilustrativo.</i>	
	<i>Conclusiones finales.</i>	
Referencias		161
Bibliografía		162

F

Introducción

Remontémonos a los inicios del siglo XIV, cuando por primera vez llegaron los Aztecas al Valle de México, provenientes del noroeste de México. Acosados por las tribus que allí habitaban, se refugiaron y se establecieron en el interior del gran lago central de esta región, donde encontraron caza y pesca abundantes para su sustento y desarrollo.

Su ingenio y su carácter audaz los llevó pronto a dominar a sus enemigos y posteriormente a señorear en todo el valle y en buena parte del centro y sur de lo que es hoy México.

Tenochtitlán, centro principal del imperio por ellos fundada, maravilla lacustre que deslumbró a Hernán Cortés y a sus hombres cuando por primera vez la observaron. Los españoles, después de asediarla por tierra y agua, lograron someterla en agosto de 1521.

Contra la opinión de la mayoría de sus capitanes Hernán Cortés, ordenó fundar y construir la capital de la Nueva España sobre las ruinas de Tenochtitlán. Con esta decisión se propuso suplantarlo definitivamente la cultura indígena y eliminar toda posibilidad de resurgimiento. Fue la pauta principal para que se originara lo que ahora es la ciudad de México.

Siendo cabecera política, administrativa, industrial y comercial, la ciudad de México ha sido diferente a las demás ciudades del país al grado de concentrar, en la actualidad, 16, 674,160 habitantes en la zona metropolitana (INEGI, 1995).

Los habitantes que viven hoy en su área metropolitana plantean demandas impresionantes de servicio de todo tipo, entre los que destacan el de agua potable, el de drenaje y el de transporte colectivo.

Todavía a principios de este siglo, la ciudad presentaba una impresionante red de canales navegables y largas y anchas avenidas. El agua potable llegaba al centro urbano por acueductos y el agua negra salía por acequias y canales de desagüe.

Ahora existe una vasta red de tuberías de agua y colectores de drenaje subterráneos, contruidos tradicionalmente en zanjas y más recientemente en túneles, y sólo permanece, como testigo de otros tiempos, el gran canal de desagüe, que ha ido entubándose progresivamente pero que todavía conserva a cielo abierto su extremo nororiente.

La red de colectores, diseñada para proporcionar un buen servicio de drenaje, funcionó bien hasta los años cincuenta, sin embargo, se ha distorsionado por el asentamiento regional provocado por la extracción de agua potable de los mantos acuíferos bajo la ciudad, y para volver a trabajar por gravedad, ha tenido que complementarse con túneles de drenaje más

profundos (profundidad a la clave de 30 m bajo el área urbana); la primera fase de este sistema, (Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal), se puso en servicio en 1975.

El Metro, cuyas primeras líneas fueron inauguradas en 1969, se ha construido en superficie, o en viaducto elevado, donde ha habido un amplio derecho de vía. Sin embargo en la mayoría de los casos se ha utilizado la solución de cajón subterráneo poco profundo, construido a cielo abierto entre muros de contención de concreto, colados en zanjas ademadas con lodo bentonítico y sostenido por puntales de acero durante la excavación.

Al presente, las restricciones ambientales y operativas de la ciudad han obligado a seleccionar, para las últimas líneas en construcción, la solución en túnel, con profundidades a la clave de 9 y 18 m. En los próximos años todo parece indicar que en el valle de México se construirán muchos más túneles para agua potable, drenaje y transporte público.

La experiencia acumulada hasta hoy en más de 120 Km. de túneles, construidos en una gran diversidad de suelos y rocas de este valle, constituye una buena base de conocimiento. Pero para emprender las nuevas obras con mayores y mejores concertados recursos técnicos y tecnológicos, de manera que su construcción resulte más competitiva respecto a las soluciones tradicionales, es necesario profundizar, a través de la confrontación de la práctica con la teoría y a través de la investigación, en aquellos aspectos de tuneleo aun no bien comprendidos en la actualidad.

El objetivo de este trabajo es el de mostrar la aplicación de un método simple, para el análisis y diseño de túneles en suelos, utilizando un mecanismo de falla simplificado, el cual se ha desarrollado en 6 capítulos, siendo el primero de ellos el que describe la geología del valle de México en forma muy general.

En el segundo capítulo que lleva por nombre "Obras Subterráneas en la cuenca o Valle de México", se describen los túneles más importantes construidos en el valle, desde el primer túnel realizado en el valle hasta los llevados a cabo para el Metro y Drenaje Profundo del Distrito Federal, dentro y fuera de la zona urbana, así como los problemas de ingeniería que plantearon los diferentes tipos de suelo.

En el tercer capítulo se describe el Método simplificado de análisis de túneles excavados en suelos, el cual constituye la parte medular de este trabajo.

En el capítulo 4 se describen los procedimientos constructivos más usados para la excavación de túneles en suelos puramente cohesivos y suelos cohesivo-friccionantes.

En el capítulo 5 se muestra la aplicación del método, mediante a un ejemplo ilustrativo.

En el capítulo 6 y último se dan las conclusiones del trabajo de tesis desarrollado tanto generales, relativas al ejemplo ilustrativo y finales.

Geología del Valle de México

1.1 Aspectos geológicos de la formación de los suelos de los lagos de la Ciudad de México, Texcoco, Xochimilco y Chalco.

La formación de la cuenca del Valle de México se originó después de una época intensa de actividad volcánica, en la cual fueron apareciendo las sierras que se muestran en la figura 1.1. Finalmente el conjunto de montañas formado dió origen a un vaso de almacenamiento natural en el que se depositaron rellenos cuaternarios. En esta figura se incluye el orden cronológico en que apareció cada serranía y se observa que el último evento geológico cobra mayor importancia al sur de la cuenca. Entre la aparición de las Sierras de las Cruces y Río Frío, que ocurre en el Plioceno, y el cierre total de la cuenca durante el Cuaternario Superior (que corresponde a la formación de la Sierra de Chichinautzin), existían dos grandes valles que drenaban hacia el sur en el Río Amacuzac, según se aprecia en la figura 1.2. El más grande corría paralelo a la Sierra de las Cruces y pasaba por lo que ahora es Xochimilco; mientras que el menor corría paralelo a las faldas de la Sierra Nevada hasta llegar a Cuautla. Durante el desarrollo de estos valles se formaron acarrees aluviales que alcanzaron un espesor hasta de 1000 m, enseguida se produjo el cierre de la cuenca y se inició la formación de los depósitos lacustres que sobreyacen los aluviones mencionados.

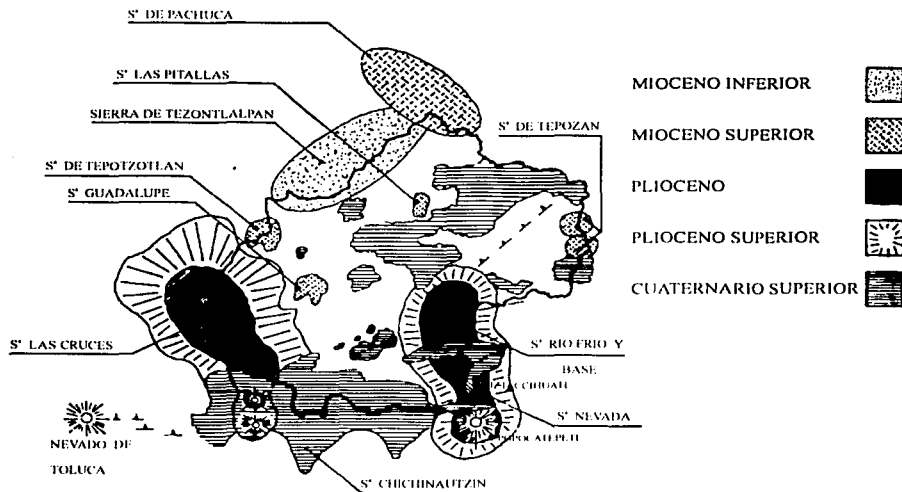


Fig 1.1 Desarrollo volcánico de la cuenca del Valle de México

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

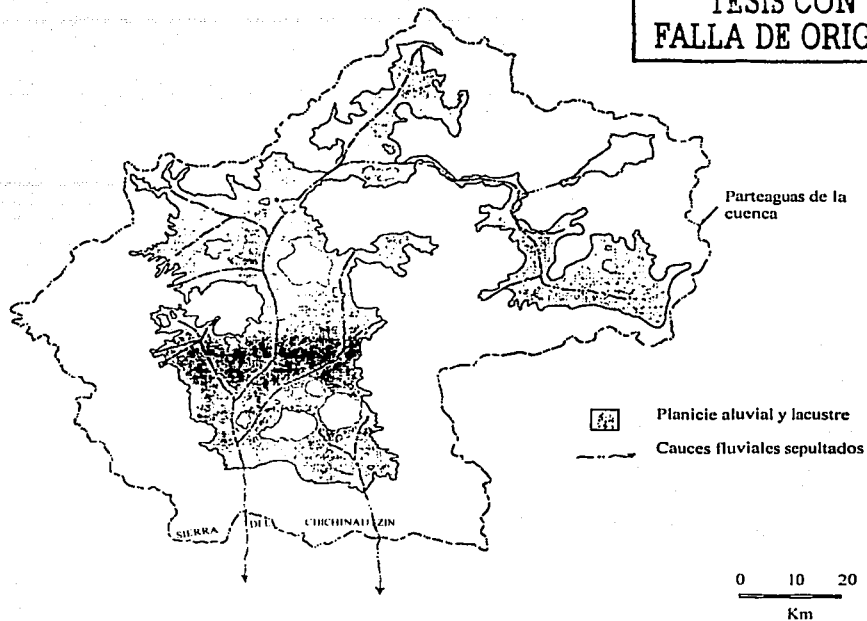


Fig 1.2 La probable red fluvial pre-Chichinautzin

Estos depósitos provienen de la sedimentación de ceniza volcánica transportada por aire o por corrientes de agua hacia los lagos de la cuenca. Un primer horizonte, observando las formaciones de abajo hacia arriba, lo constituye la Formación Tarango, que contiene en su parte más superficial arena cementada con carbonato de calcio, con algo de limo en las capas superiores y con grava en las capas inferiores. Una de estas costras constituye la primera capa dura. Se encuentra también ceniza volcánica blanca del tamaño de arena fina. Estratificadas entre estas capas de arena se encuentra arcilla lacustre de alto contenido de agua. Sobre estos suelos se depositó la Formación Tacubaya compuesta principalmente por arcilla de alta compresibilidad con lentes de arena. Finalmente, sobre estos estratos se encuentran las Formaciones Becerra, Barrilaco y Totolsingo. Esta clasificación es de origen geológico. La llamada zona del lago de la ciudad de México está constituida por:

1.-Manto Superficial. Compuesto por depósitos areno-arcillosos o limos con abundancia de restos arqueológicos, o bien, rellenos artificiales que en algunos sitios de la ciudad llegan hasta 10 m de espesor. Esta zona corresponde o forma parte de las Formaciones Barrilaco y Totolsingo.

2.-Formación Arcillosa Superior. Suelos que corresponden a la Formación Tacubaya, formados por el arrastre y sedimentación de ceniza volcánica de tamaño ultrafino en el

ambiente del Lago de la Ciudad de México y el Lago de Texcoco; está constituida por arcillas de alta compresibilidad, de variados colores, de consistencia blanda a media, su espesor oscila entre 15 y 32 m y contiene lentes delgadas de arena.

3.- *Capa Dura*. La definición de esta capa se hace con datos de la zona céntrica de la ciudad; se le atribuye un espesor aproximadamente 3 m y una composición de suelos limoarenosos compactos o rígidos, cementados con carbonato de calcio. Esta descripción corresponde a una época geológica donde predominó la sequía y en condiciones tales que el Lago de Texcoco se encontraba a una elevación más o menos constante en la cuenca, excepto en la zona céntrica del Lago de Texcoco que se presume permanecía sumergida.

4.- *Formación Arcillosa Inferior*. Compuesta por arcilla volcánica semejante a la de la Formación Arcillosa Superior, debido a su confinamiento resulta más resistente, tiene espesores de 4 a 14 m.

5.- *Depósitos Profundos*. Depósitos de arena con grava separados por estratos de limo o arcilla arenosa.

La Capa Dura, la Formación Arcillosa Inferior y los Depósitos Profundos corresponden a la formación Tarango. Las definiciones anteriores se aplican con exactitud a la zona lacustre de la Ciudad de México y de Texcoco. Sin embargo, hacia el sur de la ciudad se encuentra una zona de transición entre estos lagos y los lagos de Chalco y Xochimilco cuya estratigrafía se vió afectada por la actividad de pequeños conos volcánicos, de tal manera que se distingue un proceso de formación diferente: Esta frontera la forma de manera aproximada la avenida Río Churubusco y la calzada Ermita Ixtapalapa, al norte (sondeos 159, 48 y 56) y la calzada de las Bombas junto con la calzada México-Tuyehualco al sur (sondeos 14, 58 y 26). Para más detalles de los sondeos que se mencionan en este capítulo ver referencia 1, página 17. Algunos de los volcanes de las Sierras de Santa Catarina y Chichinautzin tuvieron actividad hasta épocas muy recientes. En algunos puntos al sur de Xochimilco, se presenta una costra de toba superficial de 3 m de espesor y a continuación arcilla de alta compresibilidad con contenido de agua de 200 %. En los pozos para abastecimiento de agua potable de la zona de San Lorenzo Tezonco (que corresponde a una parte baja de la Sierra de Santa Catarina) se pudo comprobar y observar que se tienen alternancias de basalto, arcilla y arena hasta 180 m de profundidad. La aparición de basalto sobre arcilla lacustre permite afirmar que ha habido derrames basálticos hasta épocas en las que el Lago de Texcoco había alcanzado su máxima elevación. Por otra parte el hecho de encontrar arcilla hasta 180 m de profundidad concuerda con las exploraciones del Pozo Texcoco 1, donde también se encontró hasta 160 m de profundidad, pero estratificada con limo y arena. En el área delimitada por los lagos de Texcoco y Xochimilco así como en todas las exploraciones de Xochimilco se encuentra con frecuencia arena, de características diferentes a las observadas en la ciudad de México, estratificada con arcilla; mientras que en el Lago de Texcoco y en el de la ciudad de México las capas de arena son muy escasas y sólo aparece la primera capa dura como una unidad continua en ambos lagos. La explicación de esta diferencia estriba en lo siguiente: Las Sierras de Chichinautzin y la de Santa Catarina tenían pequeños conos volcánicos activos hasta épocas muy recientes.

Estos conos arrojaron ceniza volcánica y arena en sus explosiones. La arena se encuentra en mayor proporción en las regiones cercanas a estos pequeños volcanes, de acuerdo con los datos de distintos sondeos, mientras que la ceniza puede transportarse a regiones más

lejanas. Entonces únicamente alrededor de las serranías mencionadas debería aparecer la arena, lo cual es un hecho tanto en Iztapalapa como en Xochimilco. Además se observa que al aproximarse a la Sierra de Chichinautzin desaparece la arcilla y se registra mayor espesor de arena hasta llegar a las formaciones de basalto (San Lucas Xochimanca) donde desaparece totalmente la arcilla. Adicionalmente se debe considerar que las aportaciones de los Lagos de Texcoco y de la Ciudad de México, provienen de ríos que escurren sobre zonas impermeables arrastrando sólidos; mientras que las mayores aportaciones de los lagos de Xochimilco y Chalco provienen de manantiales que afloran al pie de los derrames basálticos.

1.2 Zonificación tentativa.

Durante el proceso de formación de los suelos del Gran Lago del Valle de México se presenta una época diluvial después de la cual ocurre un proceso de desecación, según se observa en la secuencia de la figura 1.3. Durante este proceso se alternan épocas de lluvia y épocas de sequía y se desarrolla un sistema hidrográfico que participa en mayor grado en la formación de los suelos de la zona de transición. Según se observa de la fig 1.3a, en la época diluvial el lago cubría la mayor parte del valle. A medida que disminuye el área lacustre se generan depósitos aluviales al pie de las serranías, siendo mayor su espesor en las fronteras del lago donde se suaviza la pendiente o se amplían los cauces. Para fundamentar la zonificación se describe brevemente el proceso de formación de los suelos en las márgenes del lago y en otras zonas de interés, haciendo énfasis en las zonas aluviales.

Zona Poniente: La Sierra de las Cruces está formada por toba limosa y arcillosa impermeable cuya pendiente hacia la zona lacustre es relativamente suave en comparación con la pendiente de los Peñones y el Cerro del Tepeyac. La presencia de los ríos del poniente, corrobora lo anterior. En estas condiciones los depósitos aluviales se sedimentan suavemente sobre la arcilla del Lago de la Ciudad de México generando estratigrafías como la siguiente: capas superficiales de suelos arcillosos o limosos con contenido de agua bajo, en estado suelto o de consistencia blanda. Bajo estos suelos y hacia la zona del lago principia a encontrarse una capa de arcilla lacustre de alta compresibilidad, cuyo espesor aumenta hacia el centro del lago. Finalmente a continuación de estos suelos se tiene la toba característica de la zona pétreo. Esto ocurre en todo el límite poniente del lago, desde Chapultepec hasta unos kilómetros al sur del Río Churubusco. Esta situación se refleja en el comportamiento de las cimentaciones en esa zona, conocida como transición haciendo relativamente benignos los problemas de cimentación.

Zona Norponiente: Comprende la zona de depósitos aluviales de los Ríos Tlanepantla, de los Remedios y San Javier (Zona Vallejo). En esta zona, la erradicidad es mucho mayor que en el poniente, en vista de que los cauces corren sobre los suelos arcillosos, durante la alternancia de épocas de lluvia y sequía provocan su erosión dejando bolsas de arena a distintas elevaciones. Se observa después de lo que pudiera llamarse la capa dura, que es la zona a partir de la cual comienza a aparecer arena compacta, estratificaciones de arena y arcilla lacustre de espesor variable hasta 60 m de profundidad.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

1 LOS LÍMITES APROXIMADOS DURANTE LA ÉPOCA DILUVIAL

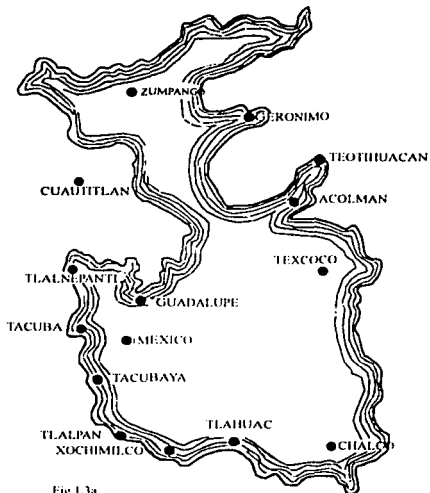


Fig 1.3a

2 AL COMIENZO DEL SIGLO XVI



Fig 1.3b

3 AL COMIENZO DEL SIGLO XIX

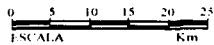
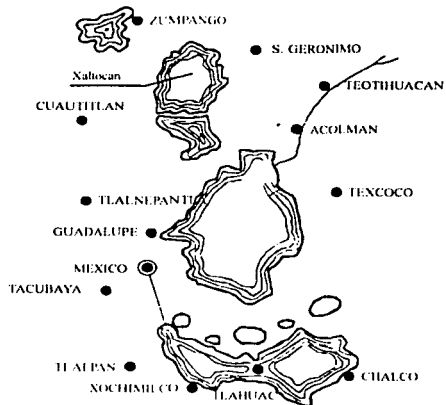


Fig 1.3c

4 EN EL AÑO 1889

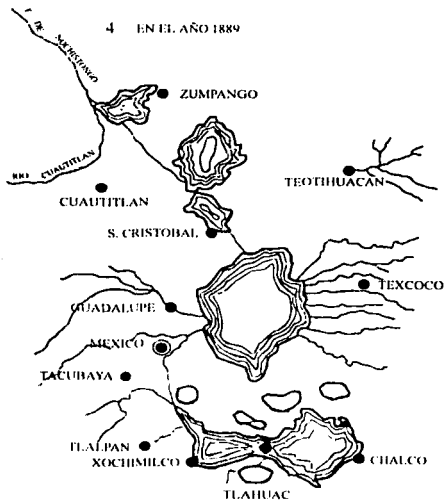


Fig 1.3d

Fig 1.3 Secuencia del desarrollo de los lagos

En esta zona el espesor neto de los estratos comprensibles de un punto a otro minimiza el problema de hundimientos regionales dando asentamientos relativamente uniformes, a pesar de tener variaciones estratigráficas muy importantes.

Zona del Tepeyac: Comprende una franja de 1 km al pié de la Sierra de Guadalupe donde la topografía cambia bruscamente introduciendo un crestón en el lago, formado por los cerros de los Gachupines, Santa Isabel, Guerrero y Tepeyac. Estos cerros en ciertas zonas, tales como la Basílica de Guadalupe, penetran dentro de las formaciones lacustres de la Ciudad de México y Texcoco, generando cambios abruptos en el espesor de los suelos comprensibles, provocando con ello problemas de cimentación muy importantes en zonas de transición. Esta zona se distingue de las demás por ser de transición abrupta.

Crestones dentro del Lago: Comprenden los Peñones de los Baños y del Marqués. Alrededor de estas irregularidades ocurre una situación similar a la encontrada alrededor de la Basílica de Guadalupe. La topografía de la roca basal penetra abruptamente dentro de las formaciones lacustres generando cambios bruscos en el espesor de los estratos de alta compresibilidad. En esta zona se tiene la agravante de que antiguamente existían manantiales y actualmente el bombeo de los estratos profundos permeables ha convertido esas zonas en pozos de absorción.

Cerro de la Estrella: Comprende la Sierra de Santa Catarina y sus alrededores. Esta es una zona de transición que divide a los lagos de Texcoco y de la Ciudad de México de los de Chalco y Xochimilco. Se caracteriza porque aparecen derrames de basalto sobre la arcilla lacustre. Hasta ahora se observa que la topografía de la roca basal alrededor del cerro de la Estrella es abrupta solo hacia el norte, mientras que hacia el sur la pendiente de la roca basal es mucho más suave. Los problemas de cimentación se limitan a estructuras antiguas de poca importancia pero es necesario que se prevea el desarrollo a futuro.

Transición entre los lagos de la Ciudad de México y Xochimilco: Comprende una franja desde la calzada de Mexicaltzingo hasta Xochimilco, e incluye una parte de la zona del cerro de la Estrella. En esta región se encuentran depósitos arcillosos estratificados con arena volcánica hasta 20 m de profundidad. No existen ríos o arroyos que aporten acarreo a esta zona, por lo que la arena que se encuentra es producto de emisiones volcánicas.

Lago de Chalco y Xochimilco: Comprende los antiguos lagos de estos nombres. Se localiza con mucha frecuencia arena volcánica estratificada con arcilla de origen lacustre integrando una estratigrafía completamente diferente a la encontrada en los lagos de Texcoco y de la Ciudad de México. En esta zona no existieron ríos que aportaran suelo al sur de la cuenca, por el fracturamiento del basalto.

Frontera Sur del Lago de Xochimilco: Comprende una franja de 600 a 1000 m a lo largo de los lagos del sur. En esta zona se distingue contactos directos de basaltos con arcilla de alta compresibilidad, así como arcilla de alta compresibilidad bajo toba compacta.

1.3 Ampliación de los estudios previos.

1.3.1 Zona Pétreo.

Esta zona incluye las faldas de la Sierra de Guadalupe, la Serranía de las Cruces y se le adicionan las partes altas de los Cerros del Peñón de los Baños, Peñón del Marqués y el Cerro de la Estrella. Constituida por suelos arenolimosos (tobas) compactos, de alta capacidad de carga y baja deformabilidad, se incluyen los derrames de basalto del pedregal. En esta zona se han detectado varios tipos de suelos que se pueden clasificar en seis grupos atendiendo a los problemas de cimentación y se describen a continuación:

a) Tobas estables aún bajo la acción erosiva del agua. Compuestas por mezclas de arena y grava en proporciones variables, cementadas por una matriz de suelos finos con alta capacidad de carga. Estos suelos aparecen con mayor frecuencia al norte de la zona poniente pétreo y especialmente, en la zona alta de las Lomas de Chapultepec en que aparecen conglomerados de gran capacidad de carga. Cuando estos suelos aparecen limpios son los mejores para utilizarse como agregados pétreos; sin embargo su localización no se puede ubicar en un plano, pues depende en gran medida de las condiciones en que se depositaron, y en la mayoría de los casos han sido cubiertos por emisiones volcánicas.

En estas zonas se localizan las cavernas que una vez se explotaron para obtener materiales de construcción y que actualmente constituyen un peligro para construcciones de todo tipo.

b) Tobas inestables bajo la acción erosiva del agua. Estos suelos están formados en gran proporción de arcilla de plasticidad media a alta con cementación pobre. Es muy probable que en estas zonas hayan existido bosques que mantenían cierto equilibrio contra la erosión, el cual fue alterado por la remoción de árboles creando zonas inestables. Se encuentran con mayor frecuencia al sur de la zona poniente pétreo (Contadero y algunas barrancas en la zona de las Aguilas). La configuración del terreno cambia de una época de lluvias a la siguiente, de manera que en algunos casos es difícil reubicarse en el sitio en temporadas cortas; es frecuente encontrar en estas regiones las raíces de árboles que crecen en las cañadas descubiertas por la erosión. Como materiales de relleno son muy malos debido a su credabilidad. A menos que se cubran debidamente y se aíslen de los cambios de humedad, sus propiedades de resistencia después de compactados disminuyen notablemente si se saturan.

c) Suelos pumíticos. Dentro de las formaciones características de la zona se encuentran espesores variables entre 1 y 3 m de arena pumítica limpia. Estos materiales sufren rotura de granos si se someten a presiones de contacto altas (25 kg/cm^2). Los estratos en que aparecen son sensiblemente horizontales y con gran frecuencia se ubican entre capas de mucho mayor dureza, por lo que es importante tenerlos presente en el diseño de cimentaciones profundas que transmitan presiones de contacto altas. En algunas ocasiones se encuentran mezclas de arena pumítica con suelos finos que disminuyen en cierto grado su compresibilidad por rotura.

d) Rellenos. Debido al intenso crecimiento que tiene la ciudad hacia las zonas pétreas, los proyectistas cada vez se encuentran con terrenos más accidentados. En algunos casos se ha

tratado de aprovechar las barrancas rellenándolas con material compactado. Los problemas de hundimientos que ocurren después de la primera saturación son críticos y continúan aún después de varias estaciones de lluvia.

e) Suelos de origen eólico. Se sabe que al pié de la Sierra de Guadalupe se encuentran eventualmente depósitos de arena suelta que sufren hundimientos bruscos bajo cargas dinámicas. Los espesores que tienen estos suelos son del orden de 4 m.

f) Roca basáltica. En una gran parte de la zona sur se tienen derrames de lava con distintos grados de fracturamiento y oquedad, en los cuales se puede observar los tipos de basalto columnar y vesicular. Las partes sanas del basalto pueden llegar a tener las mayores resistencias encontradas en el Valle de México.

1.3.2 Zona de Transición.

Esta zona es muy delicada ya que en ella ocurren cambios muy notables en la estratigrafía. En esta zona se encuentran superficialmente depósitos de arcilla o limo orgánico de la Formación Becerra cubriendo a estratos de arcilla muy compresibles intercalados con capas de arena, los cuales descansan sobre potentes mantos de arena y grava. Esta definición está basada en los resultados de exploración entre las serranías del poniente y el Lago de Texcoco. Hacia la zona norte, las capas de arcilla y arena se localizan más allá de las profundidades de interés de los proyectos actuales de ingeniería, por lo que no es posible determinar la profundidad a que aparecen los Depósitos Profundos

1.4 Geotecnia del Cerro del Tepeyac y Zonas Aledañas.

1.4.1 Geología.

La Sierra de Guadalupe se localiza al centro-este del Valle de México y limita al norte a la Ciudad de México. Su formación se debe a la actividad volcánica ocurrida en el Mioceno (Terciario Medio) y está integrada por lava andesítica (Cerro de Santa Isabel, Cerro del Guerrero y de los Gachupines), lava dacítica en ocasiones formando domos (cerro del Tenayo, Ticomán, Cuauhtepac y Chiquihuite) y lava riolítica-dacítica como las del cerro del Tepeyac. En los flancos de la sierra, principalmente al norte y Noreste, existen suelos tobáceos y pumíticos producto de la lluvia de ceniza volcánica. La erosión y arrastre de las aguas propició además la formación de depósitos tipo delta en los flancos, siendo más importantes hacia el sur y sureste. A niveles inferiores en los flancos, se encuentran depósitos lacustres debidos a la existencia en el pasado de los lagos de Texcoco al sur y al oriente, el de Xaltocan al Noreste y el de Zumpango al norte. Estos sedimentos lacustres, interestratificados con los aluviales o tobáceos, fueron depositados por lluvia de cenizas volcánicas durante la desecaciones parciales del lago, dando origen con estas a la zona de transición.

1.4.2 Estratigrafía.

La estratigrafía que se detecta en el área es de origen aluvial y se encuentra entre la zona lacustre y la pétrica. Se caracteriza por la presencia de estratos arcillosos o lentes arcillosas compresibles, alternado con capas o depósitos lenticulares de materiales arenosos o

arenolimosos de compacidad variable, pero relativamente mucho menos compresibles que los arcillosos. La distribución horizontal y vertical de los lentes y estratos arenosos, limosos y arcillosos es errática en general, puede mencionarse que los suelos arcillosos compresibles disminuyen en cantidad y espesor en la cercanía de las zonas de cerros.

Es difícil limitar la zona aluvial con sus transiciones, ya que los cambios en las características del subsuelo son graduales. Tomando en cuenta que, la ocurrencia de antiguos cauces que descendían de la zona alta del poniente principalmente (Río San Javier, Tlalnepantla y los Remedios), hace más compleja la secuencia estratigráfica en la zona, ya que desembocaban en las márgenes del Lago de Texcoco de nivel variable debido a la desecación o llenado del lago. La zona de transición próxima a la Sierra de Guadalupe se extiende desde la falda de la propia sierra hasta aproximadamente un kilómetro de distancia al sur, siendo obviamente más fuerte la erraticidad en las cercanías de la sierra que a cierta distancia de ella. Los suelos que predominan en la faja de terreno en estudio son mezclas de limo y arena en proporciones variables, de compacidad variable, con número de golpes en prueba de penetración estándar entre 5 y más de 50. El contenido de agua medio es del orden de 50% y la densidad de sólidos varía de 2.3 a 2.4. Superficialmente, con espesor medio de 10 m hacia el poniente de esta capa y ligeramente menores hacia el oriente, existen suelos compresibles similares a los que integran la Formación Arcillosa Superior, característica de la zona lacustre, con contenidos de agua entre 200 y 300%. En algunas zonas existen suelos y rellenos medianamente compactos, su espesor es variable, hasta un máximo de 2.5 m, constituidos por limo arenoso y arena que sobreyacen a los mantos arcillosos: es común encontrar bolsas o lentes de materiales compresibles, que han sido preconsolidados por efecto de los abatimientos de la presión hidrostática, causada por pozos de bombeo municipales y particulares que existen en la zona. En la proximidad de los cerros (que en general tienen pendientes abruptas en su porción oculta bajo los suelos y pendientes más suaves por efecto de la erosión e intemperismo en sus taludes expuestos), la disminución en el espesor de los mantos compresibles es rápida, de tal manera que en predios próximos a ellos esta variación es abrupta. Entre los cerros del Guerrero y Santa Isabel, en los costados de la carretera México-Nuevo Laredo, se han detectado suelos compresibles hasta profundidades de 20 m, con características similares a las de los suelos de la Ciudad de México. Al oriente de la Sierra, hacia San Juan de Aragón, a poca distancia de los cerros (300 a 400 m), el subsuelo presenta las mismas características que en la zona del lago en cuanto a formaciones, espesores y propiedades.

1.4.3 Nivel freático.

En general éste se encuentra a profundidades próximas a los 2 m llegando a encontrarse hasta 4.5 m. Por las características estratigráficas existentes y los fuertes abatimientos producidos por el intenso bombeo, es de esperarse que en la zona existan mantos colgados, como han sido detectados mediante piezómetros en los sondeos 205 y 211 (Ref 1). En el sondeo 204 (Ref 1), se reporta el NAF a 18 m de profundidad, lo que da idea de los abatimientos producidos.

1.4.4 Implicaciones de la estratigrafía en el diseño y comportamiento de cimentaciones.

La erraticidad en las características del subsuelo propio de la zona exigen el ser cuidadoso en el diseño de cimentaciones.

En general en esta región no existen construcciones muy pesadas, aunque hay de tipo industrial, que pueden dañarse si no se consideran adecuadamente las condiciones existentes en el subsuelo. Un ejemplo de comportamiento indeseable es la antigua Basílica de Guadalupe, que por encontrarse sobre suelos compresibles de espesor variable ha sufrido asentamientos diferenciales que han puesto en peligro la estabilidad de la construcción. Estos depósitos están afectados por cargas importantes del mismo edificio y las provocadas por la disminución de la presión del agua en el subsuelo. El conocimiento de los niveles piezométricos del subsuelo tiene implicaciones importantes que afectan el diseño y los procedimientos constructivos de las cimentaciones. Por consiguiente es de suma importancia conocer su posición, ya sea durante la ejecución de las exploraciones o mediante una instrumentación adecuada. La construcción de obras de drenaje, como son los interceptores Central y oriente próximos a la zona que se trata, puede incrementar los abatimientos existentes, por fugas de agua hacia el interior de ellos. Se estima que la influencia es mínima debido al área tan pequeña que afecta.

1.5 Geotecnia del Cerro de la Estrella y Zonas Aledañas.

1.5.1 Geología.

El Cerro de la Estrella se localiza al sur del Valle de México y constituye el último afloramiento de la Sierra Santa Catarina; ésta última corre sensiblemente paralela a la Sierra Chichinautzin y tiene su base en la Sierra Nevada, ubicada al oeste del valle. Está formada principalmente por el Cerro de la Estrella (2450 m) el Cerro Tehualqui (2400), el Cerro Xaltépetl (2500 m), el Cerro del Peñón (2800 m), el Cerro de la Caldera (2500 m), el Cerro del Pino (2750 m), el Cerro del Tejolote (2700 m), el Cerro Portezuelos (2450 m) hacia la Sierra Nevada y el Cerro de Chimalhuacán (2500 m) hacia el Lago de Texcoco.

La formación de la Sierra de Santa Catarina ocurrió hacia fines del Pleistoceno y en el Cuaternario, debido a un sistema de fracturas orientadas en dirección WSW-ENE, pertenecientes a un fracturamiento mayor con dirección W-E, que parte desde Puebla hasta Toluca. Este fracturamiento originó desde conos de tezontle en la cumbre de la Sierra del Chichinautzin, hasta andesitas, andesitas basálticas y finalmente basaltos. Los rellenos superficiales en los flancos de la Sierra de Santa Catarina son escasos, debido a que no pueden lograrse arrastres importantes en tramos tan cortos, sólo se aprecian algunas lentes de tipo aluvial, estratificadas en los depósitos lacustres de los Lagos de Texcoco, de la Ciudad de México, de Xochimilco y Chalco, formando así la zona de transición que la rodea. Debido a la proximidad del Cerro de la Estrella con los derrames de basalto del ajusco y los potentes conos de deyección formados por los ríos Contreras y del Ajusco, se formó una zona de transición que separa a los lagos de la Ciudad de México y de Xochimilco.

1.5.2 Estratigrafía.

La estratigrafía encontrada es de origen aluvial y lacustre fundamentalmente, la información que se tiene del subsuelo que se localiza entre las zonas pétreas representadas por el cerro de la estrella y los derrames de basalto del pedregal de santa ursula.

Entre el Cerro de la Estrella y el pedregal de Santa Ursula, la estratigrafía es cruzada o lenticular de composición muy variable.

Dentro de la zona de transición de interés no se puede intentar una zonificación debido a su erraticidad, que resulta en una estratigrafía muy cambiante. Se encuentran indistintamente intercalaciones de arena fina negra de origen volcánico; limo y limo arenoso café olivo con poros, conchas y rompimientos prismático a diversas profundidades, en ocasiones con ostrácodos; arcilla y arcilla poco limosa café verde olivo con vidrio volcánico blanco; arena andesítica media y fina poco limosa verde olivo oscura. El espesor de estos depósitos varía en algunos puntos de 1 a 2 m, mientras que en otros sitios aparecen como lentes delgadas y aisladas; su profundidad y distribución también es muy variable de un sitio a otro. Las propiedades índice y mecánicas de los suelos encontrados en la zona también son variables. Hacia el sur de Culhuacán (Canal de Miramontes y Calzada de las Bombas), la estratigrafía encontrada presenta ciertas características comunes, que es interesante anotar:

a) Se encuentran dos capas de arena fina negra de origen volcánico, la primera a 3 m y la segunda a 11 m de profundidad aproximadamente. Su espesor y compacidad es variable. La capa localizada a 11 m de profundidad puede considerarse como un marcador en la estratigrafía del Valle de México, ya que consistentemente se le encuentra en los sondeos que se realiza, sobre todo en la zona lacustre.

b) De 20 m de profundidad hacia la superficie del suelo se encontraron los mismos depósitos de materiales, compuestos por arcilla limosa y limo arcilloso con alto contenido de agua y por lo tanto, de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante. Se identificaron cinco depósitos de alta compresibilidad: los dos primeros formados por limo poco arcilloso gris y café oscuro, con poros y ostrácodos. Su contenido de agua es del orden de 100 y 150 % respectivamente, aunque su espesor es variable. Ambos depósitos están separados por la lente de arena negra encontrada a 3 m de profundidad. A continuación los tres depósitos restantes de alta compresibilidad están formados por arcilla poco limosa café olivo oscuro, café rojizo, verde oscuro y verde olivo, con ostrácodos y ocasionalmente, lentes de conchas. Su contenido de agua es del orden de 350, 300 y 250%, respectivamente y su espesor es variable. Entre el tercer y cuarto depósito, muy compresibles, se encontró la lente de arena negra muestreada a 11 m de profundidad.

c) A una profundidad mayor a 20 m la estratigrafía encontrada es errática, variando el número y profundidad de los depósitos compresibles, su espesor y propiedades índice y mecánicas. Debajo de 20 m de profundidad se pueden encontrar depósitos de arena fina y media, de compacidad media a alta y desde unos cuantos centímetros hasta 6 u 8 m de espesor, estratificadas con depósitos de alta compresibilidad.

d) La máxima profundidad explorada en los sondeos estudiados varió entre 40 y 45 m, encontrándose un depósito de arena de alta compacidad entre 32 y 39 m, con un espesor mínimo de 6 m.

1.5.3 Nivel freático.

Su profundidad es muy variable pero en general oscila entre 2 y 6 m. En los sondeos en que se encontraron depósitos impermeables cerca de la superficie del terreno, éste se localiza superficial, mientras que en aquellos sitios en que se encuentra un manto

superficial permeable, generalmente el nivel freático se encuentra cercano a su frontera inferior. Se debe conocer la posición del nivel freático en el diseño y construcción de cimentaciones. Aun más, es conveniente conocer la variación del nivel freático con el tiempo, ya que puede variar cuando las materiales superficiales son permeables, facilitándose su recarga durante las épocas de lluvia.

1.5.4 Implicaciones de la estratigrafía en el diseño y comportamiento de las cimentaciones.

Las implicaciones de la estratigrafía en el diseño y comportamiento de las cimentaciones en zonas de transición, se refleja desde el momento mismo de programar la exploración de campo, de modo que en ocasiones resulta complicado determinar razonablemente la profundidad y el número de sondeos que deban realizarse para una obra de importancia.

La importancia fundamental de la exploración de campo en una zona con estratigrafía errática, consiste en determinar tal erraticidad, antes de realizar pruebas de laboratorio en "estratos representativos" obtenidos con pocos sondeos, para abatir el costo de la exploración. El problema más grave que implican las zonas de estratigrafía errática en el comportamiento de las cimentaciones, es de hundimientos diferenciales, los cuales por otra parte, es costoso reducir y sus consecuencias son graves, llegando a dañar seriamente a la superestructura. Un caso claro lo tenemos en Culhuacán por ejemplo, la profundidad variable del manto rocoso implica necesariamente hundimientos diferenciales de las estructuras proyectadas, fenómeno que se agudiza si se toma en cuenta que la zona está sometida al hundimiento regional del Valle de México, causado por la extracción de agua de los depósitos permeables profundos. La corrección del comportamiento de las estructuras siempre resulta muy costoso, por lo cual es de vital importancia efectuar un diseño cuidadoso llegando, al extremo de modificar la localización de las estructuras en proyecto, en caso de ser necesario. Desde el punto de vista de cimentaciones someras, es necesario inspeccionar la superficie del terreno para investigar la posible presencia de grietas que puedan afectarlas. En relación con cimentaciones profundas, es necesario especificar la profundidad de desplante de los cimientos, si requieren de perforación previa y sus dimensiones, etc.

1.6 Aspectos geotécnicos en la Zona del Peñón del Marqués o Peñón Viejo.

1.6.1 Geología.

El crestón llamado Peñón del Marqués o Peñón Viejo está compuesto por dos cuerpos extrusivos, que en planta cubren cada uno de ellos la mitad de la superficie que sobresale del nivel medio. El cuerpo norte es el más reciente y de acuerdo a la descripción geológica del grupo Chichinautzin, superficialmente y en cortes que se han hecho para extraer materiales, se observan capas de espuma de lava (tezontle). El cuerpo sur, siendo el más viejo, presenta superficialmente también espuma de lava; la única diferencia en cuanto al cuerpo anterior estriba en que es de más de 700,000 años de edad. Al pie del Peñón y en torno a él se encuentran arenas volcánicas negras en abundancia, distribuidas en horizontes que dan idea de la frecuencia e intensidad de las explosiones volcánicas que las generaron. Característica importante de esta zona es que no existe transición entre los depósitos

lacustres y la roca ígnea que forma el cerro. Esto es a tal grado crítico en algunos puntos que los problemas de cimentación por hundimientos diferenciales son muy delicados.

1.6.2 Estratigrafía.

En esta zona, se han realizado varios estudios del subsuelo de los que se puede reportar lo siguiente: en un radio de 2 Km. en torno al mencionado promontorio se encuentran arcillas de alta compresibilidad hasta 77 m de profundidad (sondeo No. 215, Ref 1) y roca aflorando superficialmente. La pendiente de las capas incompresibles, de arena con gravas de tezontle, que penetran en los mantos compresibles tiene pendiente mayor de 10%. En las exploraciones analizadas se observó que superficialmente se encuentran arenas limosas de compacidad media a alta con contenidos de agua menores de 100%. A continuación se tienen arcillas de alta compresibilidad con contenidos de agua variables entre 100 y 400%, estratificadas con arenas limosas de baja compresibilidad en espesores muy variables. Finalmente, aparecen capas de arena y grava de tezontle con los contenidos de agua más bajos. La zona de transición donde se presentan estas condiciones estratigráficas no se puede delimitar con precisión en vista de la escasez de sondeos y de las irregularidades topográficas del sitio; sin embargo, se considera que un radio de 600 a 1000 m alrededor del cerro es probable encontrar tales condiciones. El bombeo de los estratos permeables ha abatido los niveles piezométricos a tal grado, que la zona permeable y fracturada debe funcionar como pozo de absorción, abatiendo localmente la presión de poro.

1.6.3 Implicaciones de la estratigrafía en el diseño y comportamiento de las cimentaciones.

Superficialmente existe un sistema de fracturas, cuya traza tiende a ser paralela a las curvas de nivel del cerro. Los movimientos diferenciales y las deformaciones de extensión que ocurren alrededor de estas aberturas afectan a tal grado que las construcciones de casas de dos niveles han sido demolidas. Las grietas ocurren por el hundimiento regional del Valle de México y el abatimiento piezométrico local por bombeo. La consolidación diferencial que se genera por estos factores, áreas de tensión y agrietamiento, que se manifiestan en las zonas de mayor debilidad y en donde el cambio de pendiente de los materiales incompresibles es más brusco. Por tal motivo esta zona necesita de una exploración muy detallada para prever daños a las construcciones, ya sea que se trate de edificios o casas habitación de un nivel.

1.7 Aspectos geotécnicos de la Margen Sur del Lago de Xochimilco.

1.7.1 Geología.

Los depósitos aluviales son escasos al pie de la Sierra Chichinautzin. Esto se debe a que el fracturamiento de las formaciones superficiales favorece la formación de corrientes subterráneas que afloran en forma de manantiales, reduciendo significativamente el arrastre superficial. En estas condiciones el contacto geológico entre las rocas ígneas (basaltos o tobas) y las formaciones lacustres es brusco, pudiendo afirmarse que en algunas partes las formaciones fueron creciendo paralelamente, sin que un depósito de materiales aluviales haya graduado tal contacto.

1.8 Geología del Relleno Cuaternario de la Cuenca de México.

La Cuenca de México constituye un gran vaso azolvado. En él se depositaron los productos de erosión derivados de las dos grandes sierras laterales y la sierra de Pachuca, que se eleva en la cola del vaso, así como las cenizas de los numerosos volcanes del sur, activos en los últimos 700,000 años. La enorme cortina natural que represó el vaso fue la sierra del Chichinautzin que se extiende entre la sierra de Zempoala en el oeste y las bases del Popocatepetl en el este, apoyándose en el centro en el macizo del Tepozteco.

1.8.1 Cuadro Tectónico Mayor.

La condición actual del relleno Cuaternario de la Cuenca de México es el resultado de procesos geológicos, volcánicos y tectónicos que se inician en el Terciario Medio, a mediados del Oligoceno. Es entonces, que de acuerdo con los conocimientos actuales, puede fijarse el comienzo de la subducción de la Placa de Cocos en el Pacífico, debajo de la masa continental meridional de México. Este proceso creó primero la Fosa de Acapulco, foco principal desde entonces de la elevada sismicidad del sur de México y enseguida el levantamiento de la Mesa Central meridional. La placa al hundirse hasta una profundidad de unos 100 km en el Manto Superior, produjo una primera faja volcánica representada entre otras por las vulcanitas en el área de Temascaltepec, Taxco, Iguala y probablemente Oaxaca. Posteriormente, y posiblemente por un cambio en el ángulo de subducción (ángulo más suave), la disolución de la placa produjo los magmas que han constituido a partir del Mioceno Medio el gran conjunto de rocas volcánicas que forman la moderna Faja Volcánica Transmexicana. Es en el centro de dicha faja que se sitúa la Cuenca de México.

El estilo zigzagante general de la faja Volcánica sugiere una fragmentación de la Placa de Cocos a partir de la Trinchera de Acapulco. Además, su considerable aunque variante anchura en sentido N-S (70 a 150 km) dentro de la parte central, es un argumento a favor de un ángulo muy suave de subducción, ángulo que hacia el área ístmica se acentúa.

Es probable que en el Mioceno Superior y el Plioceno la Faja Volcánica tenía su continuación desde la cuenca de Oriental al SE, rumbo al Pacífico, aunque en el Cuaternario este tramo ha permanecido prácticamente inactivo en el área de Oaxaca y el Istmo. También se estima que los volcanes al N y al SE de Veracruz (Chiconcuaco y los Tuxtles), considerados como extremo oriental de la Faja Volcánica, no pertenecen al vulcanismo producto de la subducción de la Placa de Cocos, sino que son más bien el resultado de erupciones a partir del Manto Superior, ligadas a una estructura cortical de origen distinto y que se extiende desde los Tuxtles hasta el Chiconcuaco, pasando frente a las costas de Veracruz.

1.8.2 Etapas en la formación de la cuenca.

Es posible reconocer las siguientes formaciones de abajo a arriba:

- Calizas marinas del Cretácico, plegadas en el Mioceno Inferior.
- Formación el Morro.
- Formaciones Xochitepec (con Tepozteco).
- Grupo de las Sierras Menores (Grupo Pachuca).
- Grupo de las Sierras Mayores.
- Grupo Chichinautzin.
- Relleno Cuaternario.

Mioceno Medio.

El basamento volcánico del Terciario Medio de la Cuenca de México, representado por la formación Xochitepec, está afectado por dos sistemas de fracturas y fallas. Uno, el más antiguo, corre de SW a NE; el otro y subsecuente, corre de SE a NW. Ambos sistemas han creado hundimientos escalonados, así como fosas y pilares. Es muy difícil definir con claridad las estructuras individuales de este tectonismo, en vista de la escasez de afloramientos de rocas de esta edad en la cuenca. El fracturamiento SW-NE está caracterizado por la falla Apan-Tlaloc que afecta en su prolongación sur al Tepozteco.

El fracturamiento SE-NW está señalado por el alineamiento Popocatepetl-Cerro de los Pinos-Cerro de Chimalhuacán y Sierra de Guadalupe. Ambos fracturamientos, que forman una equis, probablemente son el resultado de esfuerzos de cizalleo producidos en el jurásico, aunque reactivados en el Terciario por movimientos laterales de la Placa de Cocos e hinchamientos al crearse la Faja Volcánica. La combinación de hundimientos alineados al NE y al NW explica la extraordinaria profundidad (1980 m) a la cual el Pozo Texcoco 1 tocó el conglomerado del Morro, formación clástica del Mioceno Superior que rellena fosas en el basamento calizo plegado.

Mioceno Superior.

A fines del Mioceno se formaron las Sierras de Pachuca, de Tepotzotlán, de Guadalupe, del Patlachique y del Tepozán. Consisten en estrato-volcanes menores y medianos de composición andesítica y dacítica así como domos esencialmente dacíticos. Están ligadas a fosas individuales. Así, la Sierra de Guadalupe está relacionada con una fosa dirigida al ESE, delimitada al sur por el Cerro de Santa Isabel. La Sierra de Tepotzotlán obedece a un control tectónico dirigido al NNE y a un segundo dirigido al ESE. La Sierra de Pachuca por fin, se sitúa en un graben dirigido al SE. El conjunto de estas sierras constituye el Grupo de las Sierras Menores.

Plioceno Inferior.

Subsecuente se crearon las elevadas sierras al este y al oeste de la Cuenca de México, la de las Cruces y la de la Sierra Nevada. Estas Sierras, esencialmente de lavas porfidoandesíticas, son el producto de numerosos estrato-volcanes mayores, de prodigiosa eruptividad. La formación Tarango, consistente en piroclásticos depositados a los pies de estas sierras, es testigo de dicha actividad explosiva. Forma abanicos volcánicos entrelazados. Las dos sierras, la de las Cruces y la Nevada, constituyen alineamientos dirigidos al NNW. En el caso de la Sierra de las Cruces (con Monte Alto) es posible considerarla una prolongación al SSE de un prominente alineamiento de fallas que provienen del área de Querétaro. En el caso de la Sierra Nevada tal correlación no puede hacerse fácilmente. El control tectónico de ambas Sierras Mayores es doble, obedeciendo sus centros eruptivos a fracturamientos dirigidos al NW y al NE, ambos formando fosas y pilares también. El fracturamiento dirigido al NW afecta claramente la Sierra de Salazar, mientras que subsecuente el fracturamiento dirigido al NE, afecta la Sierra de las Palmas, muy visiblemente en la Barranca de Contreras. Afuera del espacio de estas Sierras es probable que la fosa de Cuauhtepc, que corta la Sierra de Guadalupe en sentido NE, se haya formado en el mismo tiempo.

También debe ser contemporánea la prominente falla, visible en las fotografías de satélite, que se extiende desde el nevado de Toluca hasta el área de Villa del Carbón y que afecta la Sierra de Toluca, con una caída de unos 150 m al SE.

Red de valles del Plio-Cuaternario.

Durante este periodo continúan erupciones en las cumbres de las grandes Sierras, formando a menudo domos andesíticos y dacíticos. Al mismo tiempo se desarrolla la red fluvial que drena hacia el Alto Amacuzac, el espacio entre las dos sierras elevadas comprendido hasta Pachuca. Es posible reconstruir dos valles, el mayor drenando al área de Cuernavaca y el menor al área de Cuautla. En el SW de la futura Cuenca de México, la evidencia morfológica, así como datos derivados de los pozos, permiten reconstruir al pie de las Lomas, entre el Cerro de Chapultepec en el W y el Peñón de los Baños en el E, un valle importante que corre desde la Sierra de Guadalupe hasta el espacio entre la Sierra de Zempoala y el Tepozteco. Debajo de Xochimilco este valle sepultado acusa una profundidad erosional de unos 700 m. El mencionado valle recibía cuatro importantes afluentes: En el N el Río Hondo, en el centro los Ríos de Mixcoac y Contreras y en el S el Río Ajusco sepultado hoy por lavas. El conjunto se unía en el espacio situado entre el Peñón de los Baños y el Cerro de la Estrella a un gran valle proveniente del NE y que aportaba las aguas de la zona de Pachuca.

Plioceno Superior y Cuaternario.

Hacia fines del Plioceno cambia el régimen tectónico. Se formaron fracturas dirigidas esencialmente W-E en la zona de la Malinche al N de Toluca. Sin embargo, en el espacio intermedio de la Cuenca de México esta familia de fracturas sufrió una ligera deflexión, manteniendo una dirección WSW-ENE. Uno de los primeros productos de este vulcanismo fue probablemente el Cerro de la Ajusco. Se trata de alineamiento caracterizado por la Sierra de Santa Catarina, aunque repetido en numerosas hileras de conos de tezontle en las cumbres de la Sierra del Chichinautzin. Este tectonismo dio origen primero a andesitas, enseguida a andesitas basálticas y finalmente en el Cuaternario Superior abrió paso a las grandes masas de basalto que construyeron la mencionada Sierra del Chichinautzin, con un volumen aproximado de 1000 m^3 , de lava. Esta sierra caracterizada en la superficie por más de 120 conos cineríticos, cerró la Cuenca de México.

EL Relleno Cuaternario de la Cuenca.

Las erupciones de la sierra del Chichinautzin se produjeron de acuerdo con mediciones paleomagnéticas en los últimos 700 000 años. Una vez cerrado el espacio entre el Popocatepetl y la Sierra de Zempoala en el S y las cabeceras del sistema hidrográfico por Pachuca en el N, este se fue azolvando rápidamente. Cada río que descendía fue formando hacia las partes profundas de la Cuenca un abanico de deyección de clásticos que guardaba semejanza con un delta fluvial. Así es posible suponer en el subsuelo del espacio de la futura ciudad de México potentes abanicos de gravas y arenas formados por el Río Hondo, el Río Mixcoac, el Río Contreras y el Río Fósil del Ajusco (por estar sepultado por lava). En otras partes de la cuenca, el Río de las Avenidas de Pachuca, el Río de Cuautitlán, el Río de Teotihuacán y el Río de la Compañía etc. Fueron formando deltas importantes. Las partes centrales de la cuenca, eventualmente fueron llenándose con depósitos

limo-arenosos, los cuales se interestratificaron con suelos y capas de cenizas y pómez provenientes de las erupciones volcánicas originadas principalmente en el sur. A medida que se rellenaba más y más la cuenca fueron apareciendo lagos, principalmente en las partes centrales bajas y en el sur. Finalmente, en las épocas glaciales de los últimos 100 000 años, y debido a las lluvias abundantes, pudieron formarse cuerpos de agua importantes que a veces se unían en un solo gran lago.

En relación a los lagos pleistocénicos y recientes, puede establecerse una división en dos:

- a) Lagos formados en las partes bajas, que constituyeron vasos de evaporación y por ello fueron salobres; se trata de los lagos de Xaltocan y Texcoco
- b) Lagos que se formaron al pie de la Sierra del Chichinautzin, que fueron nutridos continuamente por manantiales prolíficos y que por ello fueron de agua dulce.

El antiguo lago de Tenochtitlán (así como también el de Zumpango) representa un caso intermedio, habiendo sido casi siempre dulce debido a los manantiales de Chapultepec y Tlalpan y a las importantes aportaciones de arroyos de las lomas. Sin embargo, su límite oriental con el Lago de Texcoco fue siempre dinámico, avanzando y retrocediendo las aguas salobres del último, de acuerdo con el régimen de lluvias. Dependiendo de las condiciones climáticas, húmedas o secas, glaciales o interglaciales, los lagos iban creciendo o reduciéndose. Así, los depósitos lacustres en el centro de la Cuenca, por el área al NW de Chimalhuacán, alcanzan un espesor de 70 a 80 m. Tal espesor va disminuyendo al E y al W, acusando debajo del Zócalo unos 60 metros y desapareciendo al pie de las lomas de Chapultepec. Intercalados en la formación de arcillas lacustres, aparece entre 30 y 40 m una capa dura, debajo de gran parte de la Ciudad de México, la cual desaparece hacia el centro del vaso de Texcoco. Esta capa es testigo de una época seca en la que se redujeron considerablemente los lagos centrales.

1.9 Hundimiento Regional.

En 1925 el ingeniero Roberto Gayol, autor del proyecto y director de las obras de drenaje de la ciudad, informa a la Sociedad de Ingenieros y Arquitectos de México sobre “descenso general del fondo del valle”, presentando como primera evidencia de ese fenómeno, el asentamiento que acusaba la Catedral en esa fecha respecto al banco fijo de Atzacolco. Afirma el ingeniero Gayol que el proceso de asentamiento general se debe a “las perturbaciones que en el fondo del Valle de México ha producido el drenaje de las aguas del subsuelo”. El ingeniero José A. Cuevas fue el continuador de las ideas de Roberto Gayol e inicia los primeros estudios de mecánica de suelos en México. El doctor Nabor Carrillo demuestra que la causa principal del fenómeno es el abatimiento de las presiones piezométricas que provoca la extracción de agua subterránea.

1.9.1 Abastecimiento de agua y población.

La historia de las captaciones de agua para el abastecimiento de la ciudad, está íntimamente ligada al hundimiento del suelo. Es un hecho comprobado que los acuíferos del subsuelo, y entre ellos, mantos relativamente poco profundos, estuvieron sujetos a presiones artesianas

en el pasado. Durante la época colonial era frecuente el alumbramiento de estratos permeables por medio de pozos indios y que el agua alcanzara la superficie del terreno.

La historia prehispánica y los restos de construcciones hidráulicas de esos tiempos, demuestran que los aztecas se abastecían de los manantiales que brotaban en zonas vecinas a la capital. El incremento de la población, orilló a una explotación intensa de las fuentes subterráneas que han inducido abatimientos de los niveles piezométricos del orden de 20 m o mayores. Contando la capital con una población de 500 000 habitantes a principios de siglo, se construyó el primer sistema unificado de captación y distribución de agua potable. A partir de 1930, se inicia una fuerte migración del interior hacia la capital, el aumento de la población superó a las predicciones y se plantea de un modo agudo el problema del agua. A consecuencia del fenómeno demográfico, se hace necesaria la ampliación rápida del abastecimiento de agua y se opta por explotar los acuíferos del subsuelo dentro de la urbe, dada las notorias ventajas económicas y de tiempo que representó la simple instalación de equipos de bombeo y tuberías de distribución locales. Hoy, a un siglo del descubrimiento por Roberto Gayol y a 45 años de su explicación científica por Nabor Carrillo, el fenómeno del hundimiento regional persiste, con manifestaciones aún más dramáticas de los efectos acumulados a través del tiempo, causando asentamientos diferenciales, distorsiones, desplomos y agrietamientos de las estructuras coloniales ubicadas en el Centro Histórico de la Ciudad de México. Buen número de estas construcciones se encuentran en condiciones críticas de estabilidad y presentan alto riesgo de colapso ante sismo, debido al deterioro estructural que han sufrido. Instalaciones municipales tan importantes como el Metro, el Drenaje Profundo y la Red de agua potable sufren también sus efectos. El hundimiento regional es un fenómeno antiguo, su estudio y análisis sigue siendo tema de actualidad, pues a pesar de los grandes esfuerzos realizados no ha sido posible dominarlo, y en estos tiempos estamos obligados a implementar soluciones urgentes para preservar estructuras dañadas y frenar sus efectos futuros.

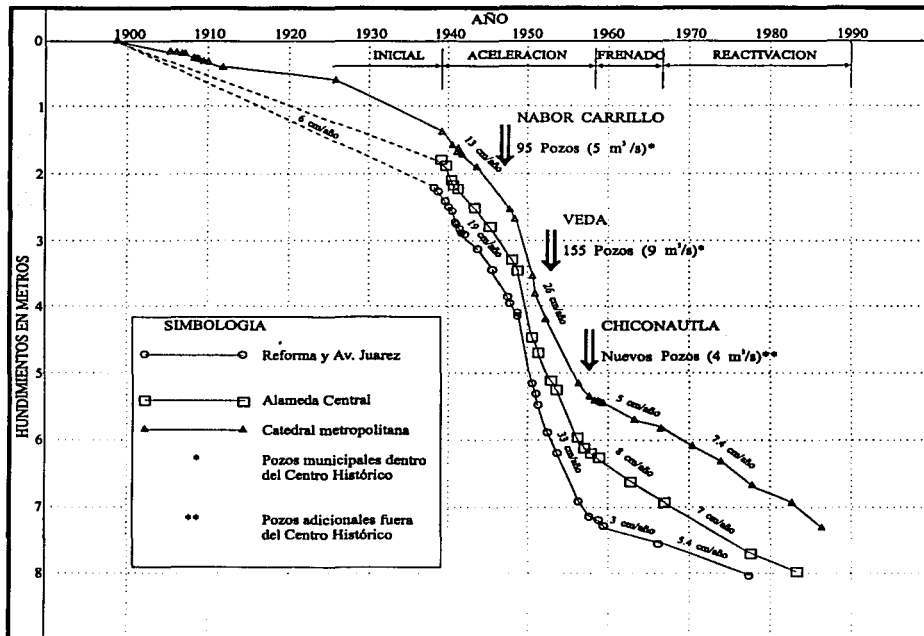
Las figuras 1.4 y 1.5, muestran el desarrollo del hundimiento de la superficie del terreno en 6 puntos, del Centro Histórico de la Ciudad de México, desde 1891 hasta 1986. El banco de nivel de la Catedral está actualizado hasta 1992. La figura 1.4 contiene las gráficas del hundimiento de los bancos números 18,14 y 13 ubicados respectivamente en la Catedral, la Alameda Central y la estatua de Carlos IV, (El Caballito) cuando se encontraba en la esquina de las avenidas Paseo de la Reforma y Benito Juárez. En el período comprendido entre los años 1891 y 1938, se dispone de mediciones solamente en el banco de Catedral, por lo que, en los otros, este período se interpoló con líneas rectas. Si se toma la velocidad media del hundimiento se ve que éste varía de 3 cm/año para el banco 18 y 6 cm/año para el banco 13. Durante los 10 años siguientes a 1938 las velocidades respectivas de estos bancos aumentaron a valores de 13 y 19 cm/año, alcanzando en la década siguiente promedios de 26 y 33 cm/año. Entre 1958 y 1967 ocurre una brusca disminución de velocidad de hundimiento, llegando a 3 cm/año en El Caballito, 5 cm/año en la Catedral y 8 cm/año en la Alameda, para volver a incrementarse en El Caballito y en la Catedral a 5.4 y 7.4 cm/año, respectivamente, después de 1967. En cambio, en el banco de la Alameda se observa una ligera disminución de 8 a 7 cm/año.

En la figura 1.4 se marcan cuatro períodos que corresponden a diferentes velocidades del hundimiento.

Tabla 1

PERIODO INICIAL	De 1891 a 1938
ACELERACIÓN	De 1938 a 1958
FRENADO	De 1958 a 1967
REACTIVACIÓN	De 1967 a la fecha

Las gráficas de la figura 1.5 muestra un comportamiento muy semejante, salvo que en ellas se presenta más claramente definido el proceso de frenado que se produce entre 1958 y 1967, seguido de la reactivación del fenómeno después de 1967. En las figuras 1.4 y 1.5 se señalan con flechas verticales tres eventos importantes que han marcado, de manera decisiva, el criterio aplicado en el manejo del acuífero del Valle de México. En 1947, cuando Nabor Carrillo presentó un modelo analítico, demostrando claramente la relación directa entre el hundimiento regional y la extracción de agua, del subsuelo, mediante pozos profundos. Existían entonces 95 pozos municipales en operación, dentro del Centro Histórico, extrayendo un gasto de $5 \text{ m}^3/\text{seg}$.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

No obstante el conocimiento de la causa del hundimiento regional, fue inevitable perforar, entre 1947 y 1953, 60 nuevos pozos, aumentando la extracción a $9 \text{ m}^3/\text{seg}$. En 1953, la publicación de un nuevo decreto que estableció la veda a la perforación de nuevos pozos dentro del área de la Ciudad de México ubicada en suelo lacustre. En 1958, entró en servicio el acueducto de Chiconautla, alimentando por un conjunto de nuevos pozos de bombeo ubicados hacia el norte del Valle, lejos del área urbana. La llegada del agua de Chiconautla, con un gasto de $4 \text{ m}^3/\text{seg}$, permitió cancelar la operación de unos 20 pozos municipales, con lo cual se redujo el gasto bombeado bajo el área central de la Ciudad de México en $1 \text{ m}^3/\text{seg}$; reducción que tuvo un efecto inmediato en la disminución de la velocidad del hundimiento, durante los siguientes 9 años.

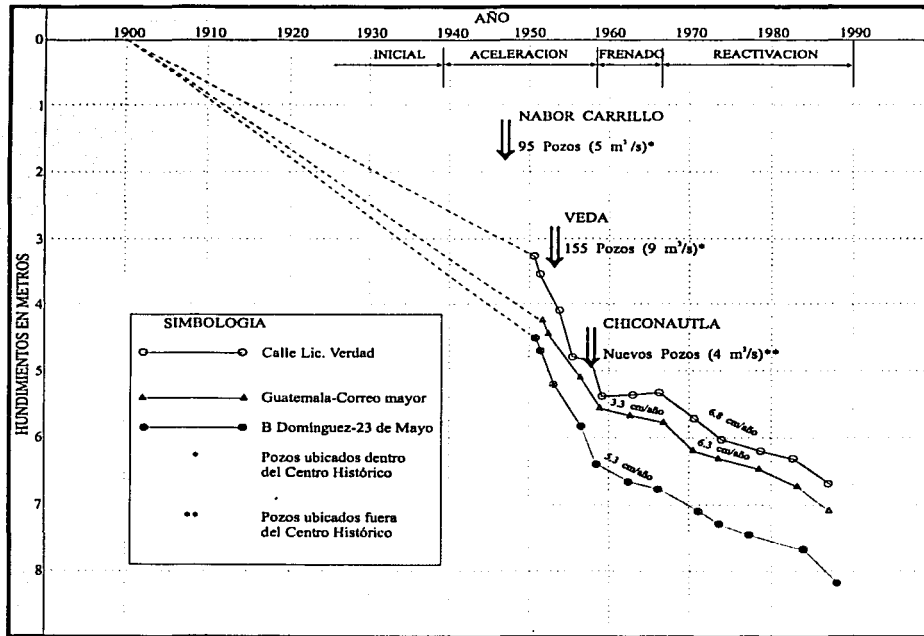


Fig 1.5 Hundimiento de 3 bancos de nivel superficiales ubicados en el centro histórico de la ciudad de México, durante el periodo 1891- 1992

En 1967 volvió a incrementarse la velocidad con la ejecución de otros proyectos similares al de Chiconautla, ubicados en el oriente, el sur y el poniente del Valle de México, incrementando substancialmente el gasto de extracción, más allá del gasto de recarga natural. En marzo de 1991 se instalaron en el atrio poniente de la Catedral 4 bancos de nivel profundos, cuyas referencias fueron localizadas como indica la figura 1.6 y la tabla 2.

Tabla 2

Banco	Profundidad
1	40 m
2	60 m
3	80 m
4	100.4 m

Mediante esta serie de bancos se ha podido medir el desplazamiento vertical del subsuelo a diferentes profundidades y determinar la contribución que hoy tiene el hundimiento regional, en cada uno de los estratos compresibles comprendidos entre bancos consecutivos. Así en la figura 1.6 se muestra que la serie arcillosa inferior, ubicada entre 43 y 51 m de profundidad, aporta el 15 % del hundimiento, mientras que, en las arcillas limosas profundas que se encuentran entre 62 y 82 m de profundidad se genera el 31 %. La diferencia entre los bancos de 80 y 100.4 m es despreciable. Esta situación ha cambiado respecto a la reportada por Hiriart y Marsal en 1968, que indicaba que el hundimiento en el centro histórico era nulo a 50 m de profundidad y que la pérdida de presión registrada en piezómetros a 65 m y 95 m de profundidad permanecía constante con el tiempo.

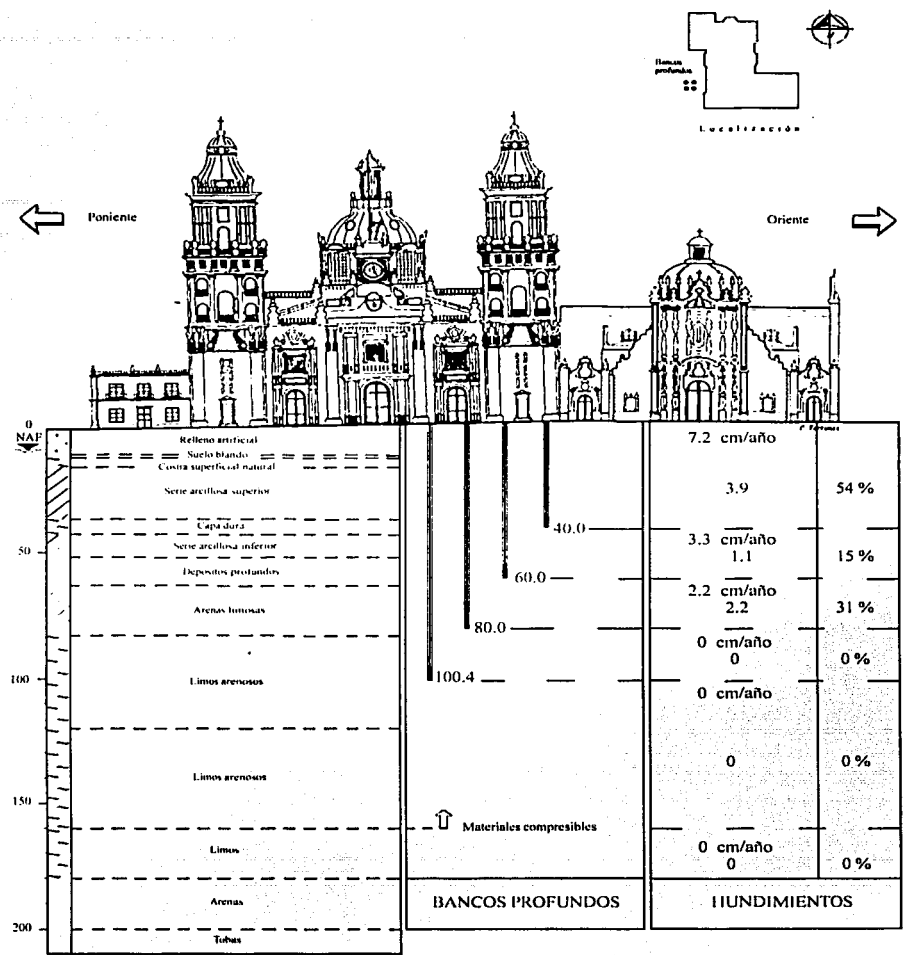


Fig 1.6 Distribución de hundimientos marzo 23 de 1991

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Obras Subterráneas en la Cuenca o Valle de México

2.1 Obras Subterráneas fuera del área urbana.

2.1.1 Obras en la Serie Nochistongo.

La primera y más antigua obra subterránea realizada en la Cuenca del Valle de México, se remonta a principios del siglo XVII, en plena época colonial, y fue de notable magnitud y de gran visión para su época. Se trata del Socavón de Nochistongo, localizado en el límite norte de la cuenca, que fue emprendido por Enrico Martínez, cosmógrafo, ingeniero, y Maestro Mayor de las obras de Desagüe de la Ciudad de México. Se diseñó para abrir una vía artificial de drenaje y disminuir así las inundaciones que, desde los aztecas, habían sido siempre el azote de la ciudad.

Fue un socavón de cerca de 7 km de longitud y 10.5 m² de sección recta, realizado en escasos 10 meses con el concurso de 60,000 indios. El ataque se hizo desde 42 lumbreras, la más profunda de las cuales era de 46 m. Los terrenos excavados fueron los de la Serie Nochistongo, constituidos por tobas arcillosas y arcillas calcáreas, del tipo de las margas, a veces con capas de arena intercaladas.

Por razones económicas y políticas no se proveyó al socavón de revestimiento definitivo, por lo que en el transcurso de los años quedó prácticamente inservible por derrumbes en algunos tramos, causados por intemperismo y por erosión provocada por el agua del desagüe y por el agua de infiltración.

Más de un siglo después este túnel o socavón se convirtió en un tajo a cielo abierto que, conectado a tajos que se habían construido a su entrada y a su salida desde el primer proyecto, formó el Tajo de Nochistongo, que aún hoy opera como una de las salidas artificiales del valle. Fue hasta 1789 que el tan nombrado socavón fue convertido finalmente en tajo, mismo que todavía es operable.

En las arcillas calcáreas, conocidas como Serie Nochistongo, fue posible excavar, a principios del siglo XVII, en menos de diez meses, un túnel de longitud de 6,600 m y de 4 m de alto por 3 m de ancho aproximadamente. El terreno se reconoció mediante numerosas catas (pozos a cielo abierto), antes de empezar la excavación; unas de ellas después se ensancharon y usaron como lumbreras o pozos de acceso al socavón y otras se utilizaron también para ayudar a desaguar y aliviar de infiltraciones la excavación del mismo.

El techo variaba entre 10 y 46 m siendo en la profundidad mayor donde se presentaron los problemas más serios de empujes y de agua, pues la mayor parte se excavó sobre el nivel freático. La carga de terreno, tanto vertical como lateral, fue soportada con ademe de madera. Enrico Martínez realizó, si no completo, si en buena parte, un segundo socavón de 5.9 m de alto y de 10 m por debajo del primero, para mejorar el funcionamiento de éste. El socavón más viejo sirvió en parte de galería de exploración.

Los túneles de Tequisquiac. Con el mismo objeto de abrir vías de drenaje a la Cuenca del Valle de México, fueron excavados posteriormente tres túneles, en épocas más recientes, dentro de la misma Serie Nochistongo: El túnel Viejo, el túnel Nuevo de Tequisquiac, y el extremo norte del túnel Emisor Central. Los túneles de Tequisquiac están situados unos 10 km al este del Tajo de Nochistongo. Ambos cortan la Serie Nochistongo y en parte la serie Humaredas, esta última de lavas y brechas. En el túnel Viejo hubo que enfrentar series dificultades, la mayoría de ellas derivadas de la situación económico-política que vivía el país, y que repercutía en la obra por falta de decisiones, desorganización e insuficiencia de equipo y recursos financieros. Otras provenían del mismo terreno y principalmente de la abundancia de agua que se encontró en la excavación, sobre todo en las lumbreras. Estas se tuvieron que ejecutarse en número de veinticuatro, con profundidades variables entre 22 y 93 m, de sección de 2 x 3 m, y separadas una de la otra alrededor de 400 m.

El tipo de terreno en que fueron abiertas variaba, pero en parte está formado por arcillas, margas y tobas pomosas. En algunas de las primeras referencias (1870) se habla de las dificultades, que se tuvieron con filtraciones de agua “saturadas de sales muy alcalinas que enferman la piel de los trabajadores”; se estimaba que, en quince meses de trabajo, el agua extraída de todas las lumbreras (en ese momento doce, con un total de 911 m) alcanzaba cerca de seis millones de litros. Se pedía, por otra parte, “sustituir con mampostería todos los ademes” (marcos y tupidos de madera y tepetate como relenos en las zonas deleznable con huecos o caídos), “pues dos reposiciones de éstos ya representan mayor valor que la mampostería, sin tener estabilidad y seguridad”. El desagüe de todas las lumbreras se hacía por medio de bombas accionadas por máquinas a vapor movidas por iguales máquinas o por malacates accionados por vapor, por caballos o por hombres. En 1891 a punto estuvieron de suspenderse en definitiva los trabajos, en razón de haber crecido los aportes de agua. Se avanzaba, antes de eso, a razón de 58 m por mes de túnel completo. Finalmente, con mayores y más adecuados equipos y personal, y con haber interesado por medio de primas por rendimiento a los destajeros y al personal encargado del servicio de las bombas, procedentes en su mayor parte de las regiones mineras de Guanajuato e Hidalgo, pudieron concluir el túnel en agosto de 1894. En una obra de longitud de poco más de 10 km. La sección interior es curvilínea, de tres radios, con altura y ancho de 4.29 y 4.18 m respectivamente. El revestimiento en la parte superior es de ladrillo, con espesor de 0.45 m, y en la inferior, que es donde corre el agua, de dovelas prefabricadas con cemento Portland y arena, de 0.15 m de espesor. Su excavación se hizo atacando el frente por partes, y adelantando con vigas y retaque de madera. Alrededor de los años 1960 los túneles de Tequisquiac, el Viejo y el Nuevo, fueron reparados con el empleo, por primera vez en México, de gunita.

Difícil valoración de las arcillas calcáreas (Serie Nochistongo). Terminado ya el túnel Emisor Central, (puesto en servicio en 1975), se conocieron mejor estas arcillas calcáreas o margas, porque en su extremo norte (5 km) fue excavado enteramente en ellas. Se trataron de limos de alta plasticidad (MH), jabonosos al tacto, de densidad de 2.4 a 2.6, peso volumétrico de 1.6 a 1.8 t/m³, relación de vacíos de 0.8 a 1.3 con contenido de agua natural de 35 a 45 %, cercano al límite plástico, y resistencias, en compresión simple, de 8 a 25 kg/cm², correspondiente a suelos muy duros o rocas blandas; su carácter calcáreo, debido a un alto contenido de carbonato de calcio, reduce la actividad coloidal y da resistencia a la

estructura del material. Algunos autores le atribuyen un origen residual producto de la descomposición de las rocas de la serie Humaredas (andesitas no diferenciadas), los más consideran que son depósitos fluviolacustres comprimidos y preconsolidados (por potentes mantos basálticos de los cuales ahora sólo quedan residuos) y cementados por las sales cálcicas. El caso es que estas margas presentan una notable uniformidad formacional, perturbada sólo por cierto fisuramiento, en tres direcciones, que se manifiesta al estar sujetas a sobrecarga, a descarga o a intemperismo, y que parece más reflejo de su estructura molecular que de un estado de esfuerzo provocado en alguna etapa de su vida geológica. El fisuramiento antes mencionado se hace más evidente cuando la roca pierde su confinamiento. Hay sin embargo, dispersas en la masa, diversas grietas, que sí parecen tener relación con movimientos tectónicos. En relación con estudios geológicos hechos para la Presa Requena, localizada cerca del portal de salida del túnel Emisor Central, se describe: Las tobas arcillosas, depositadas en un medio lacustre, presentan coloraciones diferentes (verde claro, amarillento y blanquecino). Estas arcillas son intercalaciones de horizontes arenosos, provienen de la descomposición de cenizas volcánicas, predominando las bentoníticas y las ílíticas; se hallan preconsolidadas por efecto de la colada de basalto que cubrió el sitio y que después fue erosionada. Según el espesor estimado de basalto, la carga de preconsolidación es del orden de 13 kg/cm^2 . Su muestreo no es fácil ya que por un lado su tenacidad y su dureza están en el límite entre suelos y rocas; en el límite alto para el uso de barriles Denison o Mazier y en el límite bajo para el empleo del doble barril con broca de carburo de tungsteno. Su fisuramiento intrínseco y los esfuerzos provocados durante el manejo de las muestras pueden resultar, por ejemplo, en un valor RQD muy bajo, que no corresponde a su comportamiento real. El agua de perforación, junto con el ataque y rotación de la herramienta de muestreo, pueden lavar o remoldear parte de la muestra.

En Requena, para determinar la resistencia al corte, dada la dificultad de muestreo, se optó por efectuar pruebas de veleta in situ. Estas revelaron resistencias pico del orden de tres veces las resistencias residuales. Donde unas y otras se encontraban con valores próximos, se dedujo que las arcillas preconsolidadas habían sufrido fuertes deformaciones por cortante, deducción que permitió ubicar superficies de falla preexistentes o potenciales.

La alta plasticidad de estas arcillas que sufren plastificación y flujo bajo altas presiones y bajo confinamiento, e incluso presentan cierto inchamiento higroscópico.

Estas consideraciones podrían surgir de comparar las condiciones de excavación del socavón colonial con las del Emisor, de sección recta casi seis veces mayor, tres veces más profundo y excavado bajo el nivel freático. El comportamiento real de estas margas al ser excavadas en túnel refleja sólo en corta medida lo que la valoración previa revela.

El Socavón de Nochistongo, por ejemplo, se excavó en ellas, (en general por encima del nivela freático) sin grandes contratiempos.

La obra permaneció no en operación pero sí más o menos abierta por tres décadas, a pesar del insuficiente revestimiento, y a juzgar por las palabras de E. Martínez, podría haberse rehabilitado y puesto en servicio; los problemas de agua que se presentaron, sobre todo en el segundo socavón, y en las partes donde era mayor el techo, están probablemente relacionados con mantos de agua conectados a la excavación por grietas, por fisuras abiertas por aflojamiento excesivo y por capas de arena.

El túnel Emisor Central. Este otro túnel se excavó bajo el nivel freático. La valoración previa a la excavación de este túnel en este tramo llevó a presumir que en esta serie se tendrían más dificultades de las que en realidad hubo, por lo que en los estudios previos se desechó que un tramo mayor de túnel se localizara en ella. Se optó, a cambio, alojarlo en roca, es decir, dentro del basalto volcánico del Terciario Medio, (desconocido en aquellas fechas por no haber realizado obras en él), que sí resultó ser roca relativamente sana, pero en varios tramos intensamente fracturada, alterada y cargada de agua (Sierra del Sincoque-Encinal). Una vez elegido el lugar y el trazo de la obra, tocó seleccionar el procedimiento constructivo para excavar el emisor en los 5 km de la Serie Nochistongo, y se eligió el ataque con escudo cortador y ademe de dovelas prefabricadas de concreto, unidas entre sí por pernos radiales y longitudinales. Pero la potencia del escudo fue escasa para vencer la tenacidad y dureza de la marga y mantenerse en guía; por otra parte el residuo de la rezaga salía tan remoldeado que, aún con poca agua, producía lodo y un piso sumamente resbaladizo. Finalmente se decidió excavar por métodos convencionales y se llegaron a obtener los mejores rendimientos de todo el túnel (cerca de 200 m/mes/fte.) con siete frentes de ataque por cuatro lumbreras (profundidades de 90 a 130 m) y un portal, el portal de salida del túnel Emisor. Estas fueron las condiciones de excavación y comportamiento: La sección de excavación fue en forma de herradura de 54 m². La frente se atacó por partes para mantener el desconfinamiento en un mínimo y poder ir colocando el ademe dentro del tiempo de autosoporte, que se estimó ser menor de una hora. En la mitad superior, que se llevaba adelantada entre 3 y 8 m, se abría primero una ranura suficiente para colocar las dos piezas metálicas del arco (perfiles H-6) y "castigarlas" con tablonas de madera contra el terreno; estas piezas se apoyaban sobre rastras metálicas que normalmente quedan colocadas desde antes, en coyoterías. El resto del ademe, es decir las patas de los arcos y las tornapuntas, se colocaban y castigaban contra el terreno tan pronto se atacaba la sección inferior. Unos metros atrás se aplicaba una capa de concreto lanzado entre los marcos, en paredes y techo, para aislar el terreno de la intemperie. El terreno pudo ser atacado sin dificultad con rompedoras, con escepas de mina y con los dientes del bote de un cargador frontal, o de una pala rezagadora, o de una retroexcavadora. El material se desprendía en bloques de tamaño variable, de acuerdo al fisuramiento propio, pero por lo general menores a 0.5 m³. Los marcos metálicos de ademe eran H6 separados a cada metro, y el avance por ciclo correspondía con esa separación. No se observó, ni en marcos ni en tornapuntas, que hubiese una fuerte sollicitación de cargas verticales ni laterales, lo que demostraba que este terreno carga por alojamiento, pero que éste se limita a la zona local contigua a la excavación que se afecta por intemperismo o por esfuerzo de desconfinamiento, mismas que se controlaron muy bien con la excavación por partes del frontón, con los marcos oportunamente colocados a separación de 1 m, bien castigados, y con el concreto lanzado.

2.1.2 Obras en la Formación Tarango.

Una formación volcánica muy extendida en la Cuenca de México y relativamente conocida para los ingenieros, por haber realizado en ella numerosas obras, es la llamada formación tarango, formada por abanicos volcánicos de las sierras mayores, Mio-Pliocénicas, originadas en la fase explosiva del vulcanismo de la región.

Como se sabe la erupción de magma ácido, muy rico en componentes volátiles, transcurre de forma muy tempestuosa; la masa fundida al perder presión se espuma y se acompaña de

arrojamiento de enorme cantidad de ceniza y fragmentos de espuma volcánica muy ligera llamada piedra pómez. Los acopios cementados de material piroclástico de relativa finura que no experimentan redepositación ulterior, se denominan tobas (de diversa dimensión), y los más gruesos se denominan aglomerados y brechas tobáceas. Las tobas (soldadas), genéticamente están estrechamente ligadas con las ignimbritas y durante las erupciones pueden convertirse en estas últimas en las zonas donde disminuye la presión.

Las ignimbritas se forman de las nubes pesadas, aludes o riadas de mezcla gaseopiroclástica caliente. El material descargado de las riadas gasopiroclásticas incandescentes, que experimenta enfriamiento, fuerte compresión y sinterización, y adquiere textura bandeada, lleva el nombre de ignimbrita. La precipitación de los productos piroclásticos en la Cuenca de México ha cubierto extensas áreas en las que se distingue una diferencia gravitacional (los gruesos más próximos al foco de explosión y los finos más alejados) así como una textura de gradación durante la depositación, que llega a constituir casi una estratificación precisa y rítmica donde encontró depresiones suaves del relieve terrestre, o cuerpos lacustres. Las riadas de barro y piedras, o los aludes calientes o fríos llamados "lahares", provienen de procesos de acumulación de piroclásticos más complicados, por efecto de fenómenos complejos de transporte y redepositación de material primario. La gran variedad de tamaño de los clásticos y su estructura heterogénea, en las riadas y "lahares", los asemeja a los depósitos de morrena glaciaria. Frecuentemente en las pilas de material piroclástico existen derrumbios internos de formación y horizontes de cenizas y pómez con estratificación oblicua de tipo cólico propios de depositación en condiciones terrestres.

Pero hay además piroclásticos sometidos a relavado y redepositación que se mezclan incluso con material extraño de origen volcánico o no, y los depósitos resultantes son más bien tobáceo-sedimentarios con grados de densificación y cementación mucho menores que los del depósito piroclástico original. Así como las rocas más antiguas de la cuenca (Oligoceno Medio), que se encuentran al norte de la misma, son tobas soldadas, ignimbritas y aglomerados, la Formación Tarango, más joven (Plioceno Inferior) está constituida por tobas e ignimbritas más tiernas, así como por lahares, pómez, cenizas y suelos, (conocidos éstos localmente como tepetates). Los tepetates, no bien diferenciados, pueden ser tobas redepositadas, tobas lacustres o tobas alteradas, en las que la cementación volcánica del material piroclástico original se ha perdido o ha sido sustituida por otra más débil.

La cementación volcánica es una verdadera soldadura por compresión y fusión, en tanto que la cementación del material redepositado es por solución y redepositación de los materiales existentes, o por inclusión en ellos de soluciones salinas provenientes de fuentes externas.

Las minas de arena subterránea. Las obras subterráneas antiguas localizadas en la Formación Tarango son minas de arena. Se trata de galerías, por lo general de menos de 10 m² de sección y formas que van de la rectangular a la elíptica. Han sido realizadas, algunas desde la época colonial para localizar y extraer materiales de construcción muy apreciados, tales como gravas, gravillas y arenas volcánicas (arena rosa y arena azul) que forman parte de los horizontes piroclásticos de arena, lapilli y pómez. Se lograba el acceso a éstos desde barrancas o por medio de tiros verticales e inclinados. Toda la labor se hacía a mano con la ayuda de herramientas elementales de minería. El procedimiento de ataque era por galerías y en algunos casos por salones y pilares. Las galerías son de forma en portal que con el

tiempo en muchos casos se ha ido transformando en ovoidea con piso plano; muchas pudieron tener esta forma desde el principio. Los salones son grandes cavidades de unos 2 a 3 m de altura y techo plano; los pilares están formados en toba o en arena pómez, (que por lo general presenta cementación), en cuyo caso el capitel y el basamento son más gruesos que el fuste. Todas fueron realizadas sobre el nivel freático, y como el horizonte de pómez es relativamente uniforme y extenso, la explotación ha dejado verdaderos entramados de galerías o calles. Actualmente representa una zona de alto riesgo a la edificación en los lomeríos del poniente de la Cd. de México, donde se han desarrollado numerosos fraccionamientos y edificios multifamiliares para obreros y clase media. Los techos de los salones son de espesores a veces menores que el ancho del vano de los mismos, por lo que las cargas de los edificios han causado ocasionales colapsos por punzamiento o por flexocompresión de las vigas naturales. El material encajonante de la arena es la toba, que en muchas partes es toba redepositada (toba lacustre, toba blanda) o bien tepetate, (que se utilizó extensamente en la cuenca como base de pavimentos). El tepetate suele tener una compacidad alta y, en buena medida, cierta cementación proveniente de sales solubles; por ello le afecta el intemperismo y se desgaja y desprende en bloques; si además hay infiltraciones de agua (fugas de drenajes, lluvia) se reblandece a través del tiempo y se hace deleznable. En gran parte de las galerías y salones fallados el colapso obedece al deterioro progresivo, por el intemperismo en ambiente húmedo, del tepetate.

Túneles en las Lomas del Poniente. En las mismas lomas donde se han excavado las minas de arena, se han realizado otros túneles para la conducción de agua potable y de drenaje. A continuación se transcriben algunos párrafos de una comunicación escrita por el Ing. Guillermo Terrés, que participó en el proyecto y la construcción del túnel de Dolores y del Interceptor del Poniente: "En el segundo tramo, la localización del acueducto, de 3.4 m de diámetro, atravesaba una zona urbanizada en terrenos caros y muy poblados por lo que se pensó, como mejor solución, entrar en túnel hasta el thalweg de "Dolores", con una longitud de 3 km. Por la explotación de las minas de arena cercanas al trazo, se sabía que éstas se obtenían en túneles con muy poco ademe o sin él, que los terrenos eran secos y que los techos de los túneles de explotación eran tobas de procedencia andesítica. Se tenía la seguridad de atravesar tobas resistentes y conglomerados de arena y grava y posiblemente mantos, en tramos cortos, de arena fina. "Tomando en consideración las características del terreno, las cargas sobre una bóveda de 4 m de ancho son muy pequeñas y las cargas sobre planos verticales nulas, por lo que se aceptó la forma rectangular para la base, cubierta con una bóveda circular; se aumentó la sección en la parte rectangular para utilizar el tramo del túnel como almacenamiento". "Las cargas del terreno en la bóveda y paredes se consideraron nulas por la cohesión de las tobas, y en el caso de conglomerados de grava y arena se consideró que la resistencia al cortante en los planos de carga de la bóveda absorbe el peso de la zona de carga de la misma, por lo que únicamente se especificó un revestimiento para la impermeabilidad y para evitar la sequedad del terreno, en estas dos clases de materiales, tobas y conglomerados. No se utilizaron explosivos, por lo que no se aflojó el terreno lateralmente y no existió peligro de movimiento posteriores como ocurre en los terrenos de roca, donde independientemente del aflojamiento existen movimientos de bloques por el deslizamiento en los planos de las litoclasas". En estos túneles del acueducto de "Lerma" se utilizaron dovelas, con las cuales no se necesitó cimbrar

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

concreto, por lo que el revestimiento resultó más barato. Se utilizaron dovelas de 0.20 m x 0.25 m x 0.30 m las cuales, cuatrapeadas, sirven de apoyo a ellas mismas. La fabricación se hizo fuera del túnel; esto abarató mucho la obra. Entre las dovelas y el terreno natural se colocó concreto con 100 kg por m³ de tierra diatomácea, con lo cual se garantizó la impermeabilidad. El concreto utilizado para las dovelas fue de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$. "Para la excavación del túnel en tobas, se utilizó pala y pico, sin explosivos ni ademes; el material excavado se cargó con palas a vagonetas mecanizadas para su transporte fuera del túnel".

"En el piso del túnel se coló concreto, sin armar, de 0.20 m de espesor, con juntas de dilatación cada 20 m, mismas que sirvieron también para corregir alineamientos; la junta elástica se formó con una lámina de 3 mm de acero empotrada con el concreto, 10 cm en un extremo y 10 cm en el siguiente, pintando estos 10 cm con pintura battle para garantizar el deslizamiento necesario y la impermeabilidad. En la zona de dovelas, cada 20 m, se dejó un anillo de 50 cm para rellenarlo con concreto colado en sitio y armado con 4 varillas de 9 mm de diámetro; este anillo está dividido en dos partes de 25 cm para colocar la lámina de 3 mm que sirve para la junta de dilatación, igual como ya se explicó para el piso."

Se trabajó en el túnel en tres turnos, sin suspensión por lluvias o por obras accesorias para no interrumpir los servicios urbanísticos de la zona. Se avanzó por cuatro frentes con un avance diario de 3 m por frente, con lo que se pudo terminar la excavación en un año; y el revestimiento en medio año con avances de 6 m/d/frente. Los materiales que se obtuvieron de las excavaciones se utilizaron para las bases de pavimento cuando se excavaron tobas, y para concreto cuando se extrajeron productos de conglomerados.

El túnel Emisor Central. Nuevamente el túnel Emisor Central, ahora en su tramo intermedio, con una longitud aproximada de 7 km, fue también excavado enteramente en la Formación Tarango, y bajo el nivel freático. En este tramo abundaron las tobas, aunque en partes se excavó en aglomerados y brechas tobaceas, en lahares y en tobas descompuestas en limos (tepetates). Las mejores condiciones se tuvieron en las tobas, (generalmente tobas arenosas) que, como antes se ha visto, son rocas blandas impermeables, fáciles de excavar y relativamente autoestables. Se utilizó el procedimiento de barrenación y voladura con concentraciones de dinamita muy bajas (0.4 kg/m³), y barrenación y cargas controladas en el perímetro de la sección para dar un corte fino y un mínimo de sobreexcavación.

El ademe fue a base de marcos metálicos, H-6", separados 1.5 m, castigados contra el terreno mediante tablonos y retaque de madera, de manera de soportar las eventuales cargas verticales por aflojamiento. En otras partes se utilizó concreto lanzado en espesor de 10 cm, o en terreno de cualidades más pobres, 15 cm en clave y 10 cm en paredes. Ocasionalmente se reforzó el concreto lanzado con anclas de 2.5 cm de diámetro, 2.5 m de largo y distribuidas a separación de 2.5 m en ambos sentidos. Hubo irrupciones de agua puntuales a través de fracturas o fallas de tensión preexistentes, posiblemente de origen tectónico. Tales fallas tuvieron alimentación de agua por conglomerados conectados a un valle saturado próximo al túnel. La más grave aportó 300 l/scg a una presión estimada de 5 kg/cm² y hubo necesidad de realizar un intenso tratamiento de inyección de lechada de cemento para sellar y superar el problema. La invasión de agua interrumpió la obra por meses pero no comprometió en ningún momento su estabilidad. Los derrumbes fueron locales y se trataron a base de concreto lanzado y marcos del mismo material reforzados con varillas de acero en forma de columnas de sección cuadrada o triangular, y atacando el frontón por

partes. Ocasionalmente se requirió tratamiento de consolidación con inyecciones de lechada de cemento.

Difícil valoración de las tobas Tarango. Las tobas de la Formación Tarango son rocas suaves (resistencias entre 5 y 15 kg/cm² en compresión simple) y por lo tanto materiales de frontera entre suelos y rocas. Pudiera decirse que son suelos bien cementados. Por lo tanto, ofrecen condiciones muy favorables a la excavación (impermeabilidad, resistencia, poco ademe, fácil ataque) siempre que no se dañen por las operaciones de tunelaje. Su muestreo requiere precauciones especiales para que los corazones no se fracturen o se desbasten y lleven a la impresión de que la calidad de la roca es inferior a la real. Las fallas o fracturas tectónicas se identifican sólo si hay una correlación entre la geología estructural superficial y la correspondiente a nivel de túnel. En la Formación Tarango en el túnel Emisor fue en general impermeable, y bajo el nivel freático aportó 0.2 l/seg/m; sin embargo, por fracturas y grietas en comunicación con acuíferos, ingresaron puntualmente gastos entre 100 y 300 l/seg a alta presión (cerca de 5 kg/cm²).

2.1.3 Obras en la Serie Huehuetoca.

Por el comportamiento satisfactorio que presentaban las tobas Tarango, resultaba aceptable esperar que también lo fuera en otras emisiones de lavas intermedias y ácidas, particularmente si eran mucho más antiguas, como era el caso de las tobas soldadas, ignimbritas, andesitas y riolitas que forman el núcleo de las Sierras de Tepotzotlán y Sincoque-Encinal. La influencia fue tal que la parte norte del trazo del túnel Emisor Central que, como se comentó anteriormente, se evitó excavar en un tramo más largo en la Serie Nochistongo. Algunos de los primeros tramos excavados en la Serie Huehuetoca, con el túnel Emisor, parecían confirmar estas ideas, pues sólo flujo de agua puntual, que ya se esperaban en las zonas más fracturadas, causaban problema. Después se confirmó que el núcleo de estas sierras estaba formado por tobas y lavas ácidas oligo-miocénicas que habían estado sujetas a perturbaciones tectónicas y alteraciones avanzadas de carácter hidrotermal no reveladas en los escasos afloramientos ni en los sondeos puntuales.

El túnel Emisor Central. En el tramo excavado entre las lumbreras 9A y 11 del Emisor Central se encontró ignimbrita, vitrófiro riolítico y riolita, brecha limo-arenosa y aglomerado (para mayor detalle ver Ref 4). El intenso fracturamiento tectónico de la Sierra de Tepotzotlán favoreció en estos tramos la microfisuración, la devitrificación y la circulación de aguas termales que alteraron la matriz de roca, (las plagioclasas) y la convirtieron en arcillas de tipo montmorillonítico-arenosas. Las fracturas en las ignimbritas suelen estar rellenas de material suave, devitrificado, arenoso, que le da una estructura brechoide; por ellas ingresaba agua en fuertes cantidades y a alta presión; se intentaron tratamientos por inyección de lechadas, para sellar, con resultados únicamente parciales debido a la presencia vitrófiro arenoso. Durante la excavación del túnel la dureza relativa de la roca exigía dinamitarla por zonas, pero los barrenos se cerraban o escupían los cartuchos por la presión del agua, de manera que hubo necesidad de encerrarlos en tubos de plástico que se forzaban, dentro de los barrenos, a presión. El vitrófiro suave que llenaba las fracturas amortiguaba el golpe de las herramientas de barrenación, lo que reducía considerablemente su rendimiento.

Toda esta complicación se concentraba en la frente y unos metros atrás de la misma; más atrás el flujo de agua disminuía hasta perderse en el piso; bajo estas nuevas condiciones el comportamiento de la ignimbrita fue satisfactorio porque no dio síntoma de carga sobre el ademe, constituido por marcos metálicos. Hubo tramos de ignimbrita más sana que requirieron poco ademe, a pesar de la mala calidad presentada a la hora de sacar muestras de corazón de roca. El RQD determinado en las muestras de las riolitas y vitrófiros de este tramo; las recuperaciones y calidad de la roca fueron de 100.

En realidad se trataba de riolitas cuyos feldespatos estaban alterados a arcillas montmorilloníticas, arenosas que produjeron graves problemas de estabilidad de carga sobre los ademes (concreto lanzado y marcos). En condiciones secas, el terreno esponjaba poco tiempo después de ser excavado; como la alteración, aunque abundante, no era siempre completa, la carga sobre el ademe era muchas veces asimétrica; la humedad en el interior de la masa migraba poco a poco hacia la pared expuesta, lo que añadía al esponjamiento cierto grado de hinchazón.

La expansión aumentaba, como es de esperarse en materiales higroscópicos de este tipo en presencia de filtraciones, las que acudían al túnel por las zonas de fracturas. Se tuvo que ir ajustando el soporte a las condiciones impuestas por el terreno.

Al ademe convencional de marcos metálicos en forma de herradura se añadieron tornapuntas, las cuales por estar alojadas en el piso, donde se acumula más humedad, sufrieron fuertes cargas por expansión que las levantaron y provocaron la deformación por pandeo de las patas de los marcos que iban sujetas. Se registraron pateos de marcos y levantamiento de tornapuntas de poco más de 30 cm. En algunos tramos hubo necesidad de recuperar sección y reademar varias veces.

Finalmente se optó por usar arcos de acero de H 8", circulares, castigados con madera sólo en el plano del arco para dejar, entre ellos, que el terreno "respirara" y se expandiera en cierto grado, y así aliviar presiones, y después se cubría con dos capas de concreto lanzado de manera que éste envolviera el patín de los arcos y formase un abovedamiento entre ellos: Una primera capa de concreto lanzado se aplicaba antes de colocar los marcos.

No obstante este sistema, que dio buenos resultados, en varias partes el concreto por lo que trajo como consecuencia que los marcos sufrieran una sobrecarga, hubo un momento después de haber avanzado unos 700 m en estos materiales, que se cortó una zona donde concurrían varias fracturas. Se presentó bruscamente una avenida de agua de 150 l/s y la posterior invasión del túnel por un alud de lodo y arena arcillosa.

La frente se tapó con concreto y hubo que seguir el túnel por un nuevo trazo que diera vuelta a esta zona problemática. El túnel perdido sirvió de dren, de galería de alivio, al nuevo trazo próximo a él, de manera que pudo realizarse la excavación con túnel piloto, sección superior y banqueo, y con las precauciones de ademado antes descritas.

Otra roca de la serie Huchuetoca que dio problemas, fue una toba andesítica frágil y muy alterada, encontrada al excavar en la Sierra del Sincoque. Descansa en contacto erosional muy ondulado sobre basaltos y brechas basálticas muy fracturadas. La matriz de la toba presenta vidrio y microlitos muy oxidados y contiene serpentina

2.1.4 El agua como gran problema.

El túnel Emisor Central en la Subcuenca de Tepotzotlán, (Serie Nochistongo).

Conforme se avanzaba el túnel bajo la subcuenca del río Cuautitlán, dentro de la formación Tarango, sólo hubo unos cuantos ingresos de agua muy importantes pero puntuales, los cuales provenían por fracturas tectónicas. Conforme la excavación se acercaba a la subcuenca de Tepotzotlán, en donde el valle fluvial es más extenso y profundo, cambió paulatinamente la consistencia y textura de las tobas y empeoró su comportamiento hasta llegar en un serio incidente. Las infiltraciones fueron incrementándose conforme se penetraba más en las orillas del Valle, y por llevar en este caso un ataque aguas abajo, ya que fue imposible terminar la lumbrera inmediata aguas abajo (L9), el manejo del agua fue difícil, de manera que llegó un momento en que se avanzó con un tirante de agua en el piso de 30 cm y más. La penetración del agua era además dispersa (no sólo por fracturas, como había ocurrido en la Formación Tarango), y buena parte debía ingresar por el piso con gradientes que en un momento dado redujeron, por subpresión, la capacidad de carga de las bases de los marcos metálicos que constituían el ademe, y éstos cedieron hasta 50 cm en un tramo de unos 30 m, hacia atrás de la frente. Tomando en cuenta que se atacaba a media sección y banqueo, y que los arcos superiores además de apoyarse en rastras se encadenaban entre sí con vigas canal, metálicas soldadas. El encadenamiento transmitió el hundimiento a los marcos vecinos. Varias horas después empezó un caído sin aportación de agua importante; y finalmente vino el colapso del techo, y con él, agua (en cantidad de 100 l/seg), y lodo corrieron dentro del túnel e invadieron la sección del mismo, en poco tiempo, con un volumen de 2000 m³. Tal incidente, favoreció a cuerpos de arena próximos a la clave, del túnel, así como la pérdida de la lumbrera 9, hacia la que iba dirigido este frente, (debido a una falla por el fondo por subpresión en lo que parecían limos, a 92 m de profundidad, faltándole 17 m para acabar con ingreso de 600 l/seg), determinó que se emprendieran estudios exhaustivos e intensivos para precisar las condiciones del Valle de Tepotzotlán, según tres posibles trazos, el original y dos alternativos. Se eligió una de las opciones alternativas, la cual requirió la construcción de una nueva lumbrera, la 9A; ésta se llevó a cabo con ademe de concreto lanzado y requirió bombeo desde 6 pozos de 20'', exteriores a la lumbrera, así como tratamiento de sello en dos aureolas concéntricas al eje de la lumbrera. El procedimiento elegido y aplicado para la excavación del túnel fue:

a) excavación a media sección superior, con túnel piloto 15 m delante de la sección, ademado con madera y utilizado para exploración y para drenaje; b) drenaje desde el túnel piloto y la media sección con barrenos inclinados 30° sobre la horizontal y de longitud no menor de 15 m; (los barrenos estaban ademados con tubería de PVC ranurada y malla de mosquitero para evitar el arrastre de las arenas); c) ademe circular con marcos metálicos de H6 a separación de 1 m; los arcos superiores apoyados en rastras y encadenados con armaduras metálicas; d) revestimiento definitivo de concreto, sobre toda la sección circular, a una distancia no mayor de 100 m de la frente. El ingreso de agua por la frente fue incrementándose a razón de 0.5 l/s/m y su manejo se hizo muy complicado porque la arena fina volcánica que traía en suspensión azolvaba los cárcamos y gastaba en poco tiempo los impulsores de las bombas. Más adelante, los barrenos conectaron estratos de arena que se vaciaron y formaron cavernas además de aportar 150 l/seg más de agua. Cuando se llegó a manejar 240 l/seg con arrastre de arenas, formación de cavernas y riesgo elevado de

inundación por interrupción de la corriente eléctrica, se suspendió el avance. Se reconsideró el problema con información complementaria estratigráfica e hidrogeológica (pruebas lefranc, pruebas de bombeo) y se decidió abatir los niveles piezométricos mediante bombeo desde superficie. Los pozos de abatimiento se distribuyeron al tresbolillo a 10 m a uno y otro lado del eje del túnel, fueron de profundidad superior a 30 m a la de la plantilla del túnel (localizada a 110 m en promedio), de 30' de diámetro y separados entre sí 30 m; (donde se observó que el gasto era más abundante se cerró la separación a 15 m). El gasto remanente en el túnel fue de nuevo manejable y pudo concluirse la excavación con el ademe antes descrito (el gasto se redujo de 250 l/seg a 16 l/seg en el túnel, siendo el gasto de bombeo en superficie de 250 a 450 l/seg. Los niveles piezométricos originales se levantaban 40 a 50 m sobre la clave del túnel y con el bombeo fue posible reducirlos en general 10 m sobre la clave; sólo algunos pozos lograron abatir por debajo de la plantilla como había sido previsto al ser diseñado.

Un caso parecido en túneles dentro del área urbana. En la excavación de los túneles interceptores en los tramos dentro de la zona de transición del norte de la ciudad se requirió abatir los niveles piezométricos, por bombeo desde superficie, para que los túneles se terminaran dentro de aceptables márgenes de seguridad y de programa. Los depósitos encontrados, a los que nos referimos ahora, del norte de la capital, son del Cuaternario y por consiguiente menos consolidados, menos compactos y menos resistentes que aquellos encontrados en el Valle de Tepotzotlán, pero ambos son el resultado de la redepositación de las efusiones piroclásticas resultantes de las fases explosivas del vulcanismo en la Cuenca de México. La profundidad de los túneles interceptores se encuentra entre los 20 y 30 m, la carga piezométrica sobre la clave fue de 10 a 20 m. Las relaciones de vacíos en los depósitos limosos fueron del orden de 1.0 y la resistencia a la compresión simple de 0.5 kg/cm². Es de notar que en los cortes estratigráficos de los interceptores, que alternados con los aluviones, están limos, arenas y sobre todo arcillas depositadas en ambiente lacustre. Las arcillas abundan en los primeros metros de profundidad y tienden a crecer en espesor y en importancia a medida que se acerca uno al emplazamiento de los antiguos lagos.

La menor consistencia de los materiales por excavar, que también se encontraban bajo el nivel freático, llevo a elegir el procedimiento de excavación a base de escudo y ademe de anillos de dovelas de concreto prefabricadas. Se intentó primero emplear escudos de cabezal cortador con presión al frente a base de lodo bentonítico (fueron de los primeros en su género), pero no dio resultado, quizá por una falta de comunicación entre el diseñador, el cliente y el contratista, que provocó deficiencias en la operación y quizá también por una evaluación no completa de las condiciones hidrogeológicas del terreno. El procedimiento que fue aplicado en sustitución del anterior mantuvo la idea del uso de escudo, pero se optó por dejar la frente del escudo abierta con posibilidad de entibarla a base de gatos frontales que sujetaran vigas y tablonces de madera; la excavación, en lugar de hacerlo con un cabezal cortador se haría, a mano con picos, palas y rompedoras o palas neumáticas. Para garantizar el avance de los escudos con frente abierta (se usaron cuatro) era indispensable abatir los niveles piezométricos; después de discutir si esto debía hacerse por drenes desde el túnel o pozos desde superficie, se aceptó esta segunda opción por ser más controlable y por no estorbar las actividades en el interior del túnel. La profundidad media de los pozos fue de 70 m; el diámetro de 14' ; el módulo de bombeo fue de 105 m de longitud, (60 m delante de

la frente y 45 m atrás), pero su distribución y el tipo de bombas (sumergibles de capacidad de 50 l/seg) fue muy similar al realizado en el Valle de Tepetzotlán. El diseño de los filtros se ajustó a las granulometrías medias del terreno propias de cada caso. Tal sistema permitió avances de 150 m/mes y las presión hidrostática remanente sobre las claves de 1 a 3 m. En tramos de éstos hubo, además capas de arena fina, confinadas entre estratos impermeables de limos arcillosos, en las que no fue posible abatir la presión hidrostática con el sistema de bombeo y se produjeron arrastres hacia el interior del túnel, y sobrecarga en las dovelas por falta de respaldo uniforme. Hubo tramos de unos cuantos kilómetros, en los interceptores, que permanecieron, sólo con el ademe primario de dovelas, cerca de un año, hasta que se coló el revestimiento definitivo de concreto, sin haber manifestado daños o deformaciones significativas. Indica que los estratos arcillosos, que se localizan por lo general en mayor medida dentro de los 15 primeros metros de profundidad, no influyeron en el comportamiento del túnel, el cual tenía componentes de carga y de deformación diferidas bajas y comprendidas siempre dentro del período de excavación y de recuperación del nivel freático. El efecto del abatimiento piezométrico por bombeo fue responsable de un 30% de los asentamientos registrados en superficie y seguramente acusó los provocados por efecto del propio tuneleo. Los asentamientos, a pesar de haber sido del orden de los 3 á 12 cm, no ocasionaron inconveniente alguno. Se tuvo cuidado de que el bombeo se concentrara sólo en los depósitos próximos al túnel; en los más superficiales su acceso a los pozos quedaba cegado por un tapón de cemento bentonítico colocado entre el ademe del pozo y el terreno. Otros factores importantes de control de asentamientos fueron las mallas y los filtros que rodeaban la zona activa de los pozos, cuyo buen diseño mantuvo en un mínimo el arrastre de suelo. Estas precauciones aunadas a la inyección de retaque y sello que, en etapas sucesivas se iba haciendo unos 6 m atrás del faldón del escudo, y a través de las dovelas, fue garantía suficiente para que la carga del terreno sobre el ademe fuera lo más uniforme posible y para que no hubiese infiltraciones posteriores y arrastre, al recuperarse los niveles piezométricos sin haber colado todavía el revestimiento definitivo.

El túnel Emisor Central en basaltos y conglomerados. (Serie Huehuetoca)

Los siguientes párrafos darán idea de los problemas presentados:

Tramo L 11-L 12- L 13 (Ref. 4). "...entró el tramo a una formación de conglomerado con boleos hasta de 30 cm de diámetro, con una matriz areno limosa. El conglomerado se encuentra bien cementado y dio lugar a fuertes aportaciones de agua, principalmente por las fallas y grietas que cruzó el túnel. En algunas zonas dentro del conglomerado se encuentran areniscas estratificadas y depósitos de toba limosa; en todo el tramo el material se excavó sin problemas de estabilidad, excepto en las zonas de falla; sin embargo la cantidad de agua que salía del conglomerado alcanzó valores en algunos tramos hasta de 20 l/s/m de túnel, y en algunas fallas o grietas se midieron concentraciones de 200 l/seg a presión de 11 kg/cm²". "En total, por la lumbrera 12 se llegó a bombear del orden de 2,200 l/seg desde una profundidad de 165 m. A pesar de las fuertes aportaciones de agua (por el conglomerado mencionado, así como por brechas y basaltos fracturados), la cementación de las tobas y materiales aluviales era suficientemente alta para impedir el arrastre de éstos, y no provocó problemas de estabilidad". Tramo L 13-L 14- L 15. "La lumbrera 14, en su frente aguas arriba, estaba paralizada en un conglomerado aluvial que producía 300 l/seg".

“Al comunicarse el frente 14-15, se reanudó la excavación hacia lumbrera 13 con un aumento gradual en el gasto a un promedio de 1 lt/seg/m. Así como avanzaba el frente, el agua disminuía rápidamente metros atrás... En una zona de falla se hizo contactos con los basaltos y las brechas escoriáceas, infiltrándose en forma puntual casi 300 l/seg.”

“Al reconocerse que el basalto era el acuífero (confinado) y que por 500 m más el túnel sería excavado en el contacto entre el basalto y los conglomerados, se estimó un gasto superior a 1000 l/seg para este tramo. Este caudal, sin embargo, aparecería concentrado en el frente y de 100 á 150 m atrás de él, lo que dificultaba en gran medida el ciclo de excavación. Aunque se realizaron tratamientos de inyección para tapar las filtraciones, no podía correrse el riesgo de recurrir a ellos cada vez que aparecieran filtraciones de esta naturaleza. Por consiguiente se decidió construir otra galería de bombeo... y construir una nueva lumbrera (14 A) entre la 13 y la 14, de 146 m de profundidad”.

Esta nueva lumbrera se construyó en 6 meses con la ayuda de bombeo, desde pozos profundos, por el exterior de la lumbrera y con tratamiento de inyecciones de sello en dos aureolas desde 75 m de profundidad hasta 12 m debajo de la plantilla del túnel.

En los basaltos fracturados cortados por la lumbrera se midieron permeabilidades de 50 unidades Lugeon. Para avanzar hacia ambos frentes de esta lumbrera hubo necesidad de construir cuatro galerías de bombeo que en conjunto manejaban un gasto de 900 l/seg.

“Pero este gasto abatió abruptamente la capacidad acuífera del basalto entre la L-14 y la L-14 A” y de una producción de más de 1000 l/seg en una longitud de 250 m (promedio de 4 l/seg/m), descendió a 600 l/seg en una longitud de 1,100 m (incluyendo los 250 m mencionados) con un promedio de 0.54 l/seg/m de túnel, cantidad que no representó mayor problema para la excavación convencional a media sección. “Por esta razón, los metros de túnel hechos desde la lumbrera 14 A (aunque relativamente pocos) tuvieron una gran importancia al minimizar un poco el tiempo de excavación del tramo 14-A”.

Difícil valoración del aporte acuífero. Las grandes aportaciones de agua en estos tramos, se debieron a que se interceptaron los acuíferos que bajan de la sierra hacia los valles de Zumpango y Cuautitlán, aunque también pueden ser estos valles y los aluviones en las barrancas del norte los que, recargados por las lluvias que caen en la zona septentrional de la cuenca, y que en buena parte se infiltran debido a la permeabilidad. El basalto fracturado, en partes amigdaloides, las brechas volcánicas, muchas de ellas escoriáceas, y los conglomerados que se cruzaron con el túnel, produjeron las mayores aportaciones de agua, principalmente en las fallas y fracturas encontradas en estas formaciones y que están asociadas al intenso tectonismo que originó la franja neovolcánica, que atraviesa el país de O á E, al nivel del paralelo 19^o. Las fallas dominantes tienen rumbo NE y echado NO, casi verticales. Los movimientos tectónicos provocaron basculamiento de bloques. Entre la L 13 y la L 14 A el basculamiento colocó, al nivel donde se excavó el túnel, la secuencia de tobas y arenas arcósicas que sobreyacen al basalto; entre la L 14 A y la 15 se excavó en una fosa tectónica rellena por un conglomerado aluvial que descansa en discordancia erosional con el basalto fracturado. Este mismo salto explica porqué en el bloque alto, donde se excavó el túnel de la lumbrera 15 hacia el norte, las aportaciones de agua fueron menores. El basalto fracturado, la escoria y las brechas, en el tramo acuífero, muestran restos de calcedonia, carbonato de calcio, caolín y travertino, que revelan la permanencia y la antigüedad de las corrientes de agua.

Para controlar el agua se ensayaron varios procedimientos: las inyecciones de lechadas y productos químicos para sellar; la ayuda con galerías de drenaje laterales y túnel piloto adelantados a la frente de excavación; el colado del revestimiento definitivo y su correspondiente inyección de retaque y sello en tramos de fuertes aportaciones. La persistencia de las infiltraciones y las grandes longitudes en que se presentaron, hicieron inútiles y hasta contraproducentes tales medidas. El revestimiento y las inyecciones, por ejemplo, sólo transferían los aportes hacia las zonas no confinadas. En este caso se tuvo que bombear definitivamente el agua, para diseñar las galerías, (definir su ubicación y determinar el número y características de las bombas), hubo que recurrir a estimaciones. Se basaron en el acopio de datos hidrogeológicos, su interpretación del comportamiento de las distintas unidades geológicas, acuíferas, durante la excavación del túnel y a la extrapolación de valores de gastos, (puntuales y repartidos), en función de características de fracturamiento, de permeabilidad y de recargas parecidas.

Túneles del Lerma (Formación las Cruces). La Sierra de las Cruces es una de las Sierras Mayores, su base está formada por rocas dacíticas del Oligoceno-Mioceno y su cuerpo está constituido por las lavas dacíticas y andesíticas emitidas por aparatos volcánicos estratificados del Mioceno Superior. Son rocas característicamente porfíricas, en tramos muy fracturadas por efecto de movimientos tectónicos. Aunque la Sierra de las Cruces guarda una orientación SSE según un fracturamiento de la cuenca que es sólo aparente, las fracturas y fallas que presenta están la mayoría orientadas en la dirección SO-NE, que es típica del tectonismo miocénico, si bien algunas siguen la dirección OE que caracteriza el tectonismo Cuaternario. A través de esta sierra se han excavado dos túneles para transportar agua potable del Valle del Lerma hacia el Valle de México. El primero conocido como túnel del Lerma, ó túnel de Atarasquillo-Huixquilucan, se construyó entre 1944 y 1951, (la excavación se concluyó en un lapso de cuatro años). Su longitud es de algo más de 14 km y su sección es de bóveda circular de 1.85 m de radio, paredes verticales de 1.55 m de altura y piso horizontal interrumpido con un segmento circular de 1.85 m de radio; ya revestido (se usó concreto simple) queda un hueco circular de 3.2 m de diámetro. Del lado del Valle de Toluca se encuentra el portal de entrada (Atarasquillo). En algo más de 9 km a partir de este portal se excavó en unidades típicas de estrato volcán, como son: brechas, arenas, arcillas, aglomerados, conglomerados y lavas andesíticas. En los 5 kilómetros restantes, ya del lado del Valle de México (portal de salida en Dos ríos), la roca fue principalmente una andesita más o menos compacta, pero afectada por innumerables fracturas y algunas fallas con agua a presión. Al avanzar por el frente de dos ríos, se cruzaron dos fallas muy serias, que coinciden con el fracturamiento tectónico orientado al NE; la más notable es la falla profunda de Huixquilucan. En cada una de estas fallas, el avance se detuvo por varios meses. La más cercana al portal (1,100 m) contiene conglomerados y tobas arenosas blandas con aportación de agua. Se además con 30 marcos circulares de tres piezas de H6', de 4.2 m de diámetro interior, separados a 0.60 m. La más alejada del portal (4,820 m) contiene arcilla bentonítica con agua; se además con 35 marcos circulares, de iguales características y separación de los anteriores. Al finalizar la excavación del túnel se estaban bombeando unos 1,400 l/s, y se estima que se llegó a bombear hasta 1800 l/s durante la excavación.

El caudal de agua que tendría que ser extraído del túnel durante la excavación, tuvo que valuarse por aproximaciones, al no poderse prever de antemano con precisión.

Después de excavado el túnel y a medida que progresó el revestimiento de concreto, las cargas y los volúmenes de agua fueron disminuyendo hasta quedar en los valores antes señalados. La excavación contó con cuatro lumbreras con profundidades variables entre 60 y 127 m, separadas entre sí, las tres intermedias, entre 6 y 8 km. El tramo que requirió más ademe fue el que da al Valle de Toluca, donde el terreno es más heterogéneo y donde se presentaron los mayores problemas de estabilidad y las mayores sobreexcavaciones. Donde hubo presiones laterales importantes se colocaron marcos metálicos de tres piezas, ligando los marcos ojivales, y de ellos, unos 300 fueron de tres piezas. El área media de revestimiento en todo el túnel fue de 7.87 m², y varió entre 5 m² y 15.6 m². A fines de 1981 se termina de excavar el segundo túnel del Lerma que se conoce, con el nombre de Analco San José. El cual se inicio en 1977. Se eligió su localización en trazo y perfil de manera que fuera, en la mayor longitud posible (80%), paralelo al túnel antiguo, y fue situado unos 25 m arriba y 25 m a un lado de éste. De esta manera se buscó y se logró en gran medida, obtener una serie de ventajas: a) excavar en una geología ya conocida; b) aprovechar el efecto de galería drenante del túnel antiguo y quedar fuera de las redes de flujo principales; y c) utilizar una de las lumbreras existentes, las más profundas, para las operaciones de excavación, ventilación y revestimiento.

La sección de excavación es de tipo portal de 4.7 m de ancho y 5.10 m de alto. En 3.5 km, donde el terreno es más heterogéneo (estrato-volcán), se utilizaron marcos IPR-6'' en forma de portal, en donde se registraron empujes laterales, se colocaron tornapuntas.

En el resto de la excavación las adesitas fueron lo suficientemente sanas para no requerir ningún ademe (35% del tramo) o una sola capa de concreto lanzado (65% del tramo).

2.2 Obras Subterráneas dentro del área urbana.

A partir de la década de los 60, diversos túneles se han construido por debajo de la zona urbana de la Ciudad de México, la mayor parte de ellos para completar el sistema de drenaje. Los primeros fueron hechos dentro de la Zona del Lago con el fin de mejorar el funcionamiento de la red de colectores en el centro de la ciudad (Interceptor Dieciséis de Septiembre), y para sustituir la porción sur del Gran Canal (Interceptor Iztacíhuatl).

A finales de la década de los 60, se construyeron en túnel, en la misma Zona del Lago, varios sifones invertidos, en algunos colectores de drenaje primarios, para dejar libre el paso a la obra del Metro que estaba en curso en ese entonces, constituida por un conducto rectangular de concreto construido en excavación a cielo abierto de 7 m de profundidad, confinada por taludes de tierra o por muros de contención de concreto, colados en zanjas rellenas de lodo bentonítico. Por esas fechas, y en relación también con la obra del Metro, se sustituyó el Colector Central por un túnel Interceptor (Interceptor Cinco de Mayo), también fue sustituido el colector San Pablo. Entre 1969 y 1970 se construyó poco más de 1 km de túnel para el sistema de Transporte Colectivo Metro en la Zona Aluvial del río Tacubaya. En 1972 y 1974 se excavaron en túnel dentro de la Zona de Transición (transición progresiva), del norte de la ciudad, los tramos septentrionales de los interceptores Central y Oriente del sistema de Drenaje profundo del Distrito Federal, al cual pertenece también el Emisor Central.

A los inicios de 1979 fue necesario desviar los colectores que concurren a la glorieta la Raza, en el norte de la ciudad, y que obstruían el paso de la obra del Metro (cajón poco profundo construido a cielo abierto), lugar donde hace frontera la Zona de Transición y Lago. A partir de este año se emprendió en túnel la prolongación hacia el sur del Interceptor Central en 5.5 km, mismos que se terminaron de excavar a fines de 1981.

El tramo norte se perforó dentro de la Zona de Transición, el sur se excavó casi en su totalidad en la Zona del Lago y con auxilio de aire comprimido (diámetro de túnel de 6.24 m). Todos estos túneles se realizaron todos con ayuda de escudos. El mayor de 9.15 m de diámetro, corresponde al túnel del metro (gálibo de dos vías), el menor de 2.95 m de diámetro, corresponde a los túneles sifones. Este último es un escudo con cabezal cortador; los demás escudos son todos de frente abierto, sin cabezal cortador, en los que la excavación la realizan los propios obreros con picos, palas, rompedoras y palas neumáticas, según la dureza del material y el espacio que se dispone. El techo del túnel del Metro varía entre 7.0 y 16 m. El de los sifones entre 3.0 y 11 m. Los primeros túneles excavados en los inicios de los 60, fueron realizados con escudos de 4.15 de diámetro, a profundidades entre 10 y 12 m. Se han excavado otros túneles bajo la ciudad sin la protección de escudo, esto es en terrenos que corresponden a la Zona de Transición y a la Zona de Lomas. El túnel Interceptor Centro Poniente, del sistema de Drenaje Profundo del D.F, se excavó entre 1979 y 1981 en una longitud de 16 km en un trazo N-S, en el poniente y norponiente del área urbana. Su sección es de tipo portal de 5 x 5 m, para dejar un diámetro de conducto ya revestido de 4.5 m, y su profundidad media es de 50 m a la plantilla. La línea 7 del Metro con trazo N-S, a 1.5 km al poniente del Interceptor Centro Poniente (en su parte central los trazos de ambos túneles se cruzan a desnivel de 4 m entre claves, y hacia el sur siguen paralelos a una distancia de menos de 200 m). El techo promedio a la clave de los túneles de la línea 7 es de 18 m y la sección es semicircular de 9.84 m de diámetro con piso plano, que dio una sección terminada de 8.64 m de diámetro interior. La longitud total del tramo excavado fue de 12 km, y nueve de las 10 estaciones de las que consta se construyeron en túnel, con dos secciones circulares secantes de 9.84 m de diámetro; una de las estaciones es de un solo arco circular de 14.66 m de diámetro exterior y 13.16 m de diámetro interior ya revestido. La línea 3 del Metro en su extremo sur, contiene 4.7 km de túneles, de los cuales 2.5 km son de dos túneles paralelos de 7.20 m de diámetro exterior y 6.0 m de diámetro interior ya revestido, con piso plano, para gálibo de una vía cada túnel; el resto es túnel para gálibo de dos vías con sección como la de línea 7. En el tramo en túnel hay dos estaciones subterráneas constituidas por túneles paralelos de la misma sección del túnel de gálibo para dos vías. Los techos de estos túneles a la clave varían entre 7 m y 15 m. Tanto el túnel Interceptor Centro-Poniente como los túneles de la línea 3 y 7 del metro por lo general se excavaron con auxilio de máquinas rozadoras. El ademe utilizado para soportar la excavación en los túneles, en que se han utilizado escudos, ha sido a base de anillos de dovelas. En los túneles sifones se usaron dovelas de placa de acero, en los demás túneles se usaron dovelas prefabricadas de concreto. En los primeros túneles realizados para desvío o reposición de colectores, las dovelas fueron de concreto simple, unidas "a hueso", con las juntas alternadas; en los otros túneles los segmentos de concreto tienen nichos para poder colocar pernos de unión entre dovela y dovela y entre anillo y anillo. El túnel del Metro excavado con escudo es el único caso en que se han empleado dovelas (tres piezas por anillo) que en la fase de instalación están articuladas y apoyadas en gatos para poder

empujarse contra el terreno, y lograr un efecto presfuerzo; una vez logrado esto se retiran los gatos y se cuelan los nichos en que estos se alojaron, para dejar el anillo semiarticulado, pero con una sección resistente continua; entre anillo y anillo no hay más conexión que la fricción por contacto.

2.2.1 El Subsuelo Bajo el área urbana.

Gran parte de la ciudad de México descansa sobre la Zona del Lago. El subsuelo de esta zona fue descrita anteriormente, ver capítulo 1.

2.2.2 Obras en la Zona del Lago.

La experiencia adquirida a través del estudio geotécnico del proyecto, de la construcción y de la observación y medición del comportamiento de los túneles excavados con escudo en suelos blandos y plásticos de la formación arcillosa superior llegó a las siguientes reflexiones: La estabilidad del frente de excavación, así como los desplazamientos del terreno alrededor y atrás de la misma y su reflejo en superficie en forma de distorsiones y asentamientos, dependen de factores que están interrelacionados; unos provienen de las condiciones del subsuelo y otros del proceso constructivo. Su ignorancia o descuido ha llevado, en algunos casos, a situaciones que pueden encadenarse en forma adversa y en círculos viciosos que traen por consecuencia la disfunción, o la falla funcional del túnel, en un grado extremo, su colapso. Entre los factores que tienen que ver con el subsuelo están como principales:

a) *La magnitud y el desequilibrio de esfuerzos.* La magnitud de esfuerzos la cual se expresa por la presión por peso propio al nivel del eje del túnel (γH), comparado con el valor de la resistencia al corte media (c) del suelo a este nivel. El índice que los relaciona, conocido como número de estabilidad o factor de sobrecarga ($N_c = \gamma H/c$), de acuerdo con Broms y Bennermark (1967), Deere y col. (1969), y Peck (1969), debe mantenerse dentro del rango $3 \leq N_c \leq 6$ para que el túnel sea practicable con dominio de la estabilidad y las deformaciones. En el caso de los túneles poco profundos (techo menor de 2.5 diámetros) el extremo superior debe ser no mayor de 5.0. En los túneles excavados en la Zona del Lago, el valor de N_c ha sido en general inferior a 5.0, por consecuente, no se han planteado grandes problemas. En las fallas importantes de dos lumbreras y de un túnel, la arcilla se extruyó; se estima que N_c , fue en esos casos, superior a 10,(20). El desequilibrio de esfuerzos, es un factor que ocurre al pasar del estado de esfuerzos que ocurre al pasar del estado de esfuerzos original (esfuerzos por peso propio más sobrecarga) al nuevo estado de esfuerzos producto de la excavación del túnel y colocación de su soporte. Para que este desequilibrio sea compatible con los requisitos de seguridad e integridad del túnel y sus vecindades, el suelo debe ser capaz de sostenerlo, por el sólo o con ayuda, sin pérdida de material ni grandes deformaciones. En los túneles construidos en la Zona del Lago siempre se requiere ayudar al suelo a sostener el desequilibrio. Cuando mayor es el desequilibrio o menor la resistencia, mayor la ayuda. Esta va desde el simple ademado de la frente, la fricción en la rejilla, o el apoyo del cabezal cortador, hasta el alejamiento de las fuerzas de filtración por bombeo, o el empleo de aire comprimido.

Atrás del escudo, el desequilibrio se compensa con el ademe y la inyección del retaque, bien aplicado, produce incluso una acción de presfuerzo o de compresión.

b) Resistencia al corte. No hay acuerdo generalizado entre los expertos sobre cuál debe ser la prueba a emplear para determinar la resistencia del suelo con la que han de estimarse las condiciones de estabilidad de la excavación y los requisitos que debe cumplir el procedimiento constructivo. Algunos emplean con frecuencia, los resultados de la tradicional prueba de compresión no confinada (q_u), y toman la resistencia al corte como $c=q_u/2$, otros emplean la prueba de corte directo (con aparato tipo Instituto Noruego de Geotecnia NGI) y consideran como resistencia al corte a aquel esfuerzo tangencial bajo el cual se presenta una aceleración en la velocidad de deformación angular. Otros prefieren por la sencillez de la prueba, emplear el valor de la resistencia con torcómetro (veleta de laboratorio). Se han efectuado estudios de correlación entre los valores dados por las diferentes pruebas, y aunque los coeficientes de correlación revelan una importante dispersión, puede decirse que con la prueba de compresión simple se obtiene una razonable aproximación a la resistencia “pico”, en tanto que con la de corte directo se obtiene un valor de resistencia residual o de resistencia bajo grandes deformaciones; la simplicidad de la prueba de torcómetro permite hacer determinaciones con distintas velocidades de giro o de carga, de manera que sus resultados, aunque afectados por la habilidad del operador, dan valores de resistencia intermedios entre los de las dos pruebas antes mencionadas. Se ha experimentado el empleo de pruebas en el lugar con penetrómetro a presión tipo holandés, que da un registro más fino de la variación de la resistencia al corte con la profundidad; esta resistencia se ha encontrado que guarda una alta correlación con la resistencia media en pruebas triaxiales rápidas (compresión simple confinada). Debido a la relativa sencillez y rapidez de operación del penetrómetro y su posibilidad de variar la velocidad de carga, lo convierte en una herramienta muy prometedora para caracterizar la estructura estratigráfica y la variación de la resistencia del subsuelo de la Ciudad de México. Los factores más importantes relacionados con el procedimiento constructivo son:

a) Rapidez y eficiencia del ciclo de excavación. Mantener un ciclo de trabajo organizado y eficiente que dé, por resultado un avance rápido y sostenido, en tal forma que al suelo se le dé la oportunidad de reaccionar sólo a su favor. Durante el período de aprendizaje del equipo de trabajo y en los tramos iniciales de excavación que suelen coincidir con ese período, así como en los tramos muy distantes del portal o la lumbrera de acceso donde pesan en el ciclo los tiempos de acarreo, la eficiencia es baja y al terreno se le suele dar más tiempo de descompresión y deformación, por lo tanto, mas oportunidad de que disminuya su resistencia y fluya hacia la excavación.

b) Apoyo de la frente. Mantener apoyo inmediato, de ser posible contrapresión en el suelo recién excavado, que reduzca a un mínimo su desconfinamiento e incluso restituya una buena parte de la condición de esfuerzos original. Obliga a tener la frente de excavación además, particularmente en los tramos críticos.

c) Control del volumen excavado. Llevar una buena correspondencia los más precisa posible entre el volumen excavado y el volumen avanzado. Si éste es mayor que aquél, se corre el riesgo de desplazar el terreno al frente de la excavación y provocar desplazamientos hacia fuera y hacia arriba del escudo (esto es particularmente cierto en escudo con rejilla al frente y en escudos de frente abierto pero con ademe cerrado en el frontón y que son hincados ciegos). Si, en cambio el volumen avanzado es menor que el excavado, los desplazamientos se producen hacia la excavación y el riesgo de pérdida de material por el frente aumenta. Cualquiera de las dos condiciones altera la resistencia al corte del suelo y lo remoldea.

c) Calidad del ademe. Asegurar un buen ademe de las paredes de la excavación, atrás del faldón del escudo, y lo más inmediato que sea posible para evitar desplazamientos del suelo vecino hacia el túnel. El ademe es realmente efectivo hasta que hace contacto con el terreno, y que es preferible que este contacto se produzca por acción del ademe y reacción del terreno que por acción del terreno y reacción del ademe.

Con anillos de dovelas unidas por pernos radiales y longitudinales, no hay probabilidad de incrementar el diámetro de los anillos hasta hacer total contacto con el suelo. El espacio que queda, que es la suma del espesor del faldón y del juego entre anillo y faldón, necesario para poderlo montar y empujar fuera de éste sin rozar uno con el otro, por lo que debe rellenarse lo antes posible. El material de relleno, que suele ser un mortero de cemento-arena fina o una lechada de cemento, inyectada a presión, proporciona el contacto requerido y, si se regula bien la presión de inyección puede incluso dar un efecto de presfuerzo en la frontera anillo suelo que es benéfico para el comportamiento de ambos elementos.

Si el faldón del escudo no cuenta con un elemento de sello, como ha sido el caso de los escudos que se han estado utilizando, la inyección debe hacerse 6 á 10 anillos atrás del faldón para que el producto no penetre hacia el túnel o hacia la frente. En estos casos, el hueco se rellena, antes de la inyección definitiva, con gravilla que sí puede inyectarse cerca del faldón. Excesiva presión de inyección produce fractura hidráulica o distorsión del ademe. El diseño de las dovelas suele estar sobrado para efectos de empuje del terreno (siempre que éste no sea notable desigual o desbalanceado), ya que los esfuerzos por manejo y por empuje de los gatos que avanzan el escudo apoyándose en ellas, suelen ser solicitaciones superiores a la presión de tierra. La geometría en cambio, es un factor importante en el comportamiento de la excavación.

Cada anillo al salir del faldón tiende por su propio peso a ovalarse pero al quedar unido con el anterior y encontrar además cierto respaldo del terreno en los costados, mantiene en cierta forma su geometría; sin embargo, ésta puede perderse durante el empuje y durante la inyección, por lo que conviene ayudar al anillo con amplias zapatas de repartición en el extremo de los gatos al empujar y con tirantes o con puntales para evitar una ovalización exagerada al inyectar y cargar. Irregularidades geométricas en las caras de contacto de las dovelas pueden ser fuente de concentraciones de esfuerzos y de falta de empuje de anillo a anillo y de dovela a dovela.

Un mal empuje puede favorecer o él desvió del escudo al empujar, o la imposibilidad de conexión de algunos pernos o pasadores y la creación de mecanismos que pueden botar una o varias piezas o colapsar uno o varios anillos.

d) *Dominio de la guía del escudo.* Mantener un control estricto de la guía, en línea y perfil del escudo. Todo escudo tiende a no seguir exactamente el trazo de proyecto; obedece a desbalanceo del peso propio por pequeñas diferencias en la distribución de las masas al fabricarlo y al montarlo, así, la heterogeneidad del propio terreno y su corte no siempre perfecto dan origen también al desbalanceos. Ello obliga a estar corrigiendo, con cierta frecuencia, giro, inclinación y deriva del escudo para mantener su curso de diseño.

La deficiencia en estos controles origina una serie de problemas que van desde el remoldeo y plastificación de parte del frente, al llevar cargado el escudo de un lado, hasta el desvío notable o la incompatibilidad del plano de los gatos de empuje con respecto al plano del anillo de dovelas. El factor de daños a terceros ha sido considerado en general con estos aspectos favorables en los túneles excavados con escudo en la Zona del Lago. La Costra Dura superficial y el relleno arqueológico, por ser normalmente de alta compacidad y de considerable espesor, han actuado en muchos casos, como una losa que amortigua y distribuye los efectos del tuneleo que tienden a emigrar hacia la superficie. Amortiguan, a su vez estos efectos las propias arcillas, cuya deformación no sucede en forma tan brusca como en los suelos más rígidos, aunque tienen una componente de deformación diferida de magnitud importante, que estos no tienen, se produce lentamente. Ello da oportunidad a que la superficie del terreno y las estructuras e instalaciones vecinas se adapten en cierta medida a los movimientos mediante pequeños desplazamientos de reacomodo, o por flujo plástico, lo que no ocasiona daños mayores, siempre y cuando la magnitud total de las deformaciones no sea exagerada. Además los trazos de los túneles se han localizado, por lo común bajo el eje de amplias calles y avenidas y relativamente alejados de edificaciones, de tal forma que la influencia del cuenco de asentamiento no se hace notoria. El punto de inflexión de la campana del cuenco, que es donde ocurren las distorsiones máximas y los mayores daños, debido a esfuerzos de extensión, han solidó quedar fuera de construcciones, o bien la resistencia de la Costra Dura ha impedido que las distorsiones causen fracturas de tensión. La elección del trazo y el perfil de los túneles que se han mencionado como es natural, ha obedecido a razones de servicio (función y operación de la obra), y a razones de viabilidad e integridad (posibilidad de su construcción, economía de su mantenimiento). Una vez decidida la implantación de cada obra subterránea, decisión que es la que más incide en el costo general de la misma. En los túneles interceptores Central y Oriente del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal, su implantación funcional quedó regida por la posición relativa del sistema de drenaje existente (red de colectores y Gran Canal), del cual recibirían las aguas y por la embocadura del túnel Emisor Central, el cual debían enviarlas. Tomando en cuenta, su diámetro y pendiente debían permitir transitar, (sin que la línea de presiones rebasara la superficie del terreno), las avenidas que iban a generar los aportes de agua (principalmente de lluvia) de sus áreas tributarias. A su vez, la posición del túnel Emisor dependía de la ubicación del lugar de salida, fuera de la Cuenca de México, para tributar a uno de los ríos (Salado o el Salto) que va a dar al Río Pánuco y finalmente al Golfo de México. Pero fueron las razones de viabilidad las que pesaron en la ubicación final de los interceptores. Uno de los factores de más peso fue el relativo a hundimientos y movimientos diferenciales que sufrirían los túneles con el tiempo por el efecto del asentamiento regional. Se tenía conocimiento de las consecuencias de éste, en la red de colectores que se encuentra entre 2 y 10 m de profundidad, manifestadas en forma de columpios, contrapendientes, roturas y fugas.

En los Interceptores era imperativo evitar estos riesgos. Se analizaron las magnitudes de los movimientos que sufrirían ubicados a profundidades de 15 a 25 m y a nivel de la Capa Dura y se dedujo lo siguiente:

Los asentamientos y movimientos diferenciales futuros máximos, se producirían a la menor profundidad, sería de un valor intermedio a la de 25 m, y serían mínimos en la vecindad de la Capa Dura. La magnitud y distribución del asentamiento superficial regional ha variado en los últimos años, pero la magnitud relativa del movimiento de las diferentes capas del subsuelo se pudo considerar equivalente a la que resultó del análisis, misma que llevó a la decisión de ubicar los Interceptores en cercanía con la Capa Dura.

La magnitud y el desequilibrio de esfuerzos a las profundidades elegidas para los interceptores, en Zona de Lago hacia imperativo el empleo de escudo, pero además requería del auxilio del aire comprimido para contrarrestar la fuerte tendencia de la arcilla a fluir. Para mantener el factor de sobrecarga en valores inferiores a 5 fue necesario, en el Interceptor Central, emplear presiones de aire de 0.7 kg/cm^2 , para el tramo entre las lumbreras 10 y 9 (Ref 4), de longitud de 1571 m profundidad al eje de 29 m; de 0.9 kg/cm^2 para el tramo, de 2182 m de longitud y 26 m de profundidad; de 1.0 kg/cm^2 para el tramo L8-L7, de 1514 longitud y 23 m de profundidad; y para el tramo L7-L6, de 1855 m de longitud y 23 m de profundidad, de 1.1 kg/cm^2 . Considerando que la resistencia al corte (cohesión) media respectiva es de 0.8 kg/cm^2 , 0.65 kg/cm^2 , 0.5 kg/cm^2 y 0.45 kg/cm^2 , los valores del factor de sobrecarga ($N_c = (\gamma H - P_a) / c$ siendo P_a la presión del aire), resultan de 4.1, 4.0, 3.7 y 3.7 respectivamente, cuando sin aire comprimido los correspondientes valores serían de: 5.0, 5.4, 5.7 y 6.1.

Es de notar que estos últimos valores revelan que, sin el auxilio del aire comprimido, la excavación habría tenido riesgos de inestabilidad y de descontrol del escudo y del ademe. Estos mismos análisis, efectuados para las condiciones prevalecientes en la implantación del Interceptor Oriente, más cercana al Lago de Texcoco y por lo tanto en arcillas más blandas, con valores de resistencia al corte inferiores a 3 T/m^2 , llevan a valores de N_c , sin presión de aire, en la vecindad de 9; para reducirlos a alrededor de 4.0 se requería una presión de aire superior a 1.5 kg/cm^2 , y en buena parte de los caos, cercana a 2.0 kg/cm^2 . Como es sabido el comportamiento fisiológico de obreros que trabajan bajo aire comprimido no es el mismo al nivel del mar o a baja altitud (como en el caso de todos los túneles efectuados con este auxilio en el resto del mundo), que a 2,200 m sobre el nivel del mar (altitud de los túneles profundos en la Ciudad de México).

En los tramos del Interceptor Central, donde fue necesario utilizar presiones de 1.1 a 1.2 kg/cm^2 , se tuvo que reducir los ciclos de trabajo a cinco horas, lo que obligo a aumentar un turno de labores para mantener el mismo rendimiento. Para una exposición de 5 horas a 1.2 kg/cm^2 se requirió un tiempo de descompresión de 3 horas. Debido a estas razones prácticas y médicas, el límite recomendable para trabajo bajo aire comprimido en la Cd. de México se estableció en 1.5 kg/cm^2 . Al acatar el límite dicho, las excavaciones del Interceptor Oriente dentro de la Zona de Lago, con el auxilio de aire comprimido exclusivamente, quedo excluida. Por lo que en las fechas en que se excavaron los tramos norte de los Interceptores, entre 1972 y 1974, fue necesario y conveniente buscar un nuevo trazo del Interceptor Oriente que evitara en lo posible excavar en arcillas, lo cual se logró en su mayor parte. Sin embargo la obra de toma en el Gran Canal y su conexión con el tramo del Interceptor que quedó en roca o en material más firme, tuvo que solucionarse en cajón

de concreto de profundidad a plantilla de 12 m, excavado a cielo abierto entre muros de contención de concreto colados en zanjas además con bentonita, tipo cajón de Metro, por no contar en ese momento con recursos tecnológicos que permitieran excavar el túnel profundo en forma alternativa a la excavación sólo bajo aire comprimido.

El Interceptor Central se excavó en arcillas de la formación Arcillosa Superior de la Zona de Lago entre las lumbreras 8 y 6; hacia la lumbrera 9 quedó alojado en la capa dura y hacia la lumbrera 10 se internó en la parte baja de la Zona de Transición. En el sentido del norte hacia el sur, la capa dura se profundiza y correlativamente aumenta el espesor de la Formación Arcillosa Superior. Como se ha visto, a mayor espesor de esta Formación, que es síntoma de una mayor compresibilidad y una menor resistencia. Por otra parte, al separarse el túnel de la capa dura deja las arcillas preconsolidadas contiguas a ésta y queda en arcillas normalmente consolidadas más débiles. Todo esto contribuyó a que se excavara en estos tramos con el auxilio de una presión de aire alta (1.2 kg/cm^2) para compensar el desequilibrio de presiones que aquí era mayor que en los tramos del norte. La excavación se logró sin grandes problemas y con buenos rendimientos, pero al retirar el aire comprimido, el ademe empezó a manifestar deformaciones considerablemente superiores a las que se habían presentado en los tramos del norte (llegaron a ser de 30 cm y el valor crítico para rotura se estimó en 40 cm) lo que obligó a empezar el revestimiento interior tan pronto se terminó de excavar y a realizarlo bajo presión de aire, sí bien de menor valor que la utilizada durante la excavación (0.7 kg/cm^2). Hacia el norte también se presentaron distorsiones del ademe cuya magnitud disminuye conforme la Capa Dura se aproxima más al nivel del túnel.

2.2.3 Obras en la Zona de Transición y en el de Lomas.

La calidad y competencia de los materiales mejora conforme se aproximan los Interceptores al norte, a la embocadura con el túnel Emisor Central, es decir, a medida que están más alejados de la Zona del Lago. Así también mejora el subsuelo conforme el terreno se ubica más hacia el poniente, hacia la Zona de Lomas. La localización del Interceptor Centro-Poniente está unos 4.5 km, al poniente del Interceptor Central y por ello fue excavado en un subsuelo de mejor calidad que el de éste, característico de la zona de transición de tipo progresiva cercana a la zona de lomas. En su tramo medio este Interceptor se aloja en la parte baja de esta última zona. El subsuelo a lo largo del trazo del Interceptor Centro-Poniente está constituido por suelos aluviales y lacustres. Predominan las arenas limosas y limos arenosos de mediana a muy alta compacidad entre los que están intercaladas capas delgadas de arena fina de compacidad suelta a media. El contenido de agua natural es suficiente para proporcionar una coherencia por capilaridad suficiente para soportar paredes verticales, en la excavación y frontón, y bóveda estable por un "tiempo puente" amplio, es decir que diera oportunidad de ademar atrás de la frente sin interferir la excavación en gran medida. El ademe que se utilizó en estos tramos fue de marcos metálicos IPR de 6", en sección portal, separados a cada 1.5 m y castigados contra el terreno con retaque de madera. Como las condiciones de humedad dentro del túnel se mantuvieron casi constantes, las arenas no se secaron ni se desgranaron, por lo que la carga de ellas sobre el ademe fue poco significativa. La excavación se realizó prácticamente en seco y sin auxilio de escudo o protección especial en la frente. La decisión del procedimiento constructivo, no fue fácil, porque los datos verdaderamente significativos no resultaron desde el principio evidentes.

La profundidad original del túnel era unos 10 m menor que la finalmente elegida; los sondeos revelaban un nivel freático cercano a la superficie, suelos arena limosos de compacidad media parecidos a los excavados en el interceptor central, desde luego las capas de arena muy semejantes a las que bajo cargas de agua remanentes habían dado guerra en éste. Información posterior hizo notar la conveniencia de alojar el túnel a profundidades vecinas a los 50 m, donde las compacidades de los suelos mejoraban notablemente; y puso en evidencia, también que la capa de arcilla blanda y compresible típica de la región, encontrada en los primeros sondeos a una profundidad media de 10 m, constituía un horizonte impermeable de espesor de 2 a 5 m que se extendía por toda la zona. Bajo este horizonte no aparecían mantos freáticos, como los que aparecían, colgados en el Interceptor Central. El ataque se llevó a sección completa o con sección superior adelantada 2 o 3 m, con rendimientos superiores a los 5 m por día. La excavación se hizo con herramientas de mano, en un par de frentes, con máquinas rozadoras de ataque selectivo; en cuanto a este tipo de máquinas era la primera vez que se usaban en México en una obra no minera. En el tramo que se excavó contiguo a la zona de Lomas, el ademe que se utilizó fue concreto lanzado en espesor de 7 cm, sin refuerzo de malla ni de anclas. El revestimiento definitivo, de concreto de 35 cm de espesor dio un gálibo circular de 4.0 m y se coló un año después de haber excavado.

En los abanicos aluviales del río Tacubaya, al poniente de la ciudad, en un lugar donde la Zona de Transición se angosta, y las Zonas de Lago y de Lomas se aproximan, se excavó en túnel el extremo occidental de la línea 1 del Metro, en dos tramos de 300 y 800 m de largo. En este caso también la decisión del perfil y la del procedimiento constructivo fueron difíciles. Con objeto de que la estación tacubaya, intermedia entre los tramos, pudiera excavarse a cielo abierto, no debería ser exageradamente profunda; y por otra se pudiera cruzar la zona sin estorbar las instalaciones y la vialidad importantes que en ella existe, entre las que se encuentra el Anillo Periférico, el Ferrocarril de Cuernavaca, tuberías principales de gas, el Interceptor del Poniente y diversas construcciones, se eligió excavar el Metro en túnel, y a poca profundidad (techo variable entre 7 y 12 m). Debido principalmente al poco techo, pero también por tener que excavar en terrenos de aluvión relativamente heterogéneos, se optó por utilizar escudo. Este es el de mayores dimensiones hasta ahora utilizado en México (9.15 m de diámetro exterior), y es de frente abierta, con gatos para apoyar el ademe frontal que eventualmente se requiera.

En la excavación de suelos firmes con escudo, como es el caso, y donde haya seguridad de contar con una buena capacidad de autoaporte de los mismos, siempre debe de considerarse la posibilidad de utilizar un soporte provisional o ademe de fácil instalación, que pueda ser rápido y eficaz contacto con el terreno y que pueda funcionar, en su momento, como soporte definitivo. Un ademe como estas características fue él que se empleó en la excavación de este tramo de la línea 1 del Metro.

Cada anillo esta formado sólo por tres dovelas a modo de arco de tres articulaciones, una dovela de fondo y dos laterales, cuyo contacto en clave es en forma de rótula. Durante su colocación, y tan pronto quedan fuera del faldón del escudo, se levantan las laterales mediante gatos hidráulicos apoyados en la base de ellas y en los extremos de la dovela de fondo. La traslación resultante provoca un movimiento de tijera hacia fuera, en el que la clave actúa como fulcro, hasta que se hace contacto con el terreno; un empuje adicional

presfuerza a éste y, a su vez; a las dovelas. Después, se sustituyen los gatos por pedestales de acero y se cuelan los nichos donde se estaban alojados los gatos. El arco de tres articulaciones se convierte así en un arco continuo semiarticulado. Se inyecta a través de las dovelas, unos diez anillo atrás del faldón del escudo, para retacar y sellar. Con su reducido espesor (25 cm) en comparación con su diámetro medio (8.75 m) con un soporte flexible, cuya deflexión permite al terreno vecino desplazarse lo suficiente para desarrollar su resistencia al corte y contribuir así a su propia estabilidad. Se logra además, en éste, una redistribución de esfuerzos que se acerca a la condición de presión uniforme con lo que el ademe trabaja casi enteramente a compresión, con flexión nula o reducida.

La “expansión” de los anillos de dovelas, por acción de los gatos, es uno de sus aspectos más importantes e interesante: garantiza un contacto más oportuno, efectivo y completo del ademe con el terreno, consecuentemente, un menor consumo de inyección de retaque; limita a tiempo la descompresión y los desplazamientos, con lo que se logran asentamientos mínimos en la superficie; provoca un efecto de presfuerzo sobre el terreno que incrementa su coherencia. Este es un ejemplo de túnel excavado en un abanico aluvial típico del poniente de la ciudad, generado por un río de reducida cuenca de captación y de capacidad relativa de arrastre pequeña. Por tanto la heterogeneidad del subsuelo no es considerable y la granulometría de los materiales que lo componen se encuentra más bien en el rango medio de gravas y arenas, con un alto contenido de limos. Un extenso y detallado estudio de isorresistividades definieron las zonas de mayor permeabilidad y menor consistencia a lo largo del trazo. Con base en esta información se estableció e instaló un sistema de bombeo, de 30 m de profundidad, para agotar el agua que se encontraba distribuida irregularmente en el aluvión. Con ayuda de este bombeo, cuyo patrón de extracción fue muy variable, se hizo posible excavar el túnel enteramente en seco. Alentados por los buenos resultados obtenidos con los túneles interceptor Centro-Poniente y Metro línea 1, al estudiar el proyecto de la extensión al sur de la línea 3 y la línea 7 del Metro, de trazos de norte-sur, se decidió emprender ambas en túnel, con lo que se evitaba el desvío de instalaciones municipales importantes y la cancelación del tránsito de vehículos en avenidas principales. La prolongación meridional de la línea 3, se encuentra en zona de transición también, del tipo progresiva, y en su extremo sur llega al llamado Pedregal de San Angel, donde los suelos de la zona de transición están cubiertos en superficie por coladas de lava basáltica emitida por volcanes cuaternarios jóvenes (Xitle). El basalto es en partes masivo y en partes vesicular, escoriáceo y almohadillado, con frecuentes burbujas y oquedades.

Estas coladas de basalto, de espesor variable entre 5 y 25 m, han comprimido los suelos y han calcinado su superficie. La consistencia, compacidad y composición de éstos son parecidas a las encontradas en otros lugares de la Zona de Transición, pero son algo más competentes por los efectos de precompresión mencionados. Con estas características presentes se decidió aplicar procedimientos de excavación semejantes a los empleados en el Interceptor Centro-Poniente, por tratarse de secciones de excavación mayores y de profundidades a clave menores, en zona urbana, se especificó un ademe más rígido: concreto lanzado de espesor entre 15 y 18 cm, reforzado con doble capa de malla electrosoldada de 6x6x4/4, al pie de las paredes, apoyado en zapatas, de 50 cm de ancho y 40 cm de profundidad, construidas también con concreto lanzado reforzado con malla.

La aplicación de los primeros 5 a 9 cm de concreto lanzado se efectuó pegado a la frente de excavación, y el resto no más de 20 m atrás. Los avances medios por ciclo fueron de 2.4 m.

En el tramo norte de 2.5 km y en las dos estaciones situadas en sus extremos y construidas también en túnel, se proyectó que las vías del Metro fueran en conductos semicirculares, paralelos (de 4.8 m de altura y 6 m de ancho) separados paño a paño por lo menos una vez el ancho. Ello se debió a que en tramo norte se atraviesan dos lechos antiguos de ríos que descienden del poniente, además el techo disponible (9 a 12 m) se consideró insuficiente para soportar un claro de excavación mayor.

El ataque en todos los túneles se llevaron a cabo con máquinas rozadoras de ataque selectivo; a sección completa en los túneles para una sola vía y con sección superior adentada 2.5 m en los túneles para dos vías. La excavación se realizó completamente en seco ya que el nivel freático no se localizó dentro de la sección del túnel. La costra de basalto que cubre parte del tramo sur por donde pasan los túneles, hace los efectos de una losa resistente, de manera que la clave en algunos casos, ha podido excavar a menos de 3 m de distancia de la superficie inferior del basalto.

La línea 7 del Metro corre más o menos paralela al Interceptor Centro-Poniente, y se excavó con procedimientos semejantes a los de la línea 3 sur. Se trato de túneles para gálibo de doble vía en tramo, y en las estaciones de túneles secantes de igual gálibo. En el subsuelo del extremo norte, se encuentra el horizonte de arcilla, cerca de la clave, e incluso en un tramo de 200 m, se corta con la clave o se pasa al ras. Para protegerse contra al colapso del techo se decidió utilizar en este tramo el mismo escudo y el mismo tipo de dovelas de la línea 1 del Metro. En algunos otros tramos se excavó bajo casas y edificios de cinco niveles o a proximidad de cimentaciones de pilotes y pilas verticales (viaducto) o de pilotes y pilas verticales (edificaciones de 8 y 10 niveles). Para evitar desconfinamiento y desplazamiento de estos elementos estructurales, se protegieron con cortinas de inyecciones de lechadas de cemento y silicatos que quedaron localizadas entre el túnel y la cimentación respectiva. En los tramos de la línea 7 se excavó en seco. Los materiales son principalmente limoarenosos y arcenolimosos muy parecidos a los tepetates, con capas intercaladas de grava y arenas. Tanto en la línea 3 sur como en la línea 7, más de las dos terceras partes de los suelos que se encuentran al nivel del túnel y a un diámetro arriba de la clave, tienen una alta compacidad que, en prueba de penetración estándar dieron valores superiores a 40 golpes y muchas veces más arriba de 60.

Se han encontrado horizontes de arena pómez en varios tramos. Esta arena, como se sabe, muestra cementación volcánica, de baja densidad y poco peso volumétrico y su estructura es relativamente deformable, por lo que ha dado lugar a valores de convergencia del perímetro del túnel algo más altos que los que se han registrado en los otros materiales. Hacia el sur, esta línea corta una serie de barrancas importantes por donde ha descendido y se han acumulado clásticos considerablemente más gruesos (boleos de 3 m³ y más) que los que se encontraron en el aluvión del río Tacubaya.

Mecanismo simplificado de estabilidad de túneles excavados en suelos, aplicado al diseño y a la construcción

La construcción de túneles se inicia como un arte basado en las experiencias de la minería. Los ingenieros mineros o civiles con experiencia tomaban sus decisiones relativas al procedimiento de construcción basándose en el reconocimiento visual del frente después excavado, para evaluar la estabilidad del túnel en función del aspecto de la roca o suelo del frente, así como de los desplazamientos observados y de la magnitud de los asentamientos inducidos en la superficie del terreno; la información geológica servía, en el mejor de los casos, de indicador.

Los primeros intentos por racionalizar el diseño y la construcción de túneles excavados en suelos los inicia K. Terzaghi (1942) al establecer los criterios de diseño para el ademe primario, basados en experiencias de campo y en la Teoría de Arqueo. Sus experiencias en los túneles del Metro de Chicago (Terzaghi, 1942, Broms y Bennermark, 1967) contribuyeron muy significativamente al estudiar la estabilidad de excavaciones verticales. Peck (1969), con su artículo "El Estado del Arte sobre Excavaciones Profundas y Túneles", estableció conceptos básicos relativos al diseño de revestimiento y a la evaluación de asentamientos superficiales.

Debido a la gran diversidad de características del subsuelo de la ciudad de México y la experiencia ganada a partir de 1960 en la construcción de más de 120 km de túneles para el Sistema de Drenaje y el Metro, obras que atraviesan una gran diversidad de suelos y de rocas, han propiciado el desarrollo de procedimientos de análisis para el diseño de túneles, apoyados en la Ingeniería Geológica y en la Mecánica de Suelos.

Estos procedimientos incluyen la aplicación de modelos mecánico-analíticos (Tamez, 1984 y Reséndiz y Romo, 1981) y de modelos numéricos que facilitan el análisis bidimensional del estado de esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo o de roca que rodea la cavidad del túnel.

Ideas generales sobre el comportamiento de los túneles.

La apertura de un túnel cambia las condiciones de esfuerzos en el medio original, considerado originalmente 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, que puede considerarse como de equilibrio definitivo.

Esta condición final implica el establecimiento de nuevas condiciones hidráulicas en el subsuelo y el cese de las deformaciones y de 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 esfuerzo son netamente tridimensionales, 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 esfuerzo que produce la excavación no pueden ocurrir sin deformación en el medio; cuando hay revestimiento este se deforma también.

Los procesos de deformación resultantes evolucionan con el tiempo, de manera que este último representa una nueva variable en el proceso. Se producen además cambios en las presiones de poro del agua en su vecindad; como el túnel representa siempre una zona a la presión atmosférica, invariablemente el agua tenderá a fluir hacia su interior.

El empleo de los explosivos suele reducir la resistencia de rocas y suelos duros en torno a la galería, mientras que otros métodos de excavación, tales como escudos, producen remoldeo en los suelos vecinos. La mayor parte de los túneles en suelos han de ser ademados en algún momento de la construcción.

Muchas veces el ademe se requiere para garantizar la estabilidad inmediata; en ocasiones, antes de iniciar la excavación han de mejorarse los suelos involucrados.

Los ademes son generalmente rígidos, formados con piezas de madera o de acero, aun cuando con cierta frecuencia se utilizan en una primera etapa otros métodos de soporte que dan lugar a elementos mucho más flexibles.

Es común ver que el revestimiento se coloca con un cierto desfase respecto al avance de la excavación, de manera que su erección vaya avanzando a cierta distancia detrás.

En este caso se produce una relajación parcial de los esfuerzos en la parte de la excavación no sostenida, la cual está asociada a los movimientos del terreno que se produzcan antes de colocar el revestimiento.

También muchas veces se construye un soporte que posteriormente se expande, apretándose contra las paredes del túnel; este proceso induce un incremento en los estados de esfuerzos, tanto en el revestimiento como en el terreno y estos nuevos cambios de esfuerzos producen las correspondientes deformaciones.

Aun cuando no haya amenaza de un colapso, derrumbe o cierre de la excavación, puede requerirse el revestimiento como forma para mantener las deformaciones de la excavación en límites tolerables. Deformaciones muy grandes pueden distorsionar en exceso la sección estructural o producir cambios en la superficie del terreno o daños a estructuras próximas; además, las grandes distorsiones suelen producir reducciones indeseables en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, como consecuencia de la degradación estructural.

Es imposible e indeseable impedir del todo las deformaciones de la galería.

Algo de deformación es necesaria para llegar a una distribución favorable de las presiones y el ingeniero debe en cada caso determinar la magnitud de deformación mínima que crea tolerable.

Las cargas que soporte un ademe o un revestimiento dependen de la condición del suelo en el momento en que dicho soporte se coloca; si el suelo hubiese alcanzado una condición de equilibrio final antes de que se coloque el revestimiento, éste no recibirá empujes posteriores, pero si el revestimiento se coloca antes de alcanzar el equilibrio final, éste representará una nueva condición de frontera al estado de esfuerzos y deformaciones preexistentes, de manera que estos estados evolucionarían de manera diferente si el ademe no se hubiera puesto.

La excavación hace que, durante un tiempo, los esfuerzos normales radiales en la frontera del material se reduzcan al valor de la presión atmosférica y esto conduce a tales deformaciones en las paredes, los esfuerzos que actúan finalmente sobre cualquier revestimiento que se coloque no se parecen en nada a los esfuerzos que había originalmente en el medio.

Efectos generados debido a los procesos de consolidación primaria, secundaria y regional que sufren los suelos finos.

Asentamiento Inmediato: generado en el instante de la excavación; observándose este fenómeno en las direcciones transversal y longitudinal debido al alivio de esfuerzos generado en el suelo, los que son una consecuencia directa de la excavación, redundando directamente en las características como son el espesor, módulo de rigidez y tipo de material utilizado en el recubrimiento, así como en las técnicas de construcción y excavación del túnel.

Asentamiento Adicional: generado por la consolidación primaria, secundaria y por el bombeo realizado en muchos estratos permeables de la Ciudad de México, este último provoca la consolidación regional, derivándose de estos asentamientos dependientes del tiempo, varios factores que se mencionan a continuación:

Asentamiento transversal: el que altera directamente el comportamiento estructural del túnel, observándose este fenómeno prácticamente de manera puntual; este asentamiento depende de las características del suelo en la sección transversal en cuestión, debido a la posible existencia de lentes de arena (suelo no homogéneo) o de la existencia de construcciones pesadas, lo que redundaría directamente en diferencias presentadas en los asentamientos y elementos mecánicos de la estructura en ese punto, con respecto a otras secciones transversales.

Asentamiento Longitudinal: éste depende de varios factores como son el lugar en donde se genere un mayor bombeo, variabilidad en los espesores de los estratos y también factores mencionados en el punto anterior, como suelo no homogéneo y diferencias de carga en la superficie.

Inicialmente la experiencia práctica fue la base principal para los ingenieros, para resolver los problemas de construcción y diseño de túneles presentados por el efecto de estos asentamientos hasta hace unas cuantas décadas, por lo que era erróneo extrapolar

condiciones geológicas analizadas en un problema a otras presentadas en la construcción de otro túnel con diferentes condiciones.

Entre las tareas que generalmente involucran el diseño y la construcción de un túnel, se mencionan las siguientes:

1.- Caracterización de las condiciones que presenta el subsuelo a lo largo de la sección transversal y longitudinal que sigue el túnel. Este primer punto se refiere al plan de exploración, el que comprende la obtención de las condiciones hidráulicas y propiedades del subsuelo por medio del muestreo y pruebas de laboratorio y campo, dependiendo del plan propuesto para cada caso específico. Con lo cual se puede desarrollar un modelo conceptual de las características y propiedades a lo largo de la construcción, y finalmente como complemento, es necesario realizar investigaciones que comprendan las mediciones durante la etapa constructiva, para hacer una comparación entre el comportamiento real del suelo y el obtenido por el modelo conceptual.

2.- Diseño de la excavación de tal manera que se eviten asentamientos excesivos en la superficie o el colapso del subsuelo en el que el túnel va a hacer excavado. Este punto resume la selección de los métodos y del equipo de excavación, además del tipo de fluido utilizado para presurizar la excavación y estabilizarla temporalmente. El adomado que se va a colocar es otro factor importante, así como el método de colocación de éste último.

3.- Predicción de los desplazamientos y deformaciones que se van a presentar en la periferia y superficie del túnel, de manera que éstos no sean excesivos durante la construcción y después de que le revestimiento definitivo sea colocado. Aquí se cubre la necesidad de revisar la estabilidad del frente del túnel para evitar el colapso total o parcial, además de verificar que no se produzcan desplazamientos excesivos generados durante el avance del escudo. Otro factor importante es el de verificar que el espacio anular que queda comprendido entre las paredes del recubrimiento del túnel y el hueco excavado, no provoque deformaciones excesivas que puedan alterar tanto a la estructura del túnel como a las estructuras vecinas. Se debe de cuidar adicionalmente la deflexión que puede sufrir el soporte primario, además de los efectos que se pueden presentar con el tiempo en el soporte definitivo.

4.- Monitoreo de la construcción del túnel. Este punto permite llevar un control y ajuste de las decisiones tomadas en el diseño del túnel, tomando en cuenta que al ir avanzando ésta, es necesario observar el comportamiento del suelo, de tal manera que se pueda ir comparando lo observado con el modelo conceptual generado, para realizar los cambios a adecuaciones necesarios durante la construcción.

3.1 Criterios de análisis y diseño.

El método de análisis simplificado de la estabilidad de un túnel, está basado en un mecanismo de falla simple obtenido a partir de la observación y estudio de las fallas ocurridas en la construcción, así como las pruebas realizadas en modelos de laboratorio específicamente diseñados para estudiar el fenómeno de estabilidad.

A partir de este mecanismo de falla se establece una ecuación general de estabilidad (Tamez, Rangel y Holguín, 1997), la que permite calcular el factor de seguridad contra un posible colapso del frente. Los factores que intervienen en la expresión obtenida para la estabilidad son los siguientes:

- La profundidad de la clave del túnel (H)
- El ancho y la altura de la sección excavada (D, A)
- La longitud de avance sin apoyo temporal (a)
- El peso volumétrico y parámetros de resistencia al corte del suelo (γ, c y ϕ)
- La sobrecarga superficial y la presión interior en el túnel (q_s, p_r y p_a)

Estos criterios de análisis son de interés práctico para diseñadores y constructores, ya que los ayuda a tomar decisiones mejor fundamentadas relativas al diseño del procedimiento de construcción más conveniente, para tomar en cuenta con mayor eficacia los requisitos óptimos de seguridad y economía.

A partir de la ecuación general de estabilidad se deducen otras ecuaciones aplicables a los casos particulares más frecuentes de los suelos, que tradicionalmente conocemos como:

a) En túneles excavados en suelos puramente cohesivos, ejemplificados por las arcillas saturadas, donde la resistencia al corte puede considerarse constante dentro del período de construcción; los resultados de la ecuación particular para este tipo de suelos, comparados con los obtenidos por varios investigadores mediante modelos experimentales, son muy similares.

b) En el caso más general de suelos cohesivos-friccionantes, en los que la resistencia al corte es una función del esfuerzo normal al plano de falla, se hace indispensable conocer la distribución de este esfuerzo a lo largo de la superficie de falla; esta distribución de esfuerzos varía durante el proceso de construcción. El problema de la distribución de esfuerzos en un mecanismo tridimensional se resuelve, de manera aproximada, mediante una combinación de la teoría de elasticidad (Juárez Badillo y Rico, 1967) y una solución modificada de la teoría del arqueo de Terzaghi (Terzaghi, 1942 y 1945-46). La ecuación de estabilidad que se obtiene para este tipo de suelos explica y reafirma la experiencia observada en túneles excavados en los suelos duros y tobas del valle de México.

3.1.1 Ecuación general de estabilidad del frente.

3.1.1.1 Descripción del mecanismo de falla.

Antes de llevar a cabo la construcción de un túnel existe en la masa de suelo un estado inicial de esfuerzos naturales en equilibrio, el cual se altera al hacer la excavación, generándose un nuevo estado de esfuerzos y deformaciones en la misma. Si el suelo no es capaz de soportar estos nuevos esfuerzos se produce el colapso del frente, que puede propagarse hasta la superficie del terreno, dando lugar a un hundimiento de la siguiente forma como se ilustra en la figura 3.1.

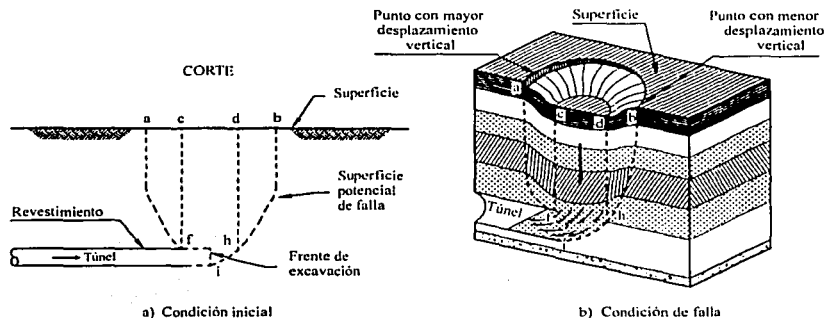


Fig 3.1 Falla del frente

La forma de este mecanismo se ha observado en fallas ocurridas en túneles reales (Moreno y Schmitter, 1981) y se ha comprobado el mismo fenómeno con pruebas llevadas a cabo en el laboratorio con modelos de arcilla a escala, sometidos a fuerza centrífuga hasta alcanzar la falla (Kimura y Mair, 1981). En el mecanismo de falla observado en las pruebas realizadas, se pueden observar tres zonas con diferentes patrones de deformación, ubicándose en el centro un prisma de suelo unido por las letras cdhf que se puede ver en la figura 3.1. Este cae verticalmente sin presentar deformaciones de importancia, como si fuera un cuerpo rígido; alrededor de este prisma, se generan otras zonas acf y bdh, en la que presentan deformaciones angulares considerables debido a que los desplazamientos de esta zona se producen por esfuerzos cortantes verticales y finalmente se genera otra zona debajo de la base del prisma central identificada por la unión de los puntos fhi, la que sufre desplazamientos verticales y horizontales debidos a esfuerzos cortantes.

3.1.1.2 Mecanismo de falla simplificado.

Analizando los patrones de deformación anteriormente vistos, se genera la posibilidad de obtener el equilibrio de la masa de suelo que rodea el frente del túnel antes de que se presente la falla, aplicando un mecanismo simplificado como el que se muestra en la figura 3.2, y que se describe a continuación (Tamez, Rangel y Holguín, 1997).

- * Prisma 1. Se genera justo adelante del frente y se simula con una forma triangular, como la tradicionalmente conocida como la cuña de Coulomb.
- * Prisma 2. Es rectangular y se apoya sobre la cuña del frente.
- * Prisma 3. Es rectangular y se localiza sobre la clave de la zona excavada sin soporte.

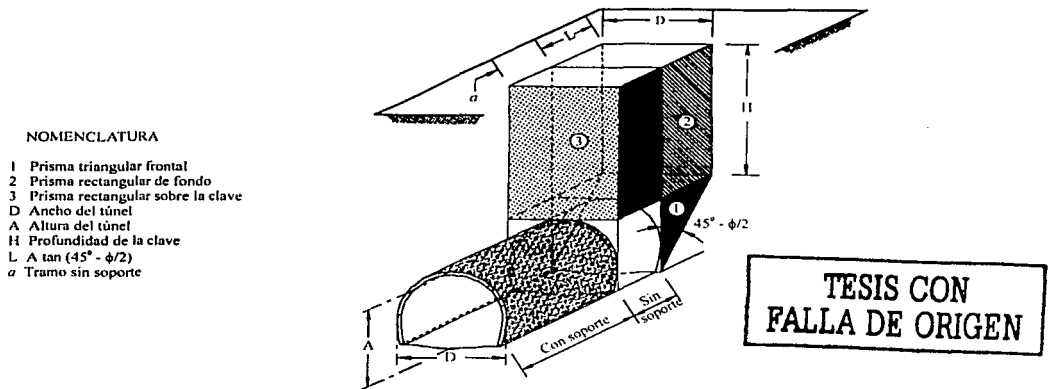


Fig 3.2 Equilibrio del mecanismo de falla simplificado del frente

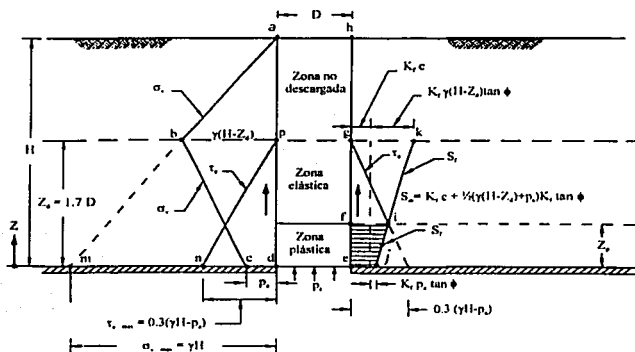
El equilibrio de este mecanismo de falla se verifica con las siguientes fuerzas:

a) **Fuerzas actuantes.** Son las fuerzas internas debidas al peso propio de los prismas que generan el movimiento descendente, calculadas con el volumen y el peso volumétrico del material y las fuerzas externas, que pueden o no presentarse. Estas últimas se generan por la presencia de sobrecargas como son estructuras superficiales, tránsito de vehículos, entre otras, así como las presiones interiores ejercidas sobre el frente y la clave debidas a aire comprimido utilizado para la excavación o por escudos de frente presurizado, o bien debido a tableros apoyados en gatos hidráulicos de capacidad conocida.

b) **Fuerzas resistentes.** Son derivadas de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante, las que se desarrollan en las caras de los prismas rectangulares y en el prisma triangular al desplazarse estos hacia abajo; su resistencia depende en el caso más general, de la cohesión y ángulo de fricción del suelo, así como de la magnitud y distribución de los esfuerzos de compresión horizontales que actúan sobre las caras de los prismas inducidos en el medio al hacerse la excavación. Las dimensiones que se presentan para cada prisma dependen de la geometría del túnel, propiedades mecánicas del material y longitud excavada sin soporte.

Hipótesis simplificadoras.

1.- La distribución de los esfuerzos inducidos por la excavación sobre las caras verticales de los prismas 2 y 3, siguen en el caso más general de los suelos elasto-plásticos, leyes lineales de distribución que pueden representarse en forma simple, como se indica al lado izquierdo de la figura 3.3, la cual representa al prisma 3 sobre la clave del túnel, cuyo ancho es D y longitud a perpendicular al plano del papel.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

NOMENCLATURA

- σ_v - Esfuerzo vertical
- τ_e - Esfuerzo cortante elástico
- Z_d - Altura de descarga
- S_r - Esfuerzo resistente
- $S_{r,m}$ - Esfuerzo resistente medio
- Z_p - Altura de la zona plastificada en la cual $\tau = S_r$

Fig 3.3 Hipótesis de distribución de esfuerzos verticales, cortantes y resistentes a lo largo de las caras del prisma deslizando, hasta la altura Z_d

La recta am es el diagrama de esfuerzos verticales $\sigma_v = \gamma (H-z)$, antes de la descarga de la base del prisma por el avance de la excavación; en ese momento, el máximo esfuerzo vertical se produce en el punto m que está en la base del prisma y vale $\sigma_{vmax} = \gamma H$. Al avanzar la excavación se produce la descarga de la base del prisma. Suponiendo que se emplea en el túnel una presión interior igual a p_a , el diagrama de esfuerzos verticales se reduce según la recta cb que intercepta a la am en el punto b, cuya altura $Z_d = 1.7 D$; en este punto, el esfuerzo es $\sigma_v = \gamma (H - Z_d)$, mientras que en la base del prisma es $\sigma_v = p_a$. La altura Z_d marca la zona de descarga dentro de la cual se distribuyen los efectos de la descarga $\sigma_d = (\gamma H - p_a)$, cuya influencia disminuye linealmente con la altura z sobre la base, hasta anularse en Z_d . En la zona que se encuentra arriba de Z_d , la disminución del esfuerzo vertical es despreciable y se le considera nulo, por lo que se llama zona no descargada. Dentro de la altura Z_d se desarrollan a lo largo de la cara del prisma de suelo esfuerzos cortantes paralelos al plano de la cara, cuya magnitud varía linealmente desde cero en el punto p hasta un máximo $\tau_{e,max} = 0.3 (\gamma H - p_a)$ en el punto n, en la base del prisma. Esta distribución lineal se considera válida cuando los esfuerzos cortantes τ_e no exceden la resistencia al corte del suelo en ningún punto de la cara del prisma; en esta condición, el suelo se encuentra en equilibrio elástico.

En cambio, si en alguna zona de la parte inferior de la cara del prisma los esfuerzos elásticos τ_e son mayores que la resistencia al corte, el suelo entrará en equilibrio plástico en esa zona; entonces la distribución de esfuerzos cortantes se modifica como indica el diagrama del lado derecho de la fig 3.3.

En este diagrama la línea *jk* representa la distribución de los esfuerzos resistentes S_r , calculados a partir del diagrama de esfuerzos verticales indicados por la línea quebrada *abc* del lado izquierdo de la figura; la resistencia al corte máxima está representada por las abscisa *gk* y vale $S_{r\max} = K_r c + K_r \gamma(H-Z_d)\tan\phi$; el valor mínimo está indicado por la abscisa *ej* y vale $S_{r\min} = K_r c + K_r p_a \tan \phi$. La línea *gi* es igual al diagrama de esfuerzos cortantes elásticos del lado izquierdo e intercepta al diagrama de resistencias en el punto *i*; arriba de este punto, los cortantes elásticos son menores que las resistencias, por lo cual se tiene equilibrio elástico, mientras que debajo del punto *i*, ambos esfuerzos son iguales y el equilibrio es plástico. La altura Z_p marca el límite superior de la zona plástica.

2.- La altura Z_d es 1.7 veces el diámetro o ancho D del túnel. Este valor es teóricamente aceptable hasta una longitud del avance sin soporte a igual a un diámetro D , su valor teórico se incrementa con la longitud del avance, según la teoría de la elasticidad; sin embargo, los resultados de mediciones en modelos a escala en los que falla se produce por plastificación del suelo circundante al túnel (Ovando,1995), indican que Z_d se mantiene prácticamente constante en un valor igual a 1.7D hasta longitudes del avance sin soporte de 5D.

3.- Esfuerzos cortantes resistentes. Suponiendo que en las caras verticales de los prismas se desarrollara una condición de falla sin cambiar los esfuerzos verticales elásticos σ_v , los esfuerzos cortantes resistentes, actuando en los planos verticales hasta la altura Z_d , están expresados por la siguiente ecuación:

$$S_r = K_r c + K_r \sigma_v \tan \phi$$

En la que:

S_r esfuerzo cortante resistente sobre las caras verticales de los prismas

K_r es un coeficiente cuyo valor es una función del ángulo de fricción interna, dado por la expresión:

$$K_r = (1 - \text{sen}^2\phi) / (1 + \text{sen}^2\phi)$$

σ_v esfuerzo de compresión vertical actuante a lo largo de la cara del prisma, cuyo valor varía desde p_a en la base del prisma, hasta $\gamma(H - Z_d)$ figura 3.3.

c cohesión del suelo, determinada por la ordenada al origen de la envolvente de Mohr, obtenida en pruebas de compresión triaxial no drenadas en especímenes con humedad natural.

ϕ ángulo de fricción interna obtenido de la misma envolvente ya mencionada.

4. La fuerza resistente desarrollada por el prisma triangular del frente (prisma 1) es igual a su capacidad de carga, dada por la expresión:

$$Q = (2.7 c \sqrt{K_p} + p_r K_p) LD$$

Siendo $K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$ y p_r la presión aplicada en el frente de la excavación.

3.1.1.3 Factor de seguridad del frente.

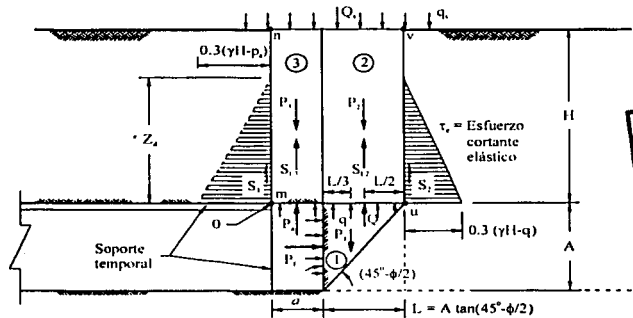
La estabilidad del mecanismo de falla del frente que se muestra en la figura 3.2, se analiza estableciendo la relación entre las fuerzas actuantes y resistentes que se desarrollan en el frente de excavación.

En la figura 3.4 se muestra una sección longitudinal del túnel con el conjunto de prismas que integran el mecanismo de falla y todas las fuerzas que pueden intervenir en su equilibrio.

El factor de seguridad se expresa como la relación entre la suma de los momentos de las fuerzas resistentes y los momentos de las fuerzas actuantes, tomados respecto a un eje horizontal que pasa por el punto O y es perpendicular al eje del túnel; así se tiene:

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \quad (3.1)$$

Donde : FS factor de seguridad
 $\sum M_r$ suma de los momentos de las fuerzas resistentes
 $\sum M_a$ suma de los momentos de las fuerzas actuantes



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig 3.4 Fuerzas que intervienen en el equilibrio del frente adoptando así el mecanismo de falla simplificado

a) Sistema de fuerzas

* Fuerzas actuantes (P_1, P_2, P_3, Q_s, P_a y P_r). Se deben al peso de los tres prismas que integran el mecanismo de falla, a la sobrecarga superficial, a la presión radial interior y a la presión aplicada al frente; en la tabla 3 se anota los valores de las fuerzas y sus momentos respecto del punto O.

* Fuerzas resistentes del suelo (S_2 , $2S_{I2}$, S_3 , $2S_{I3}$ y Q). Son las que se desarrollan en la superficie lateral de los prismas 2 y 3, considerando que la interacción horizontal entre ellos no es significativa. La fuerza resistente Q es la capacidad de carga del prisma triangular del frente 1; ésta puede estimarse aplicando la solución de Meyerhof (Terzaghi, 1942) para la capacidad de carga de una zapata rectangular apoyada en la corona de un talud vertical. En la Tabla siguiente se muestran las expresiones algebraicas de cada una de las fuerzas y de sus respectivos momentos.

Tabla 3

	FUERZAS	MOMENTOS	ACLARACIONES
A C T U A N T E S	$P_1 = \frac{1}{2} \gamma ALD$ $P_2 = \gamma LDH$ $P_3 = \gamma aDH$ $Q_s = q_s (a + L) D$ $P_a = p_a a D$ $P_r = p_r A D$	$M_1 = \frac{1}{2} \gamma ALD (a + L/3)$ $M_2 = \gamma LDH (a + L/2)$ $M_3 = \frac{1}{2} \gamma DHa^2$ $M_s = \frac{1}{2} q_s D (a + L)^2$ $M_a = \frac{1}{2} p_a D a^2$ $M_r = \frac{1}{2} p_r D A^2$	P_1 peso del prisma triangular 1 P_2 peso del prisma rectangular 2 P_3 peso del prisma de la clave 3 q_s sobrecarga en la superficie p_a presión radial ejercida por el soporte temporal o un fluido a presión p_r presión horizontal que actúa sobre el frente de la excavación
R E S I S T E N T E S	$S_2 = s_{m2} Z_d D$ $S_{I2} = 2 s_{m2} Z_d L$ $S_3 = s_{m3} Z_d D$ $S_{I3} = 2 s_{m3} Z_d a$ $Q = (2.7 c \sqrt{K_p} + p_r K_p) LD$	$M_{s2} = s_{m2} Z_d D (a + L)$ $M_{sI2} = 2 s_{m2} Z_d L (a + L/2)$ $M_{s3} = 0$ $M_{sI3} = s_{m3} Z_d a^2$ $M_Q = (2.7 c \sqrt{K_p} + p_r K_p) LD (a + L/2)$	S_{m2} resistencia media en la cara uv del prisma 2 s_{m3} resistencia media en la cara mn del prisma 3 q capacidad de carga del prisma 1 $q = 2.7 c \sqrt{K_p} + p_r K_p$

b) Ecuación general de la estabilidad.

La ecuación general de la estabilidad del túnel se obtiene sustituyendo en la expresión 3.1 los momentos actuantes y resistentes de la tabla 3.

Así:

$$FS = \frac{s_{m2}Z_d D(a+L) + 2s_{m2}Z_d L\left(a + \frac{L}{2}\right) + s_{m3}Z_d a^2 + (2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p)LD\left(a + \frac{L}{2}\right)}{\frac{1}{2}\gamma ALD\left(a + \frac{L}{3}\right) + \gamma L DH\left(a + \frac{L}{2}\right) + \frac{1}{2}(\gamma H - p_a)Da^2 + \frac{1}{2}q_s D(a+L)^2 - \frac{1}{2}p_f DA^2} \quad (3.1')$$

Simplificando y agrupando términos, el factor de seguridad contra la falla general del frente del túnel queda expresado por la siguiente ecuación:

$$FS_g = \frac{2s_{m2}\left[\frac{D}{L}\left(1 + \frac{a}{L}\right) + \left(1 + \frac{2a}{L}\right)\right]\frac{Z_d}{D} + 2s_{m3}\left(\frac{a}{L}\right)^2\frac{Z_d}{D} + 2.7c\sqrt{K_p}\left(1 + \frac{2a}{L}\right) + p_f K_p\left(1 + \frac{2a}{L}\right)}{\gamma H\left[\frac{A}{H}\left(\frac{1}{3} + \frac{a}{L}\right) + \left(1 + \frac{a}{L}\right)^2\right] + q_s\left(1 + \frac{a}{L}\right)^2 - p_a\left(\frac{a}{L}\right)^2 - p_f K_p} \quad (3.1)$$

En esta expresión aparecen en forma explícita los factores que determinan la estabilidad:

- 1.- Características geométricas del túnel, dadas por la profundidad a la clave, el ancho y la altura de la sección de la excavación (H, D y A).
- 2.- Propiedades del suelo, definidas por la resistencia al esfuerzo cortante y el peso volumétrico (c, ϕ y γ).
- 3.- Procedimiento constructivo, caracterizado por la longitud de avance (a), la presión de apoyo de la clave proporcionada por un escudo o soporte (p_a), y en su caso, la presión de estabilización del frente (p_f).
- 4.- Magnitud de sobrecargas en la superficie (q_s).

3.1.2 Casos particulares de la ecuación general de la estabilidad.

3.1.2.1 Túneles en suelos puramente cohesivos (arcillas saturadas).

a) Aspectos generales

La resistencia al corte de una arcilla saturada sometida a esfuerzos de corta duración (condiciones no drenadas) puede representarse por un parámetro de cohesión $s = c$ y un ángulo $\phi = 0$; la cohesión varía linealmente con la profundidad en depósitos de arcillas normalmente consolidadas bajo su propio peso; sin embargo, para fines de cálculo, c puede considerarse constante e igual al promedio de las resistencias de los estratos de suelos comprendidos entre la base del túnel y la altura Z_d .

Para $s = c$ y $\phi = 0$, se deduce que:

$$K_f = 1, \quad s_{m2} = s_{m3} = c, \quad K_p = 1, \quad \text{y} \quad L = A$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación 3.1 se tiene:

$$FS_g = \frac{\left\{ 2 \left[\frac{D}{A} \left(1 + \frac{a}{A} \right) + \left(1 + \frac{a}{A} \right)^2 \right] \frac{Z_d}{D} + 2.7 \left(1 + \frac{2a}{A} \right) \right\} c + p_f \left(1 + \frac{2a}{A} \right)}{\gamma H \left[\frac{A}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{A} \right) + \left(1 + \frac{a}{A} \right)^2 \right] + q_s \left(1 + \frac{a}{A} \right)^2 - p_a \left(\frac{a}{A} \right)^2 - p_f} \quad (3.2)$$

Esta ecuación particular para arcillas saturadas puede simplificarse aún más para los siguientes casos específicos.

b) Túnel excavado a frente abierto y concreto lanzado

En arcillas de consistencia dura es posible seguir este procedimiento de construcción, excavando el frente a sección completa, en cuyo caso puede considerarse $A = D$.

Si además la excavación se hace a presión atmosférica, $p_a = p_f = 0$, y si además, no se tienen cargas superficiales, $q_s = 0$. Con estas condiciones, la ecuación 3.2 queda de la siguiente forma:

$$FS_g = \frac{2 \left[\left(1 + \frac{a}{D} \right) + \left(1 + \frac{a}{D} \right)^2 \right] \frac{Z_d}{D} + 2.7 \left(1 + \frac{2a}{D} \right)}{\frac{D}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{D} \right) + \left(1 + \frac{a}{D} \right)^2} \left(\frac{c}{\gamma H} \right)$$

Esta ecuación puede escribirse en la forma siguiente

$$FS_g = N_c \frac{c}{\gamma H} \quad (3.3)$$

donde:

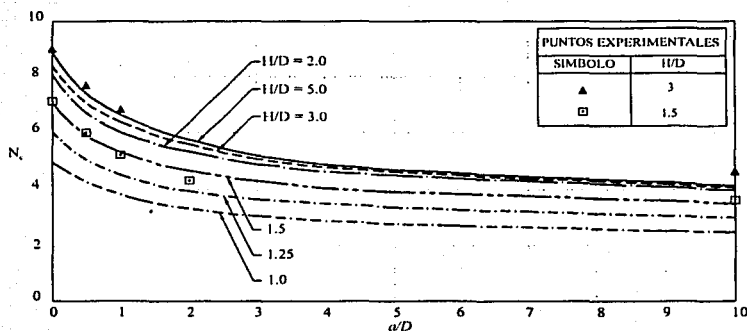
$$N_c = \frac{2 \left[\left(1 + \frac{a}{D} \right) + \left(1 + \frac{a}{D} \right)^2 \right] \frac{Z_d}{D} + 2.7 \left(1 + \frac{2a}{D} \right)}{\frac{D}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{D} \right) + \left(1 + \frac{a}{D} \right)^2} \quad (3.4)$$

La estructura de la ecuación 3.3 es semejante a la propuesta por Broms y Bennerwark (1967) para túneles excavados en arcilla con escudo de frente abierto, en la que considera $N_c = 6$ independientemente de la profundidad y el diámetro del túnel.

En la ecuación 3.4 se puede observar que el factor de estabilidad N_c depende únicamente de la geometría del túnel, incluyendo la longitud de avance sin soporte a . El valor de N_c calculado con la ec 3.4 se presenta gráficamente en la figura 3.5, que se ha dibujado tomando en cuenta que para $H/D \geq 1.7$, Z_d/D es constante e igual a 1.7, y para $H/D < 1.7$, $Z_d = H$. En la figura se han incluido los valores de N_c obtenidos experimentalmente por Kimura y Mair (1981) en modelos a escala; se observa que las diferencias máximas entre los datos experimentales y los calculados son del orden de 5 %.

De las gráficas de la figura 3.5 se derivan las siguientes relaciones entre los diversos factores del equilibrio del frente de túneles en arcillas:

- * Para cualquier relación H/D , N_c tiene un valor máximo para $a/D = 0$, que corresponde a una excavación con escudo de frente abierto.
- * Para cualquier relación H/D , N_c disminuye al aumentar el avance sin soporte, hasta alcanzar un valor prácticamente constante para $a/D = 5$ que es aproximadamente la mitad del N_c máximo; esta variación que se vuelve bidimensional cuando $a \geq 5D$.
- * Para cualquier relación a/D , N_c aumenta con la profundidad a la clave del túnel, hasta alcanzar un valor prácticamente constante a partir de $H/D = 3$.



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Fig 3.5 Factor de estabilidad N_c para túneles en suelos cohesivos con sobrecarga y presión interior nulas

La ecuación 3.3 y las gráficas de la figura 3.5 son aplicables al diseño del procedimiento de construcción del túnel sin sobrecarga superficial ($q_s = 0$), para lo cual se procede de la siguiente manera:

- * Se determina primero el factor de seguridad del frente FS_f , suponiendo que la excavación se realiza con un escudo de frente abierto, lo que implica que $a = 0$.

* El cálculo se realiza con la ecuación 3.3, sustituyendo el N_c obtenido de la figura 3.5 para valores de $a/D = 0$ y H/D correspondiente al túnel en estudio.

* Si $FS_f > 2$, se puede seguir el procedimiento de excavación a frente abierto con ademe de concreto lanzado (FACOL), proponiendo una longitud de avance de excavación sin soporte, a .

* La longitud de avance sin soporte (a) se obtiene de las ecs 3.14 ó 3.15, sustituyendo en esta última $\tan\phi = 0$. En estas ecuaciones se considera que el mínimo valor aceptable del factor de seguridad local para el prisma de la clave es $FS_c \geq 1.6$.

* Debe recordarse que este valor mínimo del factor de seguridad implica la aceptación de deformaciones plásticas de la arcilla alrededor del frente, lo que conlleva a asentamientos superficiales que sólo son aceptables si, en la superficie, no existen estructuras o instalaciones sensibles al asentamiento diferencial.

* Con el valor propuesto de a/D se determina un nuevo N_c de la figura 3.5 y con la ec 3.3 se calcula el factor de seguridad FS_g correspondiente, el cual no deberá ser menor de 1.6 para suelos plásticos.

Cuando se tiene una sobrecarga superficial, el factor de seguridad del frente se calcula con la ec 3.2', en donde $p_f = 0$. La estabilidad general de la excavación se verifica sustituyendo en la ec 3.2 el valor de a/D y q_s actuante. Si $FS_g < 1.6$, debe reducirse el avance sin soporte actuante (a).

c) Túnel con escudo de frente a presión.

Para la construcción de túneles en arcillas de consistencia blanda a media se requiere, generalmente, el empleo de un escudo de frente cerrado, que permite aplicar una presión p_f para estabilizar el frente. Cuando se emplea un escudo, la longitud sin soporte $a = 0$. En este caso, el factor de seguridad general correspondiente al factor de seguridad del frente FS_f y la ec 3.2 queda entonces:

$$FS_f = \frac{\left(4 \frac{Z_d}{D} + 2.7\right)c + p_f}{\gamma \left(H + \frac{D}{3}\right) + q_s - p_f} \quad (3.2')$$

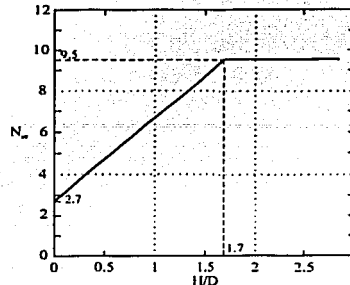
que puede escribirse en la forma :

$$FS_f = \frac{cN_{ce} + p_f}{\gamma \left(H + \frac{D}{3}\right) + q_s - p_f} \quad (3.3')$$

En la que (fig 3.6):

$$N_{ce} = \left(4 \frac{Z_d}{D} + 2.7\right) \quad (3.4')$$

- Para túneles profundos ($H \geq 1.7D$), $Z_d/D = 1.7$ y $N_{ce} = 9.5$
- Para túneles someros ($H < 1.7D$), $Z_d = H$, y $N_{ce} = 4H/D + 2.7$



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig 3.6 Factores de estabilidad N_{ce} para túneles con escudo en arcilla blanda con sobrecarga q_s y presión en el frente p_f .

Presión necesaria en el frente (p_f). De la ec 3.3' se puede calcular la presión necesaria en el frente para obtener un factor de seguridad deseado (FS_f), mediante la ecuación:

$$p_f = \frac{FS_f \left[\gamma \left(H + \frac{D}{3} \right) + q_s \right] + c N_{ce}}{FS_f + 1} \quad (3.3')$$

3.1.2.2 Túneles en suelos cohesivos-friccionantes.

a) Aspectos generales.

La resistencia al corte de estos suelos se caracteriza por un parámetro de cohesión c y un ángulo de fricción ϕ , de acuerdo con la ley Mohr-Coulomb:

$$s = c + \sigma_n \tan \phi \quad (3.5)$$

donde σ_n es el esfuerzo normal al plano de falla. En la naturaleza, estos suelos están formados por depósitos de limos, arenas y gravas, mezclados en proporciones muy variables, desde los limos de baja o nula plasticidad (ML) hasta las gravas limpias con pocos finos no plásticos (GP-GW), incluyendo arenas y gravas con alto contenido de finos no plásticos o de baja plasticidad (SM-SC) o (GM-GC). La cohesión puede originarse por un cementante entre las partículas (cohesión real) o por tensión capilar en suelos parcialmente saturados (cohesión aparente).

b) Análisis de estabilidad.

Puede realizarse aplicando la ecuación general 3.1 sustituyendo los valores de la resistencia media en los prismas, $Sm2$ y $Sm3$. Para facilitar el análisis de estabilidad conviene hacerlo por partes según las siguientes secuencias:

- i) Estabilidad del frente (equilibrio de los prismas 1 y 2), $\alpha = 0$
- ii) Estabilidad de la clave (equilibrio del prisma 3), avance = a
- iii) Estabilidad local de la clave (equilibrio del prisma 3), avance = a
- iv) Estabilidad general (equilibrio del conjunto, prismas 1,2 y3)

i) Estabilidad del frente. Se determina verificando el factor de seguridad del mecanismo de falla formado únicamente por los prismas 1 y 2; es decir, considerando un avance sin soporte, $a = 0$ (comparar fig 3.4 y 3.7a); en estas condiciones, sustituyendo S_{m2} en la ec 3.1 y tomando en cuenta que de la fig 3.4:

$$\left. \begin{aligned} L &= A \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{A}{\sqrt{K_p}} \\ K_p &= \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \end{aligned} \right\} \text{TESIS CON FALLA DE ORIGEN} \quad (3.6)$$

se tiene

$$FS_f = \frac{2s_{m2} \frac{Z_d}{D} \left(\frac{D\sqrt{K_p}}{A} + 1 \right) + 2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p}{\gamma H \left(\frac{A}{3H} + 1 \right) + q_s - p_f K_p} \quad (3.7)$$

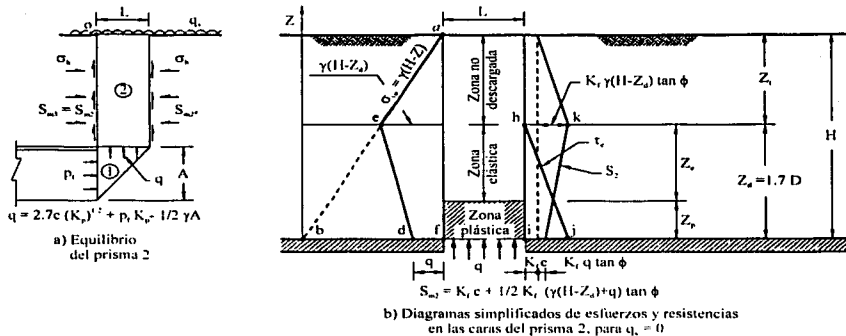


Fig 3.7 Estabilidad del frente en suelos cohesivo-friccionantes

Como primera aproximación, debe revisarse la factibilidad de realizar la excavación a sección completa y presión atmosférica, que equivale a considerar $A = D$ y $p_f = 0$ en la ecuación anterior:

$$FS_f = \frac{2s_{m2} \frac{Z_d}{D} (1 + \sqrt{K_p}) + 2.7c\sqrt{K_p}}{\gamma H \left(\frac{A}{3H} + 1 \right) + q_s} \quad (3.7')$$

Sustituyendo el valor de s_{m2} dado por la ecuación A.11' que a continuación se muestra:

$$S_{m2} = K_f c + 0.17[\gamma(H - Z_d) + q] \quad (A.11')$$

donde $q = 2.7c\sqrt{K_p} + p_f K_p - 0.5\gamma A$

en la que $p_a = q = 2.7c\sqrt{K_p} - 0.5\gamma A$, y reordenando términos se obtiene, para túnel profundo ($H \geq Z_d$):

$$FS_f = \frac{cN_1 + \gamma \left(H - Z_d - \frac{A}{2} \right) N_2}{\gamma \left(\frac{A}{3} + H \right) + q_s} \quad (3.8)$$

y para túnel somero ($H - Z_d = 0$):

$$FS_f = \frac{cN_1 - \frac{1}{2}\gamma AN_2}{\gamma \left(\frac{A}{3} + H \right) + q_s} \quad (3.8')$$

donde

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= 2.7\sqrt{K_p} + (2K_f + 0.92\sqrt{K_p}) \left(1 + \sqrt{K_p} \right) \frac{Z_d}{D} \\ N_2 &= 0.34 \left(1 + \sqrt{K_p} \right) \frac{Z_d}{D} \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

Los factores de estabilidad N_1 y N_2 son funciones del ángulo de fricción, cuyos valores se presentan gráficamente en la fig 3.8 para los casos de túnel somero, con $H/D = Z_d/D < 1.7$, y túnel profundo, donde $H/D \geq 1.7$ y Z_d/D es constante e igual a 1.7.

Un caso especial de N_1 se tiene cuando la capacidad de carga del prisma triangular del frente, prisma 1, es mayor que el esfuerzo vertical inicial al nivel de la clave, es decir cuando $q > \gamma H$; esta situación debe tomarse en cuenta en el cálculo de s_{m2} , sustituyendo el valor límite $q = \gamma H$ en la ec A.11'. Así se deducen las expresiones siguientes:

Túnel somero ($H/D < 1.7$ y $Z_d=H$)

$$FS_f = \frac{cN'_1 + \frac{1}{2}\gamma HN'_2}{\gamma\left(\frac{A}{3} + H\right) + q_s} \quad (3.10)$$

Túnel profundo ($H/D \geq 1.7$ y $Z_d/D = 1.7$)

$$FS_f = \frac{cN'_1 + \gamma(H - 0.85D)N'_2}{\gamma\left(\frac{A}{3} + H\right) + q_s} \quad (3.11)$$

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

donde

(fig 3.8);

$$\left. \begin{aligned} N'_1 &= 2.7\sqrt{K_p} + 2K_f(1 + \sqrt{K_p})\frac{Z_d}{D} \\ N'_2 &= 0.68(1 + \sqrt{K_p})\frac{Z_d}{D} \end{aligned} \right\} \quad (3.12)$$

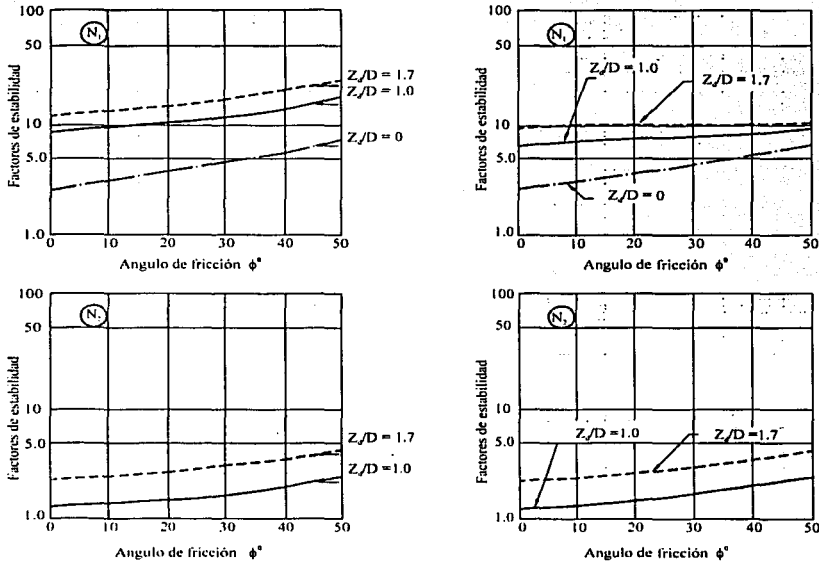


Fig 3.8 Factores de estabilidad N_1 , N_1' , N_2 y N_2' para túneles en suelos cohesivo-friccionantes

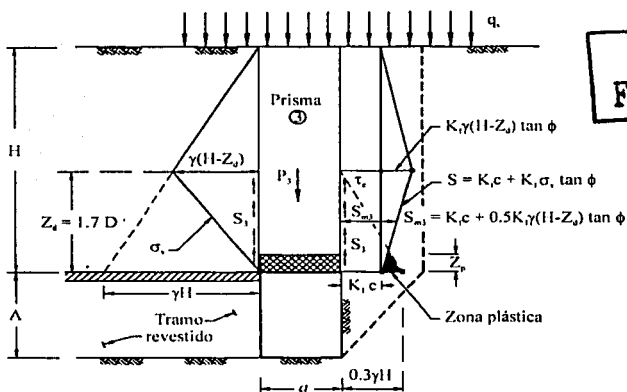
ii) Estabilidad de la clave. La longitud de avance máximo sin soporte se define analizando la estabilidad del prisma 3; en la fig 3.9 se muestran los diagramas de esfuerzos y resistencias que actúan en las caras del prisma cuando la presión p_a es nula. El factor de seguridad FS_c contra la falla de la clave se obtiene comparando las fuerzas resistente total que se desarrolla dentro del espesor Z_d con el peso total del prisma, mediante la expresión:

$$FS_c = \frac{2s_{m3}(a+D)Z_d}{(\gamma H + q_s)aD} \quad (3.13)$$

donde s_{m3} se calcula con la ecuación A.11 ($s_{m3} = K_f c + 0.17[\gamma(H - Z_d) + p_a]$), haciendo $p_a = 0$. Sustituyendo este valor y reordenando términos se obtiene:

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c(\gamma H + q_s)}{2[K_f c + 0.17\gamma(H - Z_d)]\frac{Z_d}{D}} - 1 \quad (3.13')$$

Esta ecuación permite calcular la longitud del avance que se puede excavar sin soporte, manteniendo un factor de seguridad FS_c elegido.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig 3.9 Estabilidad del prisma de la clave en suelos cohesivo-friccionantes

Dependiendo de la profundidad del túnel, pueden deducirse las siguientes expresiones:

Túnel somero ($H/D < 1.7$ y $Z_d=H$)

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c(\gamma H + q_s)}{2K_f c \frac{H}{D}} - 1 \quad (3.14)$$

Túnel profundo ($H/D \geq 1.7$ y $Z_d/D=1.7$)

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c(\gamma H + q_s)}{3.4K_{fc} + 0.58\gamma(H - 1.7D)} - 1 \quad (3.15)$$

En el caso del túnel somero, la ec 3.14 muestra que la estabilidad de la clave depende solamente de la cohesión del suelo, ya que la componente de la resistencia debida al ángulo de fricción se anula al hacerse $Z_d = H$.

iii) Estabilidad local de la clave por plastificación. Cuando la cohesión real o aparente, del suelo que se encuentra sobre la clave del túnel es tal que $K_{fc} < 0.3\gamma H$, se desarrollará una zona de equilibrio plástico, de altura Z_p como se muestra en la figura 3.9; en esta condición las ecs 3.13 a 3.15 serán válidas solamente si los esfuerzos verticales dentro de la zona plastificada son positivos, puesto que el desarrollo de tensiones implicaría el desprendimiento del suelo de la clave. Esta condición de equilibrio crítico local puede analizarse mediante la ecA.8.

$$\sigma_{vp} = \frac{2K_{fc} - \frac{\gamma D}{R}}{2K_f \tan \phi} \left(e^{\left(2K_{fR} \tan \phi \frac{z}{D} \right)} - 1 \right) + p_a e^{\left(2K_f \tan \frac{z}{D} \right)} \quad (A.8)$$

Haciendo $p_a = 0$ se obtiene:

$$\sigma_{vp} = \frac{2K_{fc} - \frac{\gamma D}{R}}{2K_f \tan \phi} \left(e^{\left(2K_{fR} \tan \phi \frac{z}{D} \right)} - 1 \right)$$

para que σ_{vp} sea positivo, es necesario que $2K_{fc} - \gamma D/R > 0$. En el límite, $2K_{fc}R = \gamma D$, de donde el factor de seguridad contra falla local por plastificación en la clave se expresa por:

$$FS_p = \frac{2K_{fc} \left(1 + \frac{D}{a_p} \right)}{\gamma D}$$

y de aquí,

$$\frac{D}{a_p} = \frac{FS_p \gamma D}{2K_{fc}} - 1 \quad (3.13'')$$

El mínimo valor real de D/a_p es cero, que corresponde a $a = \infty$. Cualquier valor negativo de D/a_p significa que el valor considerado para FS_p es menor que el valor real correspondiente al túnel infinito.

El valor de la longitud de avance sin soporte a_p obtenido mediante la ec 3.13'' debe ser comparado con el obtenido de las ecs 3.14 ó 3.15.

El factor de seguridad mínimo admisible contra colapso de la clave por plastificación del suelo es de 1.6, pero debe tenerse presente que este valor implica el desarrollo de

asentamientos superficiales que pueden ser inaceptables para estructuras o instalaciones que se encuentren cerca del túnel. La estabilidad local de la clave es particularmente crítica cuando en el frente se tiene la presencia de arenas cuyo grado de saturación es mayor de 70%, condición en la que la cohesión aparente puede ser muy pequeña.

En este caso, para hacer la excavación se requiere aplicar una presión interior p_a , según en la ec A.8, o utilizar un escudo.

iv) Estabilidad general. Una vez definida la sección de excavación y el avance máximo sin soporte se determina el factor de seguridad contra falla general, sustituyendo en la ec 3.1 los valores de A, D y a obtenidos, así como las condiciones de frontera existentes (fig 3.4); los valores medios de la resistencia al corte son:

$$s_{m2} = K_f c + 0.5[\gamma(H - Z_d) + q]K_f \tan \phi$$

siendo
$$q = 2.7c\sqrt{K_p} - 0.5\gamma A \leq \gamma H \quad (3.16)$$

y
$$s_{m3} = K_f c + 0.5\gamma(H - Z_d)K_f \tan \phi$$

considerando un túnel sin presión interior, $p_a = 0$, se derivan los siguientes casos:

Túnel somero ($H/D < 1.7$ y $Z_d = H$)

$$\left. \begin{aligned} s_{m2} &= K_f c + 0.17q \\ s_{m3} &= K_f c \end{aligned} \right\} \quad (3.17)$$

Túnel profundo ($H/D \geq 1.7$ y $Z_d/D = 1.7$)

$$\left. \begin{aligned} s_{m2} &= K_f c + 0.17[\gamma(H - 1.7D) + q] \\ s_{m3} &= K_f c + 0.17\gamma(H - 1.7D) \end{aligned} \right\} \quad (3.17')$$

Para magnitudes del ángulo de fricción $22^\circ < \phi < 45^\circ$, el producto $K_f \tan \phi$ tiene un valor medio, casi constante, de 0.34. Este intervalo de valores de ϕ es común para suelos que van desde los limos arenosos hasta las mezclas de grava y arena.

Con lo anterior se tiene que el factor de seguridad general FS_g , queda expresado de la siguiente manera:

$$FS_g = \frac{2s_{m2} \left[\frac{D}{L} \left(1 + \frac{a}{L} \right) + \left(1 + \frac{2a}{L} \right) \right] \frac{Z_d}{D} + 2s_{m3} \left(\frac{a}{L} \right)^2 \frac{Z_d}{D} + 2.7c\sqrt{K_p} \left(1 + \frac{2a}{L} \right)}{\gamma H \left[\frac{A}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{L} \right) + \left(1 + \frac{a}{L} \right)^2 \right] + q_s \left(1 + \frac{a}{L} \right)^2} \quad (3.1')$$

3.1.2.3 Escudo con frente a presión.

En suelos con baja cohesión, en los que el factor de seguridad del frente es menor que el mínimo aceptable recomendado en el inciso siguiente, se requiere un escudo con frente a presión para aumentar el factor de seguridad FS_f . La presión necesaria para obtener un FS_f dado puede obtenerse despejando p_f de la ec 3.7, sustituyendo s_{m2} por la ec A11' y simplificando. Se llega así a las siguientes ecuaciones:

Túnel profundo:

$$p_f = \frac{\gamma \left(H + \frac{D}{3} \right) FS_f - \gamma (H - 1.2D) N_2 - cN_1}{K_p FS_f} \quad (3.18)$$

Túnel somero:

$$p_f = \frac{\gamma \left(H + \frac{D}{3} \right) FS_f + 0.5\gamma DN_2 - cN_1}{K_p FS_f} \quad (3.18')$$

3.1.3 Factores de seguridad aplicables.

El factor de seguridad FS calculado de acuerdo con la ecuación general 3.1 ó cualquiera de sus simplificaciones para casos particulares, es una medida relativa del nivel de esfuerzos inducidos por la excavación del frente con respecto de la resistencia al corte del suelo.

Los diagramas de resistencia al corte, s , y de esfuerzos cortantes, τ , que se desarrollan después de la descarga (fig A.7a, Ref 6, Apéndice A) muestran que para evitar plastificación del suelo es necesario que su resistencia al corte al nivel de la clave, s_c , sea igual o mayor que el máximo esfuerzo cortante inducido: $s_c > 0.3 \gamma H$. El factor de seguridad asociado a esta condición puede obtenerse comparando las áreas de los diagramas de esfuerzos; así se tiene que, cuando la presión vertical en la base del prisma de la clave es nula y la cohesión del suelo es tal que $K_p c > 0.3 \gamma H$, el suelo se encuentra trabajando en el intervalo elástico en cualquier punto de las caras del prisma; en tal caso, el factor de seguridad $FS > 2$. Conforme FS disminuye, se genera la plastificación del suelo a lo largo de las caras del prisma, condición que sólo es admisible en suelos elasto-plásticos.

Factor de seguridad mínimo aceptable.

La selección del factor de seguridad mínimo, FS_m , aplicable en cada caso específico dependerá del tipo de falla del suelo de que se trate. En suelos de falla frágil deberá tenerse un factor de seguridad mayor de 2; en los de falla plástica podrá aceptarse un FS_m mayor de 1.6, a condición de que los asentamientos superficiales asociados a la plastificación del suelo no produzcan daños a las estructuras o instalaciones existentes en la superficie del terreno.

3.1.4 Túneles bajo el nivel freático.

Suelos cohesivos.

Representados por las arcillas, limos arcillosos, arcillosas arenosas, suelos granulares cementados o tobas; todos ellos con un bajo coeficiente de permeabilidad, $k < 10^{-5}$ cm/seg. Por su baja permeabilidad estos suelos mantienen su cohesión no drenada durante el proceso de excavación y colocación del soporte primario, aún cuando el avance se haga a frente abierto siempre que el valor de la resistencia cohesiva del suelo permita alcanzar un factor de seguridad aceptable. En estos suelos la resistencia al corte no drenada no sufre cambios substanciales a corto plazo, el equilibrio de la masa de suelo puede expresarse en términos de esfuerzos totales y todas las ecuaciones hasta aquí obtenidas son directamente aplicables al análisis de la estabilidad del frente del túnel. Aunque el gasto de infiltración hacia el interior del túnel no es de importancia, es recomendable que el revestimiento primario sea impermeable con el propósito de mantener el túnel lo más seco posible para facilitar los trabajos de construcción; además, si se emplea revestimiento único, éste deberá impedir el drenaje futuro del suelo que rodea al túnel para evitar el desarrollo de asentamientos importantes posteriores a la terminación de la obra, si se trata de suelos compresibles.

Suelos friccionantes.

Los suelos granulares puramente friccionantes y carentes de cohesión con permeabilidades mayores de 10^{-5} cm/seg, representados por los limos arenosos, las arenas, las gravas y mezclas de éstos en distintas proporciones. La carencia de cohesión entre las partículas de este grupo de suelos los hace inestables en el frente del túnel, porque son fácilmente erosionados por el agua que fluye hacia el interior, aún cuando el gasto de filtración sea pequeño en los suelos con alto contenido de limo; por ello, no es posible la excavación segura de túneles a frente abierto en estas condiciones de inestabilidad, a menos que se tomen precauciones especiales.

En estos casos se dispone de tres soluciones:

1.- Abatimiento del nivel freático. Deberá hacerse descender el nivel del agua por debajo de la cubeta del túnel, mediante pozos de bombeo operados con anticipación a la excavación del frente. Con lo anterior, se eliminan las fuerzas de filtración y el flujo de agua en el frente del túnel. Un subproducto de gran utilidad es la creación de esfuerzos de tensión capilar en el suelo drenado que se convierte en una cohesión aparente que contribuye a la estabilización del frente. La magnitud de la cohesión aparente así desarrollada puede medirse en especímenes de laboratorio, en una cámara triaxial, drenando los especímenes mediante la aplicación de vacío; la cohesión y ángulo de fricción así determinados se introducen en las ecuaciones de estabilidad para definir el procedimiento de excavación adecuado a esta condición de drenaje del suelo. En estas condiciones, en la práctica se requiere generalmente excavar el frente a media sección y con avances muy pequeños, lo que hace la construcción lenta y costosa.

2.- Inyectado del suelo a presión. Otra solución consiste en dar al suelo una cohesión real a base de inyecciones de lechadas estables de cemento-bentonita a alta presión previamente a la excavación del frente; esta operación puede hacerse desde el exterior o el interior del túnel. Este procedimiento es práctico solamente cuando el tramo por atacar en estas condiciones es relativamente corto y representa sólo una condición muy local del trazo del túnel.

3.- Escudo de frente a presión. Si se trata de una condición generalizada en una longitud importante del túnel, es preferible planear de antemano el ataque mediante un escudo de frente a presión, en el que la presión mínima necesaria para alcanzar un factor de seguridad del frente no menor de 3, puede calcularse mediante la ec 3.18 obtenida del mismo mecanismo de falla, en el que los esfuerzos y resistencias se expresan en términos de sus valores efectivos, determinados en pruebas triaxiales drenadas.

$$p_f = u_f + \frac{\sigma'_{vo} FS_f - \left(\sigma'_{vd} - \frac{1}{2} \gamma D \right) N_2}{K_p FS_f} \quad (3.18'')$$

en la que:

- u_f presión en el agua del suelo, al nivel del fondo del túnel
- σ'_{vo} presión vertical efectiva al centro del túnel
- σ'_{vd} presión vertical efectiva a la altura Z_d sobre la clave

Siendo el significado de las demás variables el definido con anterioridad.

3.2 Diseño del revestimiento.

3.2.1 Aspectos generales.

El revestimiento de un túnel se diseña para cumplir con los siguientes objetivos al menor costo posible:

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

Revestimiento Primario. Se utiliza para proveer un apoyo temporal que garantice la estabilidad del túnel durante su construcción y mantenga los asentamientos superficiales dentro de límites tolerables.

Revestimiento Secundario. Proporciona la geometría final del túnel y asegura un comportamiento adecuado a largo plazo.

Actualmente se hace cada vez más frecuente el uso de un revestimiento único que desempeña ambas funciones, al quedar instalado definitivamente durante la etapa de excavación.

Cualquiera que sea la solución elegida, para llevar a cabo su diseño estructural es indispensable estimar la magnitud y distribución de la presión que ejerce el suelo sobre la estructura de soporte. Este es un problema complejo debido al fenómeno de interacción suelo-revestimiento, cuya solución aproximada puede obtenerse con modelos numéricos de análisis que simulan la evolución del estado inicial de esfuerzos en el suelo durante la excavación y la colocación del revestimiento; evolución que depende tanto de las propiedades esfuerzo-deformación de la masa de suelo como del material del revestimiento y del proceso constructivo que se siga para su colocación (Deer, et al 1969).

La distribución de presiones alrededor del revestimiento depende principalmente de los siguientes factores:

- Estado inicial de esfuerzos en la masa de suelo.
- Resistencia al corte y deformabilidad del suelo.
- Procedimiento de excavación y de colocación del revestimiento primario.
- Tipo y rigidez del revestimiento primario, y del secundario, en su caso.
- Evolución de los esfuerzos en el suelo después de concluida la construcción.

La presión radial ejercida por el suelo es el resultado de un proceso de interacción entre éste y la estructura de soporte, lo cual implica que los desplazamientos radiales en la frontera de ambos medios deben ser compatibles; por ello, es necesario conocer cómo se desarrollan los desplazamientos durante el proceso de construcción, para comprender la influencia de cada factor en el comportamiento del sistema suelo-revestimiento.

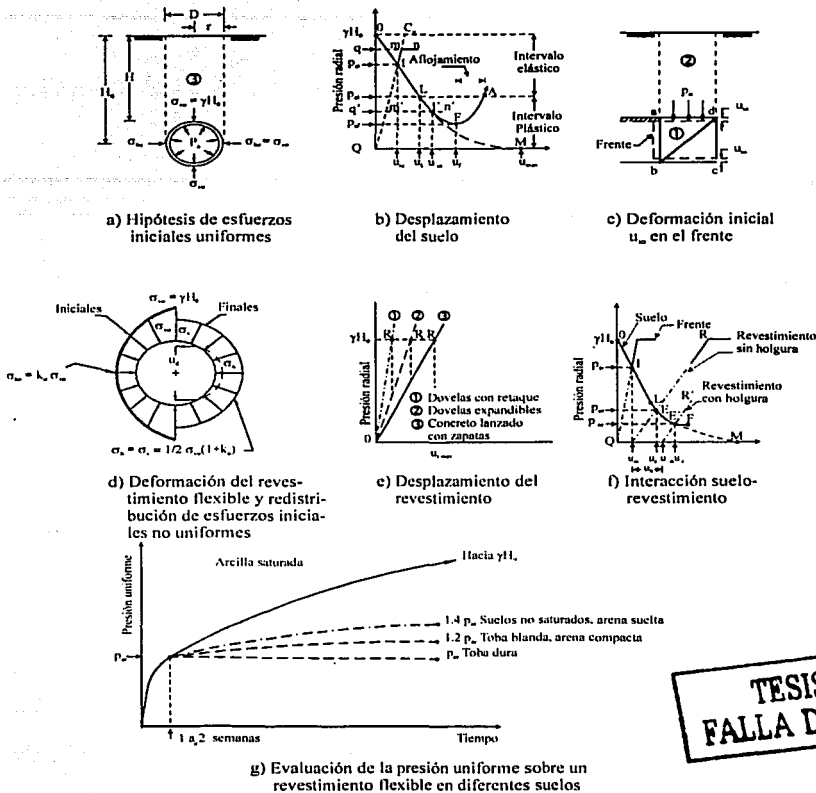
3.2.2 Comportamiento del sistema suelo-revestimiento.

Desplazamiento del suelo.

A partir de las teorías de la elasticidad y la plasticidad (Deer, et al 1996) pueden obtenerse analíticamente valores aproximados del desplazamiento radial de un punto en la periferia del túnel, en función de las propiedades mecánicas del suelo y de la presión desarrollada en el contacto entre el revestimiento y el suelo; esta relación se obtiene analizando un modelo idealizado que se muestra en la fig 3.10a, en el que se considera una masa de suelo homogéneo, isótropo y elastoplástico; en ella se aloja un túnel cilíndrico de longitud infinita, con revestimiento flexible. Este es un modelo de equilibrio bidimensional, el cual se alcanza en la práctica cuando el frente del túnel se encuentra a una distancia mayor de 5 diámetros de la sección considerada. El estado inicial de esfuerzos en la masa de suelo se supone uniforme siendo su magnitud $\sigma_{vo} = \sigma_{ho} = \gamma H_o$. Si la presión radial inicial en el contacto suelo-revestimiento es $p_{ao} = \gamma H_o$ el desplazamiento radial de cualquier punto en la periferia del túnel es nulo y queda representado en la gráfica de la fig 3.10b por el punto 0. Si la presión de contacto se reduce hasta un valor p_a , dentro del intervalo elástico del suelo, se producirá un desplazamiento radial u , cuyo valor, según la teoría de la elasticidad está dado por (Rico y del Castillo, 1977):

$$u = (\gamma H_o - p_a) \frac{(1 + \nu)D}{2E} \quad (3.19)$$

en la que E y ν son, respectivamente, el módulo de elasticidad y la relación de Poisson del suelo.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig 3.10 Curvas de comportamiento e interacción entre el suelo y el revestimiento

En esta ecuación se aprecia que el desplazamiento radial u aumenta linealmente al disminuir la presión de contacto p_a entre suelo y revestimiento, hasta el punto L (fig 3.10b), en el que se alcanza el límite elástico del suelo que está en el contacto; a partir de ese punto se inicia la plastificación del suelo.

La presión límite de plastificación está expresada por la ecuación:

$$p_{aL} = \gamma H_0 (1 - \text{sen } \phi) - c \cos \phi \quad (3.20)$$

Sustituyendo p_{aL} en la ec 3.19 se obtiene el desplazamiento elástico u_L .

A partir de este punto, en el que se inicia la plastificación del suelo circundante al túnel, los desplazamientos radiales son cada vez mayores para pequeños decrementos de la presión p_a , hasta que se llega al colapso del suelo de la clave en el punto F.

El cálculo de la curva de desplazamiento radial del suelo entre los puntos L y F se puede realizar mediante las siguientes ecuaciones (Terzaghi, 1956; Rico y del Castillo, 1977):

$$u = r \left[1 - \sqrt{\frac{1}{1+A}} \right] \quad (3.21)$$

donde el valor de A depende del tipo de suelo:

* Para suelos cohesivos:
$$A = \frac{2(1+\nu)}{E} c_u \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 \quad (3.22)$$

* Para suelos cohesivo-friccionantes:
$$A = \frac{2(1+\nu)}{E} (\gamma H_0 + T) \operatorname{sen} \phi \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 \quad (3.22')$$

siendo: c_u la resistencia al esfuerzo cortante obtenida en la prueba triaxial rápida (no drenada)

r radio del túnel

R_p radio de plastificación ($R_p - r =$ zona plastificada)

$T = c_u \cot \phi$

La expresión para evaluar el radio de plastificación (R_p) también depende del tipo de suelo:

* Para suelos cohesivos:
$$R_p = r e^{\frac{1}{2} \left(\frac{\gamma H_0 - p_a - 1}{c_u} \right)} \quad (3.23)$$

* Para suelos cohesivos-friccionantes:
$$R_p = r \left[(1 - \operatorname{sen} \phi) \frac{\gamma H_0 + T}{p_a + T} \right]^{\frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{2 \operatorname{sen} \phi}} \quad (3.23')$$

Cuando se requiera considerar una condición diferente a la de esfuerzos isotrópicos, es decir $\sigma_h \neq \sigma_v$, Alberro (1983) presenta la siguiente ecuación para el cálculo de la extensión de la zona plástica alrededor del túnel, que en este caso es variable:

$$R_p = r \left[\frac{(T + p_a)(1 + N_\phi)}{\sigma_v + \sigma_h + 2T} \right]^{\frac{1}{1 - N_\phi}} \left[1 + \frac{2(\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\theta}{(N_\phi - 1)(\sigma_v + \sigma_h + 2T)} \right] \quad (3.23'')$$

donde: θ es el ángulo formado con respecto al eje horizontal del túnel (en la clave $\theta = 90^\circ$)

$$N_\phi = (1 + \operatorname{sen} \phi) / (1 - \operatorname{sen} \phi) = \tan^2(45 + \phi/2) = K_p$$

Además, para la construcción de la curva de desplazamiento en el intervalo plástico (entre los puntos L y F) hay que tomar en cuenta el peso del material plastificado en la clave del túnel, por lo que una vez obtenido el desplazamiento radial con la ec 3.21 para una presión p_a , esta última se corrige de acuerdo con la siguiente expresión:

$$p_{a,total} = p_a + \gamma(R_p - r)\psi \quad (3.24)$$

en donde ψ es una constante que varía entre 0 y 1, siendo el segundo valor conservador. Con lo anterior, es posible trazar la curva presión-desplazamiento, que representa la respuesta del suelo, mostrada en la fig 3.10b.

La línea discontinua que une al punto M con la curva de respuesta del suelo representa el comportamiento que tendría el suelo si fuera un medio elasto-plástico perfecto, carente de peso y el túnel estuviera a gran profundidad, condiciones que son sólo de interés teórico.

En la práctica de la construcción, cuando el desplazamiento del suelo de la clave del túnel excede el valor de u_f se inicia un proceso de colapso progresivo ascendente en el suelo de la clave, que Terzaghi (1942) denominó “aflojamiento”; este fenómeno va acompañado de un incremento de la presión de apoyo p_a necesaria para el equilibrio, según la curva FA de la fig 3.10b (Rico y Castillo, 1977). Esta condición se desarrolla en la práctica como resultado de las siguientes causas:

- Sobreexcavación excesiva de la clave o caídos, que no son retacados en forma eficiente e inmediata después de colocado un revestimiento primario formado por marcos de acero o por dovelas de concreto o acero.
- Desplazamiento excesivo del revestimiento primario, por falta de una zapata de apoyo de la bóveda de concreto lanzado, o insuficiente apoyo de marcos de acero o dovelas.

El fenómeno del aflojamiento tiene las siguientes consecuencias:

- Aumento de la presión vertical, mayor que la horizontal, sobre la estructura de soporte primario; lo cual induce en ella esfuerzos y deformaciones desfavorables que pueden conducir al colapso del revestimiento primario y de la excavación.
- Desarrollo de un estado de equilibrio plástico en la masa de suelo que genera asentamientos superficiales.

De aquí la conveniencia de evitar que se desarrolle la condición de aflojamiento durante la construcción, con el fin de garantizar un funcionamiento estructural más eficiente del revestimiento primario y de reducir los asentamientos superficiales. Esto se consigue mediante:

- El retaque eficiente e inmediato de los espacios huecos entre el suelo y la estructura de soporte primario. Esta condición no se presenta si se coloca concreto lanzado.
- La construcción de una zapata de apoyo adecuada para la estructura de soporte primario, sea ésta de marcos de acero, dovelas prefabricadas o una bóveda de concreto lanzado.

Desplazamiento del revestimiento primario.

a) Curva característica del revestimiento.

El desplazamiento radial del revestimiento primario, bajo la presión aplicada por el suelo tiene tres componentes:

- Compresión elástica del concreto (u_c) bajo presión uniforme p_a .
- Deflexión (u_d) producida por la diferencia de presiones horizontales y vertical.
- Desplazamiento vertical (u_z) de la bóveda de concreto lanzado, cuando el revestimiento es abierto en el fondo y se apoya en zapatas longitudinales.

Compresión elástica (u_c). La compresión elástica de un anillo de concreto sometido a presión radial uniforme p_a produce un desplazamiento u_c dado por la ecuación:

$$u_c = \frac{p_a D_m^2}{4tE_c} \quad (3.25)$$

en la que: D_m diámetro medio del anillo de concreto
 t espesor del anillo de concreto
 E_c módulo de elasticidad del concreto en compresión

Es de interés práctico señalar que este desplazamiento es muy pequeño en comparación con los otros componentes.

Deflexión (u_d). La distribución de presiones naturales en la masa de un suelo antes de excavar el túnel tiene la forma que muestra el diagrama del lado izquierdo de la fig 3.10d, en la que se indica que $\sigma_{h0} = K_0 \sigma_{v0}$. Si en esta condición inicial de esfuerzos se coloca un revestimiento circular perfectamente flexible, incapaz de soportar un momento flexionante (por ejemplo de dovelas articuladas o de concreto lanzado simple), se produce el ovalamiento del anillo, disminuyendo el diámetro vertical y aumentando el horizontal; simultáneamente, estos desplazamientos radiales en el suelo hacen disminuir la presión de contacto $\sigma_v = \sigma_h = 1/2 \sigma_{v0} (1 + K_0)$, que muestra el diagrama del lado derecho de la fig 3.10d. Por el contrario, un revestimiento infinitamente rígido mantendría los valores iniciales de σ_{v0} y σ_{h0} y tendría que ser capaz de soportar, sin deformarse, un momento flexionante proporcional a $(\sigma_{v0} - \sigma_{h0})$; pero tal revestimiento no existe en la práctica, por lo que siempre se producirá alguna deformación del anillo y una redistribución de presiones, cuyo valor final dependerá de las rigideces relativas del anillo y del suelo.

Para un revestimiento flexible, puede estimarse el máximo valor posible de u_{dmax} , considerando que, según la fig 3.10d, el desplazamiento radial en la clave es el mismo para el revestimiento que para el suelo, si el contacto entre ambos es perfecto. Este desplazamiento se obtiene de la siguiente ecuación:

$$u_{d \max} = (\gamma H - \sigma_v) \frac{(1 + \nu) D}{2k} \quad (3.26)$$

sustituyendo $\sigma_v = \frac{1}{2} \gamma H_0 (1 + K_0)$, se tiene:

$$u_{d \max} = \frac{1}{2} (1 - K_0) \gamma H_0 \frac{(1 + \nu) D}{2k} \quad (3.26')$$

en donde k es la rigidez del sistema suelo-revestimiento.

Para K_0 pueden considerarse los siguientes valores generalmente aceptados:

Suelo	K_0
Gravas, arenas y arenas limosas, con o sin cementación (GW - SM)	0.5
Limos arenosos, arenas arcillosas y arcillas de baja plasticidad (ML - SC y CL)	0.6
Arcillas de alta plasticidad (CH)	0.7

Asentamiento de zapatas (u_z). El asentamiento de las zapatas longitudinales rígidas en las que se apoya el revestimiento abierto de concreto lanzado se expresa por la ecuación:

$$u_z = \frac{2.2(1 - \nu^2)}{E_z} q_z B$$

Considerando $\nu = 0.3$ y $q_z B = Q_z$ (carga en la zapata por unidad de longitud), se tiene:

$$u_z = \frac{2Q_z}{E_z}$$

para una bóveda cilíndrica, sujeta a presión radial uniforme p_a , $Q_z = p_a D/2$, que sustituido en la ecuación anterior da:

$$u_z = \frac{p_a D}{E_z} \quad (3.27)$$

de donde:

$$u_{z \max} = \frac{\gamma H_0 D}{E_z} \quad (3.27')$$

siendo E_z el módulo de elasticidad del suelo situado por debajo de la zapata. Desplazamiento de la clave ($u_{r \max}$). Despreciando la deformación por compresión uniforme del concreto, el desplazamiento máximo del revestimiento en la clave, bajo una presión máxima igual a γH_0 , es:

$$u_{r \max} = u_{d \max} + u_{z \max} \quad (3.28)$$

u_{rmax} y γH_0 son las coordenadas del punto R de la fig 3.10e, que define la recta OR, representativa de la respuesta del revestimiento. Puede apreciarse que la pendiente de la recta varía con el tipo de revestimiento y su procedimiento de colocación; la línea 1 representa un revestimiento circular de dovelas retacadas con mortero estable, a presión; la 2 un revestimiento circular de dovelas expansibles; la línea 3 un revestimiento de concreto lanzado, provisto de zapatas bien diseñadas de acuerdo con la capacidad de carga y la deformabilidad del suelo en que se apoyan y construidas simultáneamente con el revestimiento.

b) *Desplazamientos inicial (u_{io}).*

Este desplazamiento tiene dos componentes: 1) desplazamiento previo a la colocación del revestimiento y 2) desplazamiento por holgura.

1.- Desplazamiento previo a la colocación del revestimiento. Antes de que la excavación del frente llegue a una sección cualquiera del trazo de un túnel, la presión vertical media a la profundidad del eje, en el frente de esa sección, está representada por el punto 0 de la fig 3.10b, y vale $\sigma_{vo} = \gamma H_0$; la presión horizontal, en la dirección normal al frente, es $\sigma_{ho} = K_o \gamma H_0$. Al aproximarse la excavación a la sección considerada se van disminuyendo gradualmente ambas presiones, hasta anularse la horizontal ($\sigma_{ho} = 0$), en el caso de excavación a frente abierto, como se muestra en el mecanismo de falla del frente de la fig 3.10c; en esta condición se habrá producido un desplazamiento vertical u_i de la base del prisma 2 que hará disminuir la presión inicial σ_{vo} . Este es un problema tridimensional para el cual no se dispone de una solución analítica rigurosa, por lo que se emplea aquí un análisis simplista aproximado.

El desplazamiento radial en el frente, u_i , puede considerarse como el resultado de la interacción de un cilindro horizontal de suelo, imaginario, cuyo diámetro es el del túnel, representado en la fig 3.10c por las letras abcd, el cual soporta una presión radial exterior p_{ai} aplicada por el suelo circundante, cuya respuesta a la presión radial interior en la frontera con el cilindro es representada por la curva OLM de la fig 3.10b.

La respuesta del cilindro esta representada por la gráfica Qmn de la fig 3.10b; Qm es la rama de respuesta elástica y mn la de respuesta plástica; ésta última es la línea horizontal cuya ordenada al origen es la capacidad de carga límite del prisma frontal, expresada por:

$$q = \alpha \sqrt{K_p} - 0.5 \gamma_1 A_1 + p_i K_p$$

donde α es un factor que varía entre 3.4 y 6 dependiendo del tipo de falla y la forma de la cuña. Si no se presenta extrusión de material se recomienda utilizar el valor de 3.4.

La rama elástica sigue la recta QC_0 que representa la deformabilidad del cilindro de suelo sujeto a una presión radial exterior uniforme; el desplazamiento elástico radial máximo u_{co} de la periferia del cilindro por efecto de la descarga inducida al excavar el frente, representado por el punto C_0 , se calcula con la ecuación:

$$u_{co} = \frac{(1 - \nu) \gamma H_0 D}{2 E_1} \quad (3.29)$$

donde E_1 es el módulo de elasticidad del suelo dentro del cilindro frontal.

Si la capacidad de carga q es mayor que la ordenada del punto de intersección I, como indica la curva Qmn , la presión de equilibrio será p_{ai} y el desplazamiento radial inicial u_{io} . Pero si la capacidad de carga q' es menor que p_{ai} , la curva de respuesta del cilindro será $Qm'n'$, cuyo punto de equilibrio es I' y cuyas coordenadas son u'_{io} y q' .

El revestimiento primario se coloca después de que se ha producido el desplazamiento inicial u_{io} o u'_{io} .

2.- Desplazamiento por holgura. Cuando se emplea revestimiento de dovelas atornilladas que se arman dentro de la cola del escudo, queda un espacio anular entre el revestimiento y el terreno que es aproximadamente igual al espesor de la cola del escudo; este espacio se denomina aquí holgura.

Si la holgura no se rellena de inmediato con mortero estable inyectado, el suelo circundante fluye plásticamente hasta ocupar el espacio de la holgura y sufre un desplazamiento radial u_h , que se suma al desplazamiento inicial del frente, u_{io} , estableciendo el contacto con el revestimiento; el desplazamiento radial será entonces, como muestra la fig 3.10f.

$$u''_{io} = u_{io} + u_h \quad (3.30)$$

Es claro que el retaque inmediato y total de la holgura, inyectando mortero, eliminará el desplazamiento u_h y el asentamiento superficial correspondiente.

Interacción suelo-revestimiento.

La gráfica de la fig 3.10f se obtiene superponiendo las gráficas b y e, y representa el fenómeno de interacción entre el suelo y el revestimiento. La curva OLF corresponde a la respuesta del suelo circundante al túnel; la línea QI a la del prisma del suelo del frente; el punto I en que se interceptan ambas gráficas representa el equilibrio de la masa de suelo que se encuentra adelante y sobre el frente al concluir el avance de la excavación y antes de colocar el revestimiento; el desplazamiento radial medio alrededor de la cavidad en este momento es u_{io} ; si en este momento se coloca un revestimiento flexible en contacto perfecto con el suelo, es decir, sin holgura entre ambos, la presión que actúa sobre el revestimiento recién colocado es nula, pero evoluciona a medida que la excavación del frente avanza. Al continuar la excavación, a medida que el frente se aleja del tramo en el que se acaba de colocar el revestimiento, la acción tridimensional del frente se va perdiendo gradualmente, hasta anularse y alcanzar un estado de equilibrio bidimensional, cuando el frente se encuentra a una distancia de 5 diámetros del tramo en cuestión; a consecuencia de esta evolución, el desplazamiento radial crece, aumentando la presión sobre el revestimiento a los largo de la línea $u_{io}R$, que se determina, para cada tipo de revestimiento. En el punto E se alcanza el equilibrio en el que la presión radial de apoyo p_{ae} , desarrollada en el contacto, estabiliza el sistema suelo-revestimiento, en su condición de equilibrio bidimensional final. Si el revestimiento se coloca con holgura, el suelo debe sufrir un desplazamiento radial u_h , adicional a u_{io} , antes de establecer el contacto suelo-revestimiento representado por el unto u'_{io} , a partir del cual el desplazamiento crece según la línea $u'_{io}R'$, hasta alcanzar el equilibrio en el punto E'.

La presión de equilibrio disminuye hasta p'_{ae} , pero el desplazamiento radial hasta u'_e , lo que implica, necesariamente, un mayor asentamiento superficial.

En un revestimiento flexible la presión de equilibrio p_{ae} es prácticamente uniforme, por lo que los esfuerzos de flexión son muy pequeños, siendo importantes solamente los esfuerzos de compresión. Mediciones de la presión sobre el revestimiento definitivo realizadas en túneles construidos en arcillas saturadas (Housel, 1942), indican que la presión de equilibrio p_{ae} , sobre un revestimiento semirígido, se desarrolla en un período de una o dos semanas (fig 3.10g), pero continúa creciendo lentamente con el tiempo, hasta alcanzar valores cercanos o iguales a la presión total natural debida al peso propio del suelo a la profundidad del eje del túnel, γH_0 . Este fenómeno ha sido observado en un buen número de mediciones realizadas en el revestimiento de túneles construidos.

La naturaleza del fenómeno no ha sido suficientemente investigada, pero parece estar relacionada con la evolución de la presión en el agua y de los esfuerzos efectivos del suelo, cuyo equilibrio inicial ha sido alterado por las diversas actividades de la construcción, y se requiere de un tiempo largo para alcanzar un nuevo equilibrio.

La fig 3.10g muestra que en los suelos granulares compactos, parcialmente saturados, en los que la evolución de los esfuerzos efectivos es casi simultánea con el avance de la excavación, la presión uniforme sobre el revestimiento crece hasta valores del orden de $1.4 p_{ae}$, en las tobas de consistencia media hasta $1.2 p_{ae}$ y en las tobas duras permanecen constante con el tiempo.

En la tabla 4 contiene algunos valores finales empíricos, de la presión vertical de equilibrio p_{vf} , para distintos tipos de suelos y de revestimientos.

Tabla 4 Valores de las presiones finales, vertical p_{vf} y horizontal p_{hf} , para el diseño del revestimiento secundario.

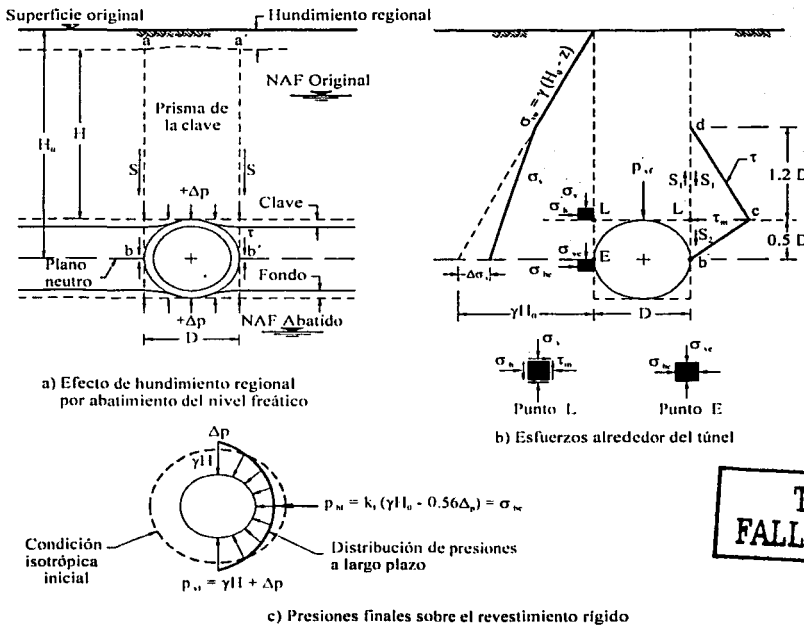
	TIPO DE SUELO	p_{vf}	p_{hf}	Revestimiento primario	
SAT ⁽¹⁾	Arcillas en proceso de consolidación	$1.4 \gamma H_0$	$0.7 \gamma H_0$	Dovelas atornilladas con retaque a presión p_{ar} ⁽²⁾	EFP ⁽³⁾
	Arcillas de consistencia blanda a dura, no sujetas a consolidación por causas externas ⁽⁴⁾	γH_0	$0.7 \gamma H_0$		
	Limos y arenas en estado suelto a semicompacto	$0.7 p'_{vo} + u_o$ ⁽⁵⁾	P_{ar} ⁽²⁾		
NSAT ⁽⁶⁾	Arcillas no expansivas ⁽⁴⁾ , Consistencia dura a muy dura, limos y arenas sueltos a semicompactos	$1.4 p_{ar}$ ⁽¹⁾ ó $1.4 p_{ae}$ ⁽²⁾	P_{ar} ⁽²⁾ ó p_{ae} ⁽⁷⁾	Dovelas atornilladas con retaque a presión P_{ar} ⁽²⁾ , o dovelas expandibles, o bóveda de concreto lanzado apoyada en zapatas	EA ⁽⁸⁾ o FACOL
	Limos y arenas compactas a muy compactas, tobas blandas	$1.2 p_{ar}$ ⁽²⁾ ó $1.2 p_{ae}$ ⁽⁷⁾			
	Tobas duras a muy duras	P_{ae} ó p_{ar} ⁽²⁾⁽⁷⁾			

NOTAS:

- (1) SAT Saturado
- (2) p_{ar} , presión de inyección del mortero de retaque; valores recomendados: suelo saturado $p_{ar} \geq 1.1 u_f$, donde u_f es la presión del agua en el fondo; para suelo no saturado $p_{ar} \geq 0.4 \gamma H_0$; si $p_{ar} < p_{ae}$ usar p_{ae} (7)
- (3) EFP Escudo de frente a presión
- (4) para arcillas expansivas usar $p_{vf} = 1.4 \gamma H_0$ y $p_{hf} = 0.7 \gamma H_0$
- (5) p'_{vo} , presión efectiva natural a la profundidad del eje, u_0 presión en el agua al eje del túnel.
Los valores de p_{vf} son recomendables para diseño de revestimiento primarios flexibles; para revestimiento único ver inciso 3.2.3, haciendo $p_a = p_{vf}$
- (6) NSAT No saturado
- (7) p_{ae} , presión de equilibrio obtenida del análisis de interacción suelo-revestimiento primario, (ver 3.2.2)
- (8) EA Escudo abierto

Túneles construidos en arcillas en proceso de consolidación.

El fenómeno del hundimiento regional en el valle de México mencionado en el capítulo 1, esta acompañado por la disminución del espesor de las capas de arcilla compresibles; si un túnel con revestimiento flexible se aloja en una de estas capas sufrirá si duda alguna un aplastamiento que afectará el funcionamiento del túnel y su estabilidad a largo plazo.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig 3.11 Condiciones de esfuerzo en un túnel en arcilla en proceso de consolidación

En este caso se requiere el diseño de un revestimiento secundario rígido, para garantizar que el túnel mantenga su sección inicial dentro de las condiciones que impone su operación. Actualmente no se dispone de una solución analítica rigurosa para determinar la distribución de presiones sobre el revestimiento secundario una vez concluida la consolidación; a continuación se presenta un procedimiento aproximado de análisis, basado en el mecanismo del prisma deslizante de la clave, que permite estimar la magnitud de los incrementos de presión inducidos. En la fig 3.11 se presenta esquemáticamente un corte transversal de un túnel con revestimiento rígido, construido en una masa 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 un desplazamiento relativo entre el prisma de suelo sobre la clave y el material adyacente. Como consecuencia de este efecto, en las caras ab y $a'b'$ se generan las fuerzas cortantes S , que inducen un incremento de presión vertical $+\Delta p$ en el prisma de la clave y un decremento $-\Delta\sigma_v$ en el suelo contiguo al prisma; así se obtiene el diagrama de esfuerzos verticales reducidos σ_v mostrado en la fig 3.11b.

La diferencia de esfuerzos verticales y horizontales en el suelo vecino al túnel origina que el diagrama de presiones sobre el revestimiento se modifique de la condición isotrópica inicial, a la presentada en la fig 3.11c; este nuevo estado de esfuerzos se desarrollará lentamente, debido al tiempo necesario para que el NAF (nivel de aguas freáticas) se abata por debajo del túnel.

El diagrama de los esfuerzos cortantes τ que actúan en las caras del prisma se representa en forma simplificada por el triángulo bcd de la fig 3.11b, cuyo valor máximo es la resistencia al corte al nivel de la clave (puntos L y L'), en términos de esfuerzos efectivos:

$$\tau_m = \sigma_h' \tan \phi' = K_f \sigma_v' \tan \phi' \quad (3.31)$$

donde:

$$K_f = \frac{1 - \sin^2 \phi'}{1 + \sin^2 \phi'}$$

Mediante la ecuación de Boussinesq (Terzaghi, 1945, 1945-46) para una carga lineal concentrada se deduce que la fuerza ascendente S_1 produce, en los puntos L y L' ubicados en el exterior del prisma de la clave, un decremento de esfuerzo vertical $-\Delta\sigma_v = -0.56 \Delta p$; por lo cual $\sigma_v = \gamma H - 0.56 \Delta p$, que sustituido en la ec 3.31 queda:

$$\tau_m = K_f (\gamma H - 0.56 \Delta p) \tan \phi' \quad (3.32)$$

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:

$$\Delta p = \frac{2S}{D} \quad \text{En la que:} \quad 2S = S_1 + S_2 = \frac{(1.7D\tau_m)2}{2}$$

entonces
$$\Delta p = 1.7 \tau_m \quad (3.33)$$

Sustituyendo en la ec 3.32 en la ec 3.33 y resolviendo para Δp se obtiene:

$$\Delta p = \frac{1.7 K_f \tan \phi'}{1 + 0.95 K_f \tan \phi'} \gamma H \quad (3.34)$$

La sobrecarga Δp en las arcillas lacustres de la ciudad de México puede evaluarse considerando $\phi' = 23^\circ$ (Wagner, 1981) y $K_f = 0.7$, por lo tanto:

$$\Delta p = 0.4 \gamma H \quad (3.34')$$

La presión vertical final será:
$$p_{vf} = \gamma H + \Delta p = 1.4 \gamma H \quad (3.35)$$

La presión horizontal final, al nivel del eje del túnel, en el punto E vale:

$$p_{hf} = \sigma_{he} = K_f \sigma_{ve} = K_f (\gamma H_0 - \Delta \sigma_v)$$

De la ecuación de Boussinesq se deduce que $-\Delta \sigma_v = -0.56 \Delta p$, que sustituido en la ecuación anterior queda:

$$p_{hf} = K_f (\gamma H_0 - 0.56 \Delta p) \quad (3.36)$$

De la ec 3.34' se obtiene

$$p_{hf} = K_f \gamma (H_0 - 0.2H) \quad (3.37)$$

De 3.37 y 3.35, la relación de presiones horizontal y vertical resulta,

$$K_c = \frac{p_{hf}}{p_{vf}} = \frac{K_f (H_0 - 0.2H)}{1.4H} \quad (3.38)$$

Para un túnel profundo en el que $H = 2.5 D$, la ecuación anterior da un valor de $K_c = 0.5$, cuando $K_f = 0.7$. La siguiente tabla muestra la variación de K_c para diferentes relaciones de profundidad H/D .

H/D	K_c
1.2	0.6
2.5	0.5
10.0	0.43
∞	0.4

3.2.3 Espesor del revestimiento.

Revestimientos flexibles.

a) Anillo de dovelas precoladas.

El espesor del anillo se determina con la expresión correspondiente al diseño plástico de un arco sujeto a una presión uniforme p_u :

$$t = \frac{F_c p_u D}{2 f_c} \quad (3.39)$$

- siendo: D diámetro del túnel
 f_c esfuerzo de fluencia plástica del concreto ($f_c = 0.8 f'_c$)
 F_c factor de carga (generalmente igual a 2, para revestimiento primario, y 3 para revestimiento único.
 P_u presión radial uniforme (tabla 4, $p_u = p_{hi}$ para revestimiento primario y $p_u = p_{vf}$ para revestimiento único)

El espesor de las dovelas debe verificarse para soportar esfuerzos de maniobra durante su fabricación y su colocación en el túnel.

b) Revestimiento de concreto lanzado.

El espesor del revestimiento en la bóveda se determina con la ec 3.39. Es necesario diseñar las zapatas longitudinales de apoyo de la bóveda para evitar que sufra asentamientos excesivos antes de la construcción de la cubeta.

Zapata longitudinal de apoyo. La posición de la zapata y su ancho se eligen de manera que la reacción del suelo sea colineal 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.

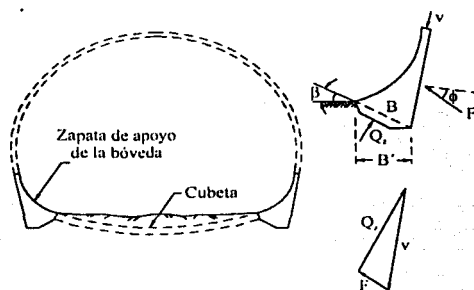


Fig 3.12 Equilibrio de la zapata de apoyo de la bóveda

En la fig 3.12 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. En ancho B se obtiene aplicando la ecuación de la capacidad de carga para una zapata longitudinal:

$$B = \frac{Q_z}{q_u} FS \quad (3.40)$$

$$q_u = cN'_c + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (3.41)$$

donde c parámetro de cohesión del suelo al nivel de desplante

γ peso volumétrico del suelo

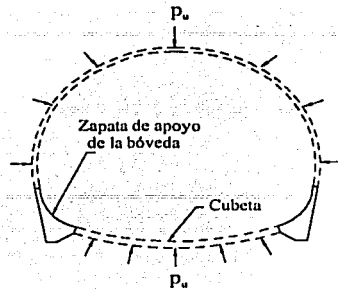
N'_c, N_γ factores de capacidad de carga dependientes del ángulo de fricción del suelo y la inclinación de la superficie de apoyo β (tabla 4.2, Bowles, 1988)

FS factor de seguridad ($FS \geq 2$)

Tabla 5 Factores de capacidad de carga para la zapata de apoyo de la bóveda (Bowles, 1988).

$\phi^\circ \backslash \beta^\circ$	N'_c						N_γ
	0	10	20	25	30	60	
0	5.1	4.9	4.6	4.6	4.4	3.6	0
10	8.4	7.8	7.3	7.0	6.8	5.3	0.4
20	14.8	13.4	12.4	11.8	11.3	8.3	2.9
30	30.1	26.8	23.8	22.4	21.0	14.3	15.1
40	75.3	64.4	55.0	50.8	46.9	28.6	79.5

Cubeta cilíndrica. En el diseño se consideran las fuerzas mostradas en la fig 3.13, despreciando la fricción en el contacto con el suelo, ya que ésta puede sufrir disminución durante la vida útil del túnel.



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Fig 3.13 Equilibrio de la cubeta

La fuerza normal que actúa en la cubeta puede determinarse mediante modelos numéricos (Dsai y Christian, 1977) o bien, en forma simple, considerando que está sometida a una presión radial p_u , igual a la de la bóveda.

El espesor de la cubeta para una presión radial p_u se obtiene con la siguiente expresión:

$$t_c = \frac{F_c p_u R_c}{0.8 f_c} \quad (3.39')$$

donde R_c es el radio de curvatura de la cubeta y las demás literales se definieron anteriormente.

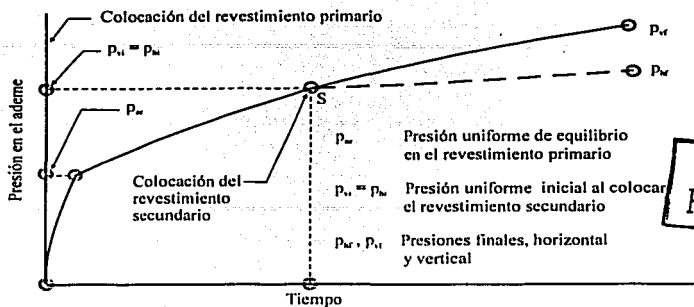
Revestimiento secundario rígido.

a) Presión inicial.

Antes de colocar el revestimiento secundario, el primario se encuentra bajo una presión inicial uniforme, $p_{vi} = p_{hi}$, desarrollada con el tiempo transcurrido después de su colocación, a partir de la presión de equilibrio p_{ae} , como muestra el esquema de la fig 3.14.

En el momento de colocar el revestimiento secundario, solamente habrá en él los esfuerzos debidos a su propio peso y al proceso de fraguado y endurecimiento, puesto que la presión inicial p_{vi} está siendo soportada por el primario. En tales condiciones, el secundario soportará solamente aquellos esfuerzos que se desarrollen a consecuencia de cambios futuros en la presión exterior, compartiéndolos con el primario, ya que ambos experimentarán las mismas deformaciones futuras. A partir del punto S, la presión vertical continúa creciendo hasta su valor final p_{vf} , mientras que la horizontal evoluciona hacia un valor igual a p_{hf} . El valor final de la presión vertical p_{vf} dependerá de las rigideces relativas entre el suelo y el revestimiento, cuyo efecto manifiesta a través del proceso de interacción suelo-revestimiento secundario.

La magnitud de la presión inicial varía según el tipo de suelo y de revestimiento primario, el procedimiento para su colocación y el tiempo transcurrido entre ésta y la instalación del revestimiento secundario.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Fig 3.14 Evolución de las presiones del suelo sobre el revestimiento primario y secundario

Cuando el primero está formado por dovelas de concreto atornilladas y retacadas con mortero estable inyectado a presión, inmediatamente detrás de la cola del escudo, a medida que éste avanza, la presión inicial es igual a la de inyección del mortero p_{ar} , la cual generalmente es mayor que la presión p_{ae} que se desarrollaría si no se hiciera el retaque, o se hiciera de manera deficiente y tardía.

Los revestimientos de dovelas expandibles, así como los de concreto lanzado correctamente apoyado en zapatas, alcanzan su equilibrio bajo una presión p_{ae} , que puede estimarse mediante el análisis de interacción suelo-revestimiento (inciso 3.2.2).

La observación del comportamiento de revestimientos de concreto lanzado y de dovelas atornilladas retacadas, o expandibles, adecuadamente colocadas, muestra que la magnitud de los desplazamientos radiales medidos (Rendón, 1982) es congruente con los estimados mediante el análisis de interacción.

b) Evolución de la presión inicial.

La medición de la presión real en revestimientos de túneles (Peck, 1969 y Tschebotarioff, 1979) muestra que la presión vertical evoluciona con el tiempo, llegando, en algunos casos, a sobrepasar el valor inicial de la presión total del suelo al nivel del eje del túnel, γH_0 . Esta evolución se relaciona estrechamente con la compresibilidad del suelo y con los cambios que sufre su estado de esfuerzos efectivos a través del tiempo. Un caso extremo de esta evolución, que se analiza en el inciso 3.2.2, corresponde a las arcillas blandas sujetas a un proceso de consolidación inducido por el abatimiento de la presión hidrostática original en los acuíferos que subyacen a las arcillas lacustres, como en el valle de México; en este caso, la presión vertical puede crecer hasta $p_{vf} = 1.4 \gamma H$ y la horizontal reducirse a $p_{hf} = 0.7 \gamma H$, lo que da una diferencia $p_{vf} - p_{hf} = 0.7 \gamma H$, para un revestimiento rígido; esta diferencia de presiones induce importantes esfuerzos de flexión y compresión en el revestimiento.

Un fenómeno semejante puede ser causado en estos suelos por la aplicación de cargas superficiales sobre el túnel, dentro de una distancia al eje igual a su profundidad.

La reconsolidación de las arcilla circundante al túnel, cuyo equilibrio natural es alterado por la construcción, produce también un incremento de la presión con el tiempo.

En Peck (1969) y Tschebotarioff (1979) existe información sobre mediciones de presión en revestimientos de túneles construidos en arcillas saturadas, ubicados en Londres, Chicago y Detroit, donde las arcillas tienen menor compresibilidad que las del valle de México y no están sujetas a consolidación por causas externas.

La información muestra que en revestimientos flexibles, la presión vertical se mantiene igual a la horizontal y alcanza, después de varios años, valores comprendidos entre $0.8 \gamma H_o$ y γH_o . En revestimientos rígidos, la presión horizontal permanece casi constante, mientras la vertical crece con el tiempo, dando una diferencia final $p_{vf} - p_{hf} = 0.33 \gamma H_o$.

En suelos no saturados (limos y arenas semicompactos o muy compactos, arcillas de consistencia dura a muy dura y tobas de consistencia variables), el aumento de la presión con el tiempo se hace más pequeño a medida que crecen la compacidad o la consistencia.

En tobas y en suelos granulares compactos, la presión vertical final p_{vf} es menor que $1.3 p_{ae}$, mientras que en las racillas, en los limos y en las arenas en estado suelto, puede llegar a un valor cercano a $0.8 \gamma H_o$, especialmente si la colocación del revestimiento primario es deficiente y permite desplazamientos radiales excesivos que producen el aflojamiento. Esto ocurre en el caso de anillos de dovelas insuficientemente o tardíamente retacados o expandidos, así como en el de bóvedas de concreto lanzado, sin zapata de apoyo, con espesor escaso o con fraguado demasiado lento.

Con base en esta información y en la observación del comportamiento de revestimientos flexibles y rígidos en túneles del metro y el drenaje profundo de la ciudad de México, se ha formado la tabla 4, que presenta valores sugeridos de p_{vf} y p_{hf} para el diseño de revestimientos rígidos o flexibles, en diferentes tipos y condiciones de suelo, cuando el revestimiento primario está correctamente diseñado y colocado.

3.2.4 Aspectos del diseño estructural del revestimiento.

Elementos mecánicos en el revestimiento.

En todo revestimiento, se producirán siempre desplazamientos radiales hacia el interior en la clave y el fondo y hacia el exterior en el diámetro horizontal, lo que implica una disminución de la presión vertical y un aumento de la horizontal, disminuyendo así la diferencia ($p_{vf} - p_{hf}$) y con ella los momentos flexionantes que ésta produce; habrá también un cambio en los valores de las fuerzas normales. La magnitud de estos cambios en los elementos mecánicos es función de las rigideces relativas del suelo y del revestimiento y pueden evaluarse mediante modelos numéricos (Dsai y Christian, 1977).

Anillo circular. Pueden usarse las ecuaciones propuestas por Burns y Richard en 1964 (Túnel SA, 1975; O'Rourke, 1984) en las que se supone un anillo sujeto a presiones uniformes diferentes, p_h en el plano horizontal y p_v en el vertical.

Momento flexionante máximo $M_t = \pm \frac{0.25(1-K)}{F+1} p_v r_m^2$ (3.42)

Fuerzas normales $N = \frac{p_v}{2} \left(\frac{1+K}{C+1} \pm \frac{1-K}{F+1} \right) r_m$ (3.43)

Donde, M_t momento flexionante máximo, reducido por interacción, (+) para la sección diametral vertical del túnel y (-) para la horizontal

K relación de presiones horizontal / vertical ($K = p_h / p_v$) antes de la deflexión del anillo

p_v presión vertical inicial, véase la tabla 4

r_m radio medio del anillo

N fuerza normal modificada por la interacción, (+) para la sección diametral horizontal del túnel y (-) para la vertical

F relación de flexibilidades del suelo y el anillo, dado por:

$$F = \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{r_m}{t} \right)^3 \left[\frac{2(1-\nu_c^2)}{1+\nu_s} \right] \quad (3.44)$$

C relación de compresibilidades del suelo y el anillo, dada por:

$$C = \frac{E_s}{E_c} \left(\frac{r_m}{t} \right) \left[\frac{(1-\nu_c^2)}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \right] \quad (3.45)$$

E_s y E_c módulos de elasticidad del suelo y del concreto, respectivamente
 t espesor total del anillo

ν_s y ν_c relación de Poisson del suelo y del concreto, respectivamente

En la figs 3.15 y 3.16 se presentan gráficas para los valores de F y C en función de la relación de esbeltez r_m/t y de la relación de módulos E_c/E_s , para diferentes tipos de suelos, que van desde las arcillas blandas hasta las tobas muy duras.

El método de Burns y Richard (1964), presenta la particularidad de una fácil y rápida evaluación de los elementos mecánicos, generando resultados comparables con otros modelos más refinados. Sin embargo, tiene la limitante de que sólo puede aplicarse a revestimientos con sección circular.

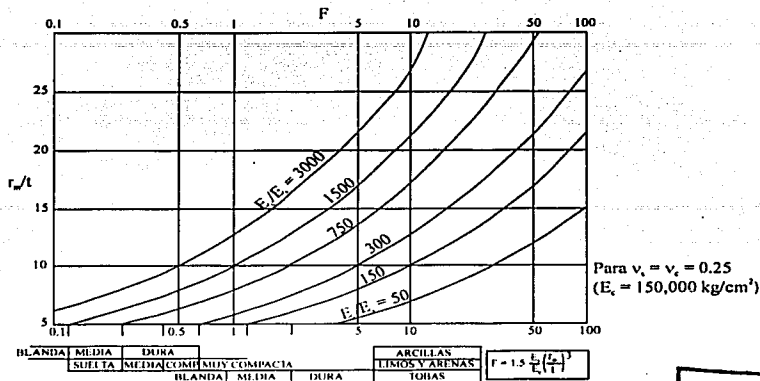


Fig 3.15 Relación de flexibilidad suelo-revestimiento

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

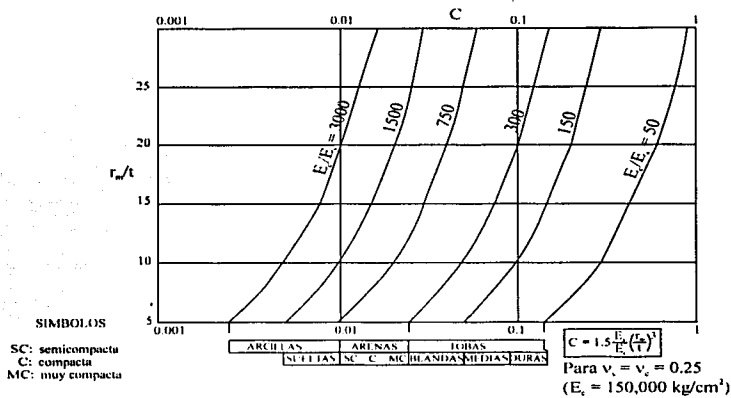


Fig 3.16 Relación de compresibilidad suelo-revestimiento

Diseño del revestimiento primario y secundario.

La fig 3.17 muestra la aplicación de los conceptos descritos a la determinación de los elementos mecánicos para el diseño de un revestimiento secundario de un túnel de sección circular. El anillo primario flexible está sujeto a una presión radial uniforme, $p_{vi} = p_{hi}$, cuyo valor se recomienda en la tabla 4, en función del tipo y condición de suelo y de revestimiento primario empleado. En estas condiciones el momento flexionante $M_p = 0$ y la fuerza normal para cualquier sección es:

$$N_p = p_{hi} r_c$$

Al instalar el anillo secundario, éste se integra al primario y ambos se someten, a medida que el tiempo avanza, a un incremento de presión vertical $\Delta p_v = p_{vf} - p_{hi}$. La presión vertical final p_{vf} se determina con base en los criterios de la tabla 4.

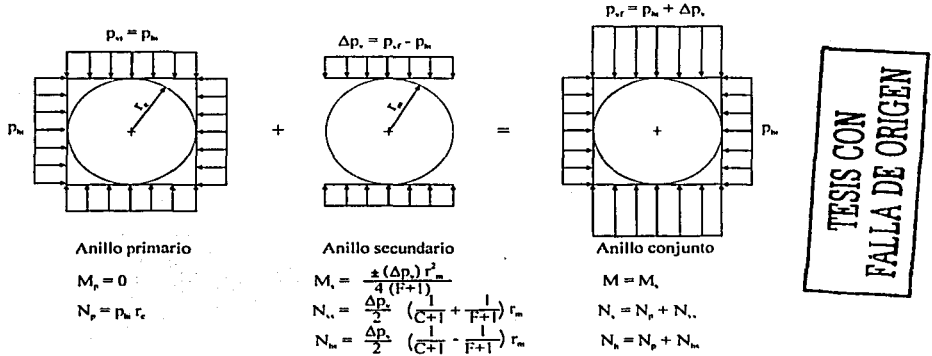


Fig 3.17 Presiones sobre un revestimiento circular formado por primario y secundario

Considerando que la presión horizontal no varía, $\Delta p_h = 0$, se tiene $K = \Delta p_h / \Delta p_v = 0$; sustituyendo estas condiciones en las ecs 3.42 y 3.43 resultan las expresiones de momento y fuerza normal que aparecen en la fig 3.17. Las relaciones F y C se obtienen de las gráficas de las figs 3.15 y 3.16 ó de las ecs 3.44 y 3.45. Se tendrá así, en el revestimiento primario, una precompresión bajo la fuerza normal N_p , y en el conjunto primario y el secundario los esfuerzos producidos por flexo-compresión bajo el momento $\pm M_s$ y las fuerzas normales N_{hs} y N_{vs} . Esto implica que en el primario actuará la suma algebraica de los esfuerzos derivados de la precompresión del anillo y de la flexo-compresión del conjunto, mientras que en secundario actuarán solamente los esfuerzos de flexo-compresión.

Si en las secciones horizontales existe tensión en el revestimiento primario se podrá prever el esfuerzo adecuado para soportarla, o bien si esto no es posible, se incluirá el esfuerzo necesario en el revestimiento secundario.

Revestimiento único.

Existen ejemplos notables de túneles construidos con revestimiento único de dovelas atornilladas y retacadas con mortero a presión, en Bruselas, Colonia, Roma y Tokio.

En el metro de la ciudad de México se tienen también casos interesantes en los túneles de vía de las líneas 1 y 7, construidos en arenas limosas compactas y en tobas blandas, también con dovelas cilíndricas, expansibles o atornilladas, cuyo comportamiento a largo plazo es satisfactorio. El colector de drenaje semiprofundo de Iztapalapa, con 4 m de diámetro exterior y 10 m de profundidad a la clave, construido en arcillas muy blandas, con el empleo de escudo de frente a presión y un revestimiento primario inyectado a presión,

constituye una experiencia digna de mencionar, porque demuestra que con este procedimiento de construcción aún en suelos muy deformables, el anillo de revestimiento flexible alcanzó su estabilización con un desplazamiento radial menor de 0.2 % del radio exterior, lo cual implica que sólo se necesita un pequeño desplazamiento para desarrollar un estado de presión uniforme del suelo sobre el anillo.

Sin embargo, este estado de presión uniforme será modificado por la consolidación de las arcilla inducida por el abatimiento a largo plazo de la presión en el agua del suelo, lo que obliga a la colocación de un revestimiento secundario semi-rígido, capaz de soportar los esfuerzos de flexión futuros. Es también evidente que la colocación de un revestimiento primario de dovelas, debidamente diseñado para soportar flexión, evitaría la necesidad de recurrir al uso del revestimiento secundario.

El empleo del concreto lanzado en México se inició en 1954, con la construcción del revestimiento del nuevo túnel de Tequixquiac, excavado en tobas de consistencia media a dura. En 1971-74 se utilizó como revestimiento primario en el Emisor Central del Drenaje Profundo del D.F, en el tramo que atraviesa las tobas de la formación Tarango, semejantes a las anteriores, así como en las arcillas duras y expansivas de la formación Requena.

En los túneles de la línea 7 del Metro se ha aplicado también como revestimiento primario en arenas limosas compactas y en tobas de consistencia blanda a dura. Numerosas mediciones de convergencia efectuadas posteriormente a la colocación de la bóveda de concreto lanzado de 15 cm de espesor, mostraron que basta un desplazamiento menor de 1 cm, en diámetros de 7 a 10 m, para alcanzar la estabilización de las deformaciones del sistema suelo-revestimiento; es decir, menos de 0.12 % del diámetro.

En algunos puntos particulares de la obra de la línea 7, donde la bóveda quedaba apoyada en materiales de baja cohesión, la estabilización se obtuvo aumentando el espesor de la bóveda a 25 cm y construyéndole una zapata de apoyo de 50 cm de ancho, también de concreto lanzado.

Esta experiencia condujo al empleo de la zapata de apoyo como parte integral del diseño del revestimiento, eliminando el uso de anclas de la bóveda que se emplean en el método austriaco (Rabcewicz y Golser, 1973).

La solución de revestimiento único se ha utilizado ya en dos estaciones de la línea 7, en las que la bóveda cilíndrica de concreto lanzado tienen 15 m de diámetro y un espesor de 0.5 m, con una relación de esbeltez $r/t = 30$; la bóveda está apoyada en muros laterales inclinados y una losa plana en el fondo, construidas de concreto hidráulico colado in situ.

En los últimos años, el perfeccionamiento de los equipos para el lanzado del concreto en mezcla húmeda y el empleo de fibras metálicas como material de refuerzo (Dramix, 1994) ha permitido lograr una mayor uniformidad del material y una considerable reducción en el desperdicio de concreto por rebote.

3.3 Análisis de asentamientos superficiales.

3.3.1 Aspectos generales.

La excavación de un túnel genera una disminución de los esfuerzos radiales naturales en la masa de suelo, provocando desplazamientos radiales hacia su interior, que se traducen en asentamientos de la superficie del terreno.

La estimación de la magnitud y distribución de los asentamientos es de importancia en los túneles urbanos, para diseñar un procedimiento constructivo que reduzca al mínimo la posibilidad de dañar edificios e instalaciones de servicios existentes (tuberías de agua y drenaje, gasoductos, etc).

A continuación se describe un procedimiento simplificado de cálculo para evaluar el asentamiento máximo de la superficie, el cual tiene tres componentes principales.

- * Desplazamiento del suelo del frente debido a la disminución de esfuerzos inducida por la excavación, u_i .
- * Convergencia de las paredes del túnel para llenar el espacio anular (holgura) entre el suelo y el revestimiento, u_h .
- * Desplazamiento del revestimiento por flexión y por asentamiento de las zapatas de apoyo en túneles revestidos de concreto lanzado, u_r .

Romo (1985) presenta un procedimiento de análisis más riguroso que incluye el asentamiento inducido por la consolidación de un anillo de arcilla sensitiva que rodea al túnel, remoldeada durante la excavación.

3.3.2 Configuración de asentamientos en la superficie.

En la fig 3.18 se presenta esquemáticamente la configuración de asentamientos superficiales observados durante la construcción de túneles en suelos de la ciudad de México (Rendón, 1982).

En la dirección longitudinal (fig 3.18b) el efecto de la excavación se manifiesta adelante del frente a partir de un punto A, localizado a una distancia igual a la profundidad al eje del túnel H_0 ; en un punto O localizado sobre la vertical que pasa por el frente, se produce el asentamiento λ_0 , que es de un 20% a 40% del valor total λ_m (Rendón, 1982); este último se presenta a una distancia de 5 a 7 diámetros hacia atrás del frente (punto P de la fig 24b).

La magnitud de λ_0 depende principalmente del decremento de los esfuerzos por descarga inducidos al avanzar la excavación del frente, lo que constituye un caso de equilibrio tridimensional; por su parte, λ_m se debe, además, a la interacción suelo-revestimiento, fenómeno bidimensional; la curva de asentamiento muestra la transición entre ambos tipos de comportamiento. Cabe señalar que el asentamiento sobre el frente λ_0 tiene poca importancia desde un punto de vista práctico, ya que ocurre de manera transitoria hacia el valor final λ_m . La configuración transversal de los asentamientos (fig 3.18a) es una curva

simétrica que se extiende a ambos lados del eje del túnel, hasta una distancia aproximada $H+D/2$ (Peck, 1969; Moreno y Schmitter, 1981; Reséndiz y Romo, 1981); el valor máximo λ_m se presenta en la vertical que pasa por el centro del túnel, aunque eventualmente puede quedar desplazado hacia algún lado del eje, a causa de la heterogeneidad del suelo.

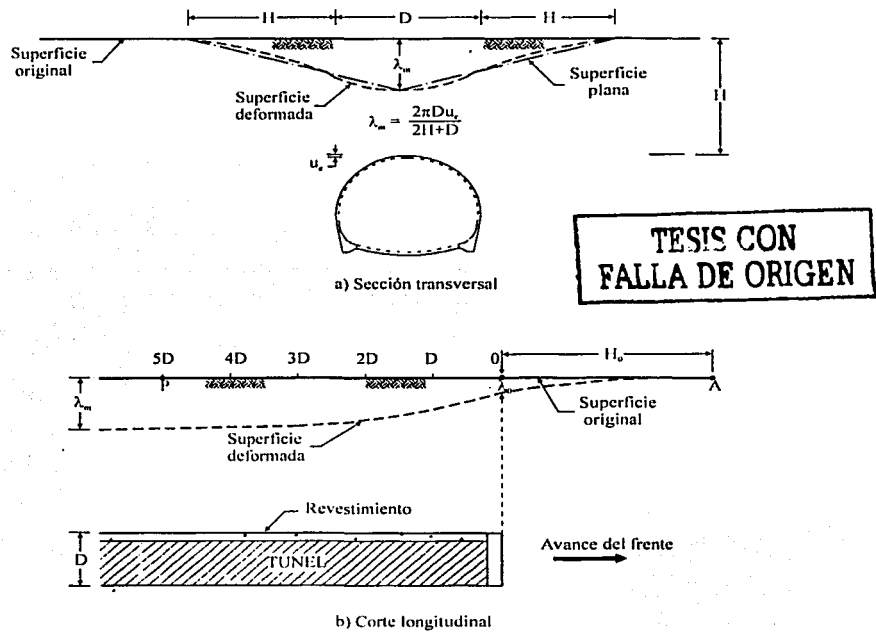


Fig 3.18 Asentamientos de la superficie producido por la construcción del túnel

En el caso de túneles excavados en arcilla, los asentamientos superficiales descritos pueden incrementarse con el tiempo por efecto de la reconsolidación de los suelos circundantes remodelados durante la excavación (Romo, 1985), o por abatimiento de presiones en el agua del suelo causado por infiltración hacia el interior del túnel.

3.3.3 Estimación del asentamiento máximo.

Numerosas mediciones indican (Peck, 1969 y Rendón, 1982) que el asentamiento asociado a la construcción puede estimarse igualando el volumen de asentamientos superficiales, V_a , con el volumen de suelo que se desplaza hacia el interior del túnel, V_d . Considerando la

configuración triangular simplificada de asentamientos que se presenta en la fig 3.18a, se obtiene:

$$V_a = \frac{1}{2}(2H + D)\lambda_m \quad (3.46)$$

Por otra parte, el volumen de suelo desplazado en al periferia del túnel puede expresarse por:

$$V_d = \pi D u_e \quad (3.47)$$

siendo u_e el desplazamiento radial medio que sufre el suelo y el revestimiento para alcanzar el equilibrio, de acuerdo con el análisis de interacción; incluyendo el desplazamiento por holgura en su caso. Igualando estas ecuaciones y despejando se tiene:

$$\lambda_m = \frac{2\pi D u_e}{2H + D} \quad (3.48)$$

La pendiente media del asentamiento se expresa por:

$$\theta_m = \frac{\lambda_m}{H + D/2} \quad (3.49)$$

La tabla 6 contiene valores máximos recomendables para λ_m y θ_m , mismos que deben verificarse en cada caso particular de acuerdo con la susceptibilidad de las construcciones a los asentamientos diferenciales.

Tabla 6 Asentamientos superficial máximo λ_m y pendiente máxima θ_m admisibles.

OCUPACIÓN DE LA SUPERFICIE	Suelos plásticos		Suelos frágiles	
	λ_m (cm)	θ_m	λ_m (cm)	θ_m
Construcción o instalaciones susceptibles al asentamiento diferencial, sobre el eje del túnel	2 a 4	0.0015	1 a 2	0.0015
Construcciones e instalaciones cercanas ala eje del túnel, dentro de la zona de ancho 1.5 (2H + D)	4 a 8	0.003	2 a 4	0.003
Superficie libre de construcciones o instalaciones dentro de la zona de ancho 1.5 (2H + D) sobre el eje del túnel	20	0.003	< 6	0.003

Procedimientos Constructivos

Construcción de túneles en suelos blandos.

4.1 Túneles

Durante la construcción de túneles en suelos blandos los principales problemas y más frecuentes ocurren al hacer la excavación, donde una mala apreciación en cualquiera de las etapas del proyecto pueden ocasionar el fracaso de la obra, traduciéndose en el mejor de los casos en desviaciones de los programas y presupuestos, pero en ocasiones llega a repercutir en pérdidas de recursos materiales y hasta de vidas humanas.

Es por ello, la importancia de no escatimar en nada al momento de realizar los estudios geotécnicos, definir el procedimiento constructivo y la correcta elección de quien debe ejecutar los trabajos, a fin de garantizar las condiciones óptimas de seguridad y economía. La definición del procedimiento constructivo de una obra subterránea involucra desde el punto de vista geotécnico y geométrico varios aspectos fundamentales que abarcan desde la exploración del subsuelo, la determinación de sus propiedades mecánicas, el trazo y localización en planta, el alineamiento vertical, la profundidad y sección transversal, instalaciones existentes, la tecnología disponible, y sobre todo las valiosas experiencias que nos han sido transmitidas por las diferentes generaciones de tuneleros.

4.1.1 Escudos.

Para excavar un túnel en suelo blando donde el material muestra una pronta inestabilidad porque su capacidad de carga y su tiempo de auto soporte son muy reducidos es indispensable el uso de máquinas llamadas escudos las cuales nos permiten realizar bajo su protección la excavación del túnel. Existen otras alternativas, como el mejorar las propiedades del suelo mediante tratamientos de inyección de mezclas basándose en cemento, productos químicos o congelación, sin embargo resultan procedimientos muy costosos y por tanto su utilización se limita para casos particulares donde la condición del proyecto contempla una aplicación local o longitudes reducidas.

El uso de los escudos se remonta a principios del siglo pasado. Las primeras incursiones en materia de túneles estuvieron siempre encaminadas a diseñar y perfeccionar una coraza protectora que formara un área de trabajo segura con soluciones al soporte frontal y por el sistema de ademe basándose en anillos metálicos o de concreto que formasen propiamente el túnel, evitando con ello el desconfinamiento del túnel y por consiguiente los asentamientos en superficie. El escudo moderno es un cilindro de acero que soporta las paredes de excavación mientras se coloca el revestimiento primario, conceptualmente esta técnica consiste en que el movimiento de avance se logre en forma simultánea con la excavación en tanto se coloca el revestimiento primario que forma el túnel.

A medida que se realiza un nuevo avance, uno de los anillos ensamblados bajo la protección de la máquina entra en contacto con el terreno quedando un espacio anular por la diferencia de diámetros con la coraza y el anillo, el cual se rellena de inmediato con mezclas de inyección para evitar asentamientos superficiales.

El principal elemento de la estructura del escudo es el forro o camisa que está construido de placas de acero, rolas a la geometría de la sección del túnel.

La camisa puede dividirse en tres partes principales en función de su rigidez interior y del arreglo de acuerdo a su propósito. El extremo delantero de la camisa, donde se efectúa la excavación, es sumamente reforzada y tiene la finalidad de facilitar un avance uniforme y conducción del cuerpo del escudo cortando el frente. La parte intermedia está destinada a dar rigidez al cilindro y a alojar los mecanismos de colocación de anillos y empuje mediante gatos hidráulicos. La parte trasera o faldón está diseñada para soportar el túnel mientras se realiza el montaje de los anillos de dovelas del revestimiento.

Algunos diseñadores consideran que el faldón debe cubrir el ancho de dos anillos más unos pocos centímetros del tercer anillo. Sin embargo, debe considerarse que la sección del faldón largo pueden deformarse fácilmente. Existen también algunos elementos importantes que son incorporados en el interior del escudo tales como plataformas de trabajo y equipos de medición. La adecuada construcción del escudo se complementa con maquinaria especial para la excavación, rezaga y transporte de material, montaje, inyección, actividades indispensables en el tuneo.

4.1.2 Tipos de escudos según su grado de mecanización.

4.1.2.1 Escudo Manual.

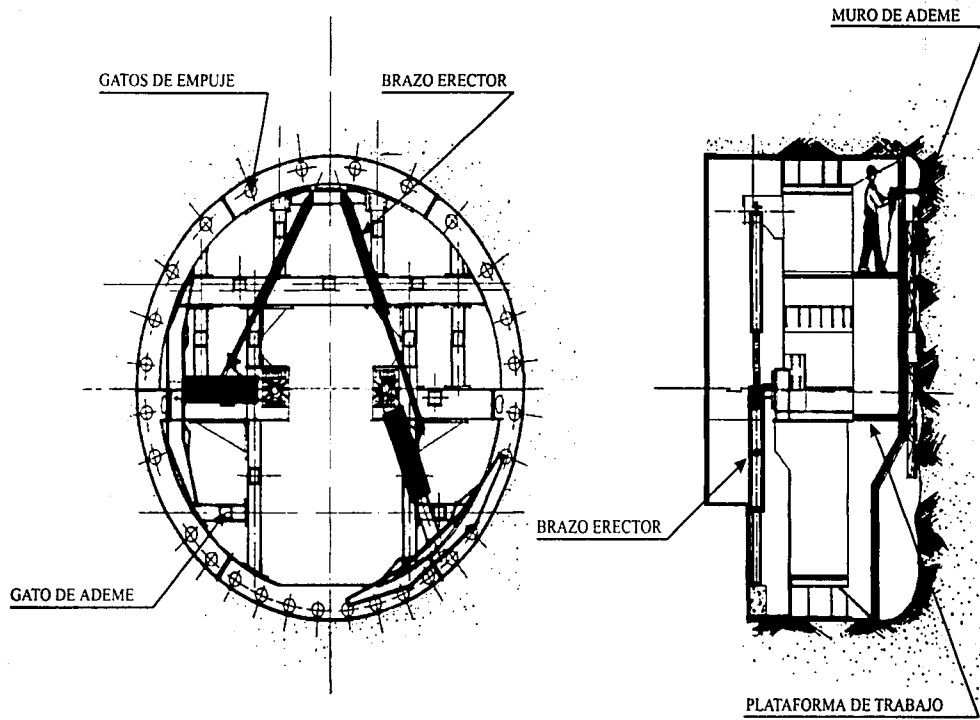
Este es el equipo más elemental de escudos de frente abierto por no contar con herramienta para ataque del frente, están provistos únicamente del sistema de empuje, soporte frontal y colocación de dovelas como se muestra en las figuras 4.1 y 4.2. Por sus limitaciones en cuanto a su eficiencia su uso es reducido.

4.1.2.2 Escudo Semimecanizado.

Sus características son casi iguales a las de los manuales, ya que adicionalmente sólo cuentan con un brazo mecánico para excavar parcialmente el frente y de contar con una serie de bandas transportadoras para la extracción del material excavado, según se aprecia en la fig 4.3. Por la evolución de otras técnicas y sus propias limitaciones también su uso tiende a desaparecer.

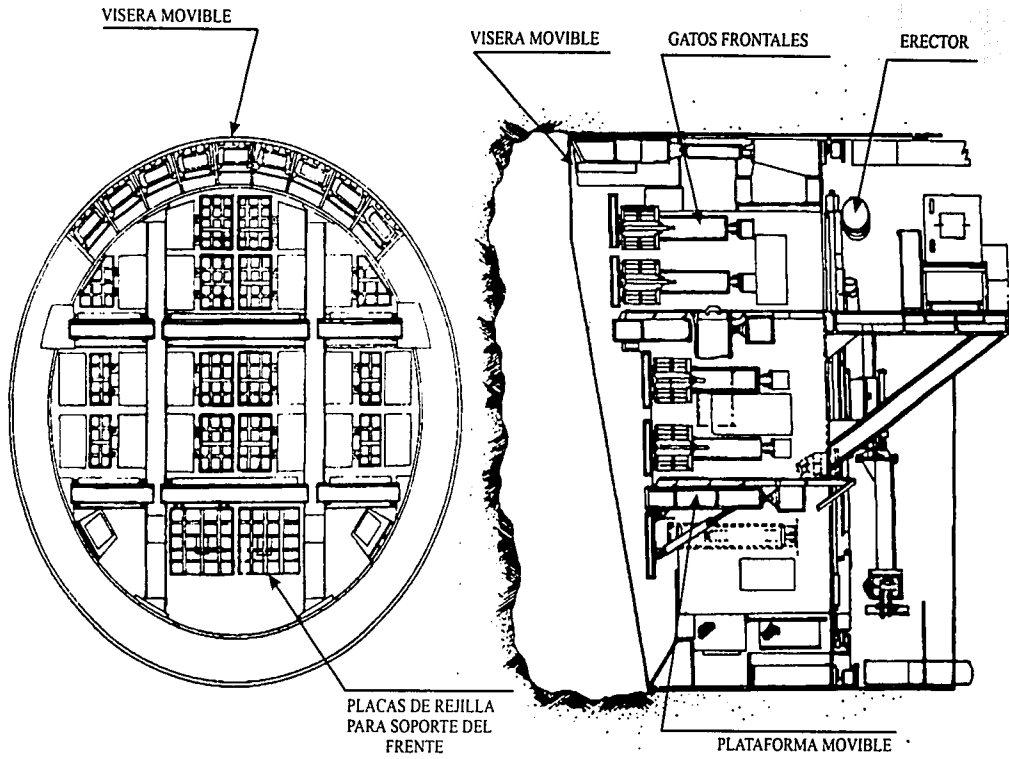
4.1.2.3 Escudos Mecanizados.

Son de frente abierto o cerrado y sus características principales que cuentan con una herramienta de ataque total del frente de excavación, que puede ser una cabeza cortadora, brazo cortador articulado, brazo excavador deslizante y brazo rozador, teniendo la versatilidad de poder destinarse a trabajos en cualquier tipo de suelo dependiendo del aditamento de corte. Estos equipos están acondicionados para mecanizar todas las actividades restantes del ciclo de excavación lo que los hace de alta eficiencia, ver figuras 4.4, 4.5, 4.6, 4.7, 4.8 y 4.9.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig 4.1 Escudo manual (Solum-Mathews)



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig 4.2 Escudo manual (Mitsubishi)

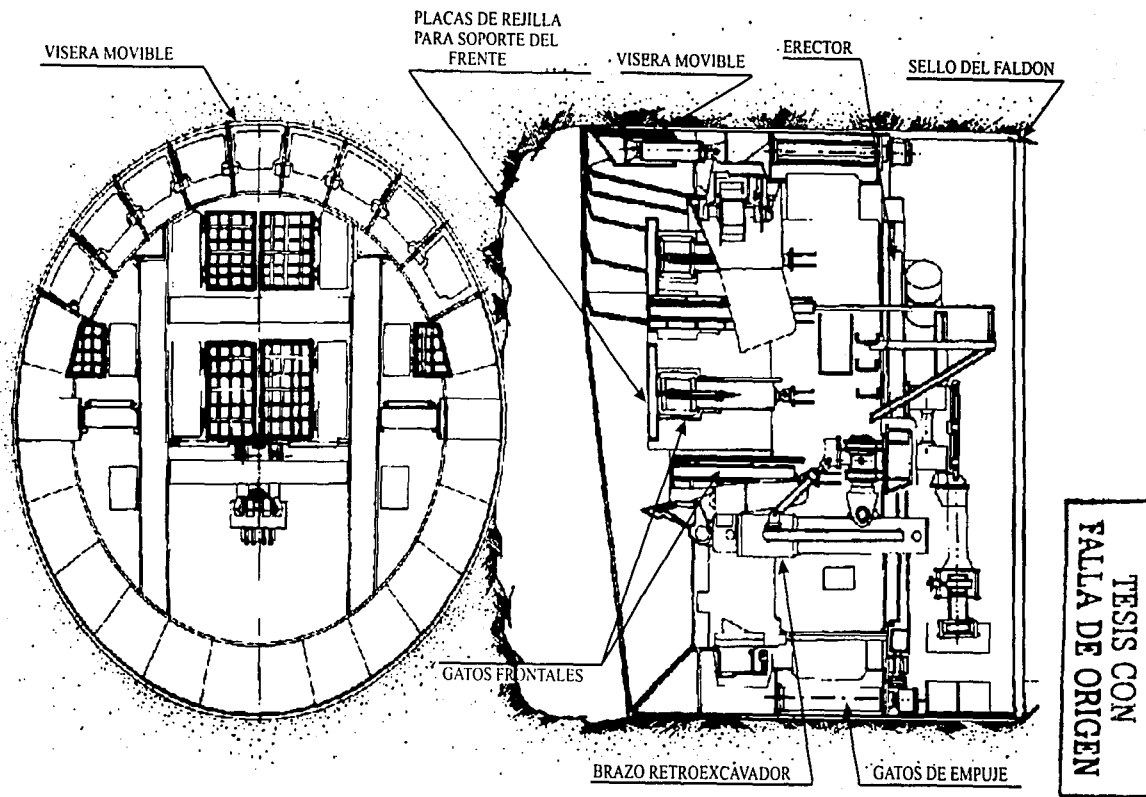


Fig 4.3 Escudo semi-mecanizado (Mitsubishi)

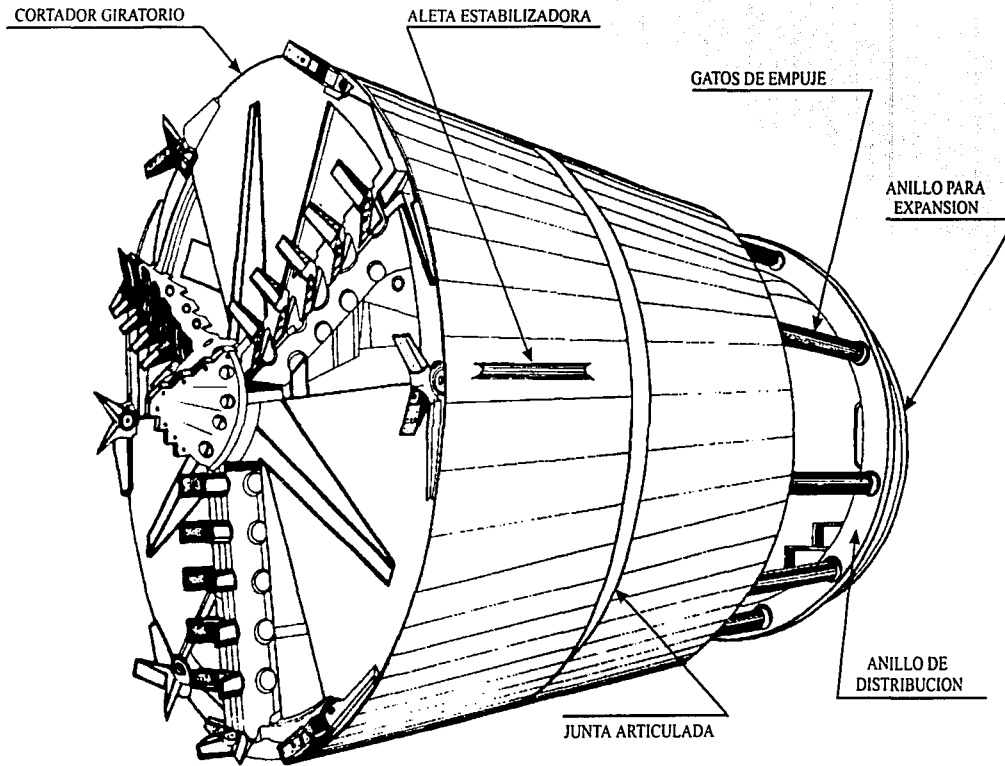


Fig 4.4 Escudo mecanizado (Lovat)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

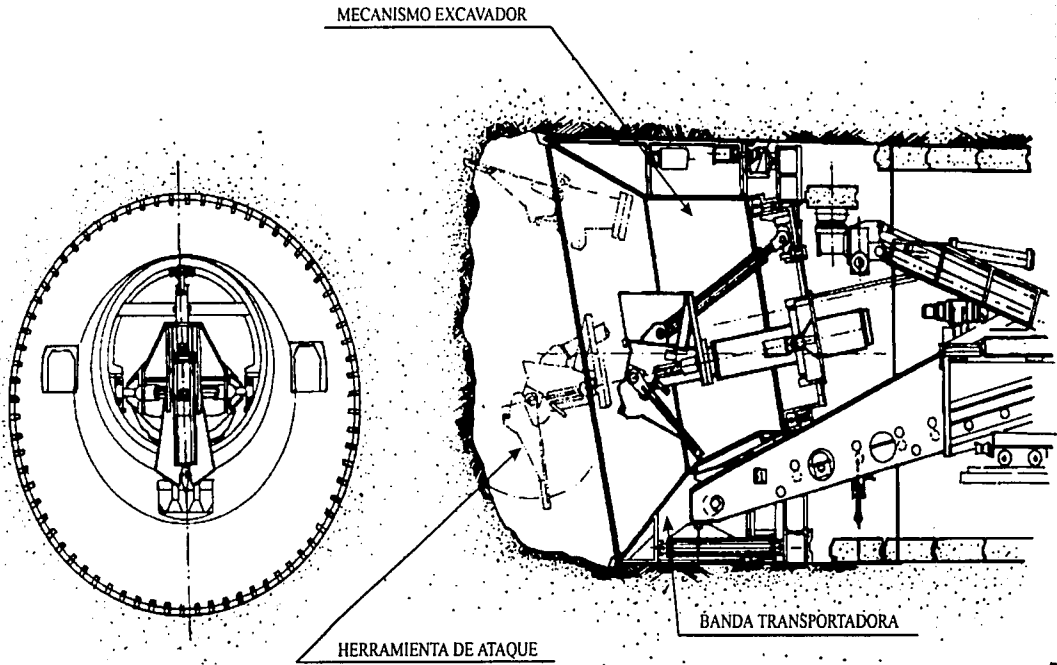


Fig 4.5 Escudo mecanizado (Robbins)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

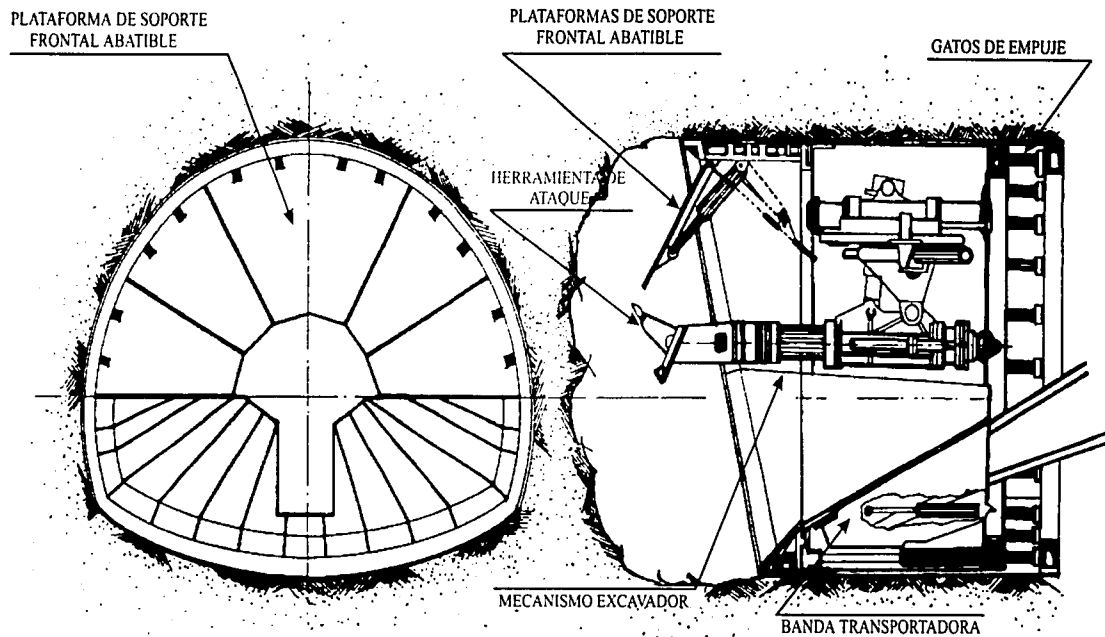


Fig 4.6 Escudo mecanizado en forma de herradura (Robbins)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

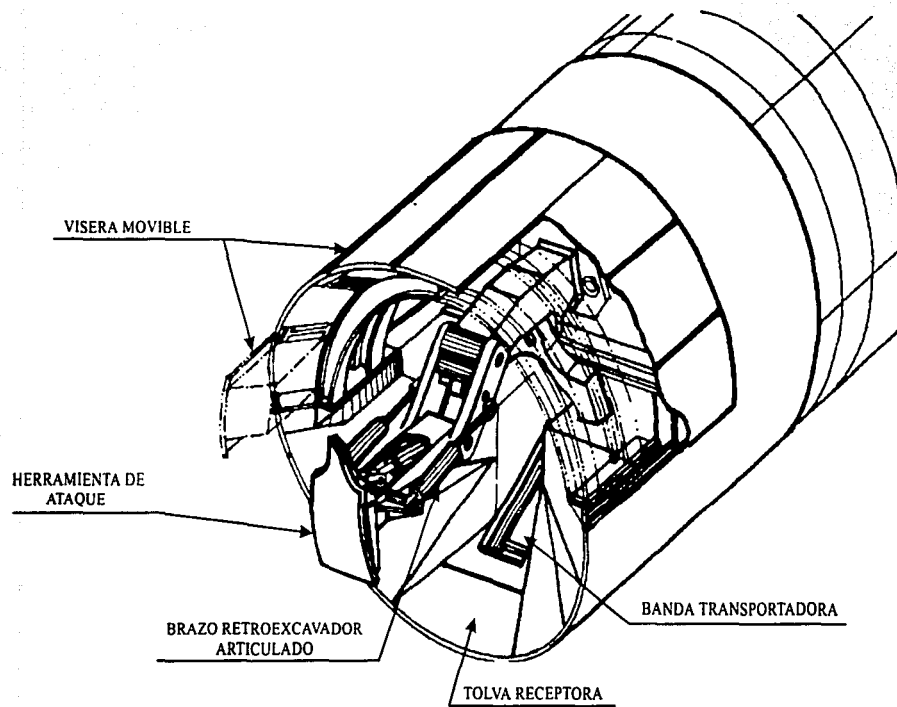


Fig 4.7 Escudo mecanizado (Milwaukee Boiler)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

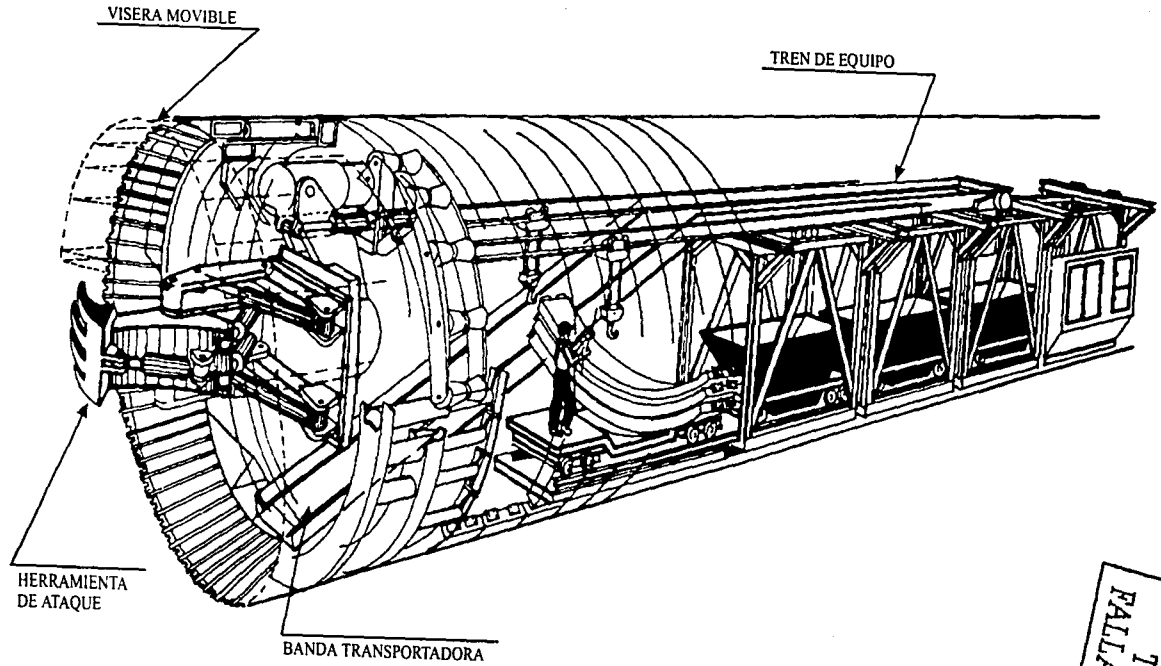


Fig 4.8 Escudo mecanizado (Zokor)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

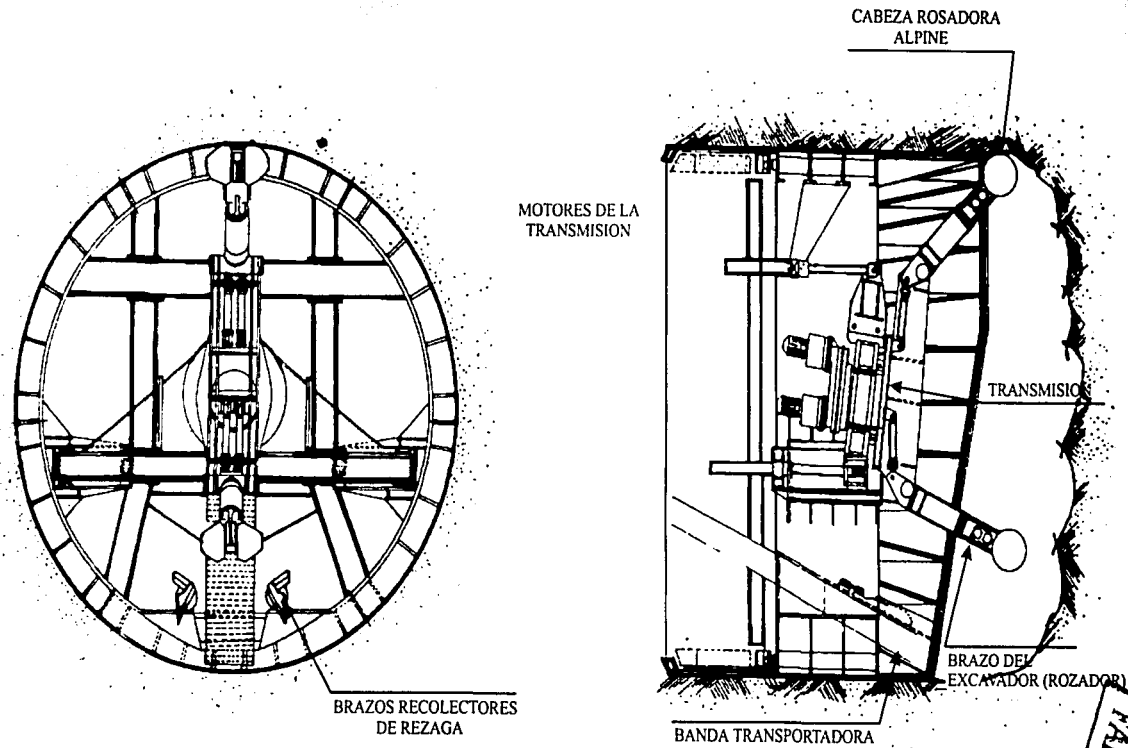


Fig 4.9 Escudo mecanizado Hamilton-Voest Alpine

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

4.1.3 Escudos para suelos blandos.

Los escudos para suelos blandos se pueden agrupar generalmente en dos tipos:

Escudos de frente abierto.

Una de sus características principales es la de estar en contacto directo con el frente de excavación, lo cual nos permite realizar adecuaciones sobre la marcha en un problema específico. Por su grado de mecanización para excavar se dividen en: manuales, semimecanizados y mecanizados. La estabilización del frente de excavación sólo es posible en combinación con otros sistemas auxiliares tales como: aire comprimido, inyección química del terreno o abatimiento del nivel freático.

Escudos de frente cerrado.

Ofrece la ventaja de contar con una cabeza cortadora, la doble función de excavar y soportar mecánicamente el terreno, además de proveer un sistema integral que permite presurizar únicamente el frente de excavación mediante algún fluido. Este tipo de escudos dependiendo del tipo de ademe frontal se divide en: escudos de lodo bentonítico, con cámara de aire comprimido y de tierra balanceada.

4.1.4 Procedimientos constructivos en suelos blandos.

El mayor problema que se plantea para excavar un túnel en suelos inestables donde el tiempo de auto soporte del material es muy reducido, es el hecho de avanzar y estabilizar al mismo tiempo el frente, ya que estas actividades se contraponen, es decir, que por un lado queremos mantener el soporte del frente y por el otro lo estamos liberando al momento de excavar, lo cual puede provocar una falla por extrusión.

Para solucionar esta aparente contradicción, se han desarrollado diversas técnicas de estabilización del frente que en combinación o integradas al propio escudo permiten realizar el proceso de excavación y soporte en forma simultánea, lo cual puede ser basándose en aire comprimido en todo el túnel utilizando escudos de frente abierto o escudos de frente cerrado en los que la presión se aplica sólo en una cámara colocada en la parte frontal del escudo.

4.1.4.1 Excavación utilizando escudo de frente abierto y aire comprimido.

Debido a las situaciones adversas que plantea trabajar con aire comprimido que finalmente se traduce en bajos rendimientos y altos costos de construcción, esta técnica ha sido desplazada por la implantación de los escudos de frente cerrada, sin embargo, consideramos todavía interesante difundir el método dado que las experiencias adquiridas en su aplicación, desde el origen mismo de los escudos forman parte fundamental del proceso que auspicio el desarrollo de las nuevas tecnologías.

El método consiste en aplicar a todo el túnel una presión de aire superior a la atmosférica que servirá para soportar el frente permitiendo en conjunto con un escudo de frente abierto realizar la excavación.

Se entiende por aire comprimido a baja presión, las condiciones de presión a que se somete la mezcla de gases que forman nuestra atmósfera, cuando se comprime a un valor mayor que el que tiene un estado libre y es introducido al interior del túnel para contener la inercia del agua y del terreno a fluir hacia la excavación.

Instalaciones en superficie.

Para llenar el túnel de aire comprimido a baja presión, se utiliza un banco de compresores con el número necesario de unidades que garantizan una aportación constante del volumen requerido conforme a las características del terreno y diámetro del túnel.

El aire como cualquier gas al ser comprimido se calienta y sube su temperatura por lo que es necesario enfriarlo, utilizando para ello un intercambiador de calor. Cuando el aire ha sido comprimido y enfriado, se empieza a formar una neblina de partículas de agua y aceite, que es necesario separar del aire, para lo cual se coloca un separador de agua a la salida del intercambiador de calor y posteriormente, a la salida de la instalación, un separador de aceite. Bajo estas condiciones el aire se envía a dos múltiples generales para todos los compresores, donde ocurre una acumulación de aceite sobre sus paredes interiores, mismo que se desaloja por medio de purgas. El sobrante es eliminado por los separadores de aceite que se encuentran a la salida de los múltiples, de donde ya sale el aire en condiciones aceptables de temperatura y fuerza. Hasta aquí el aire ya está listo para enviarse a la cámara de trabajo, sin embargo, la presión que tiene es muy superior a la requerida para laborar, por lo que es necesario regularla, para entregar el aire en condiciones óptimas de presión y temperatura.

Instalaciones de túnel.

Mampara. Con el objetivo de mantener el volumen de aire a presión dentro del túnel se instala una máquina basándose en placas de acero con un sello hermético al diámetro adecuado, que permita la estanqueidad requerida.

Esclusa de personal. Dado que se necesita una condición de estanqueidad total, no se puede tener un acceso directo a la cámara de trabajo; además que el personal no puede pasar directamente de una presión a otra, que tenga un valor más elevado sin sufrir lesiones en su organismo. Para evitar esto, se utiliza un recipiente cilíndrico, denominado esclusa de personal que va empotrada a la mampara, misma que tiene una compuerta en cada uno de sus extremos, con el fin de permitir el acceso desde la zona de presión atmosférica hasta la cámara de trabajo y viceversa. La esclusa funciona de la siguiente manera: primero el personal entra desde la zona de presión atmosférica hacia la cámara de trabajo y cierra la compuerta que le dió acceso. Después se presuriza paulatinamente la esclusa hasta que se alcanza la presión de trabajo. Igualadas las presiones se tiene que la compuerta de acceso a la cámara de trabajo se puede abrir fácilmente, no así la que da al acceso desde la zona de aire libre, la cual queda cerrada por la presión que ahora tiene la esclusa. Si alguien más quiere entrar a la cámara de trabajo, una persona que se encuentre en la zona de presión atmosférica, cerrará la compuerta que da acceso de la esclusa de personal a la cámara de trabajo y después el operador de la esclusa dejará escapar todo el aire de su interior dejándola a presión atmosférica, quedando así libre de presión la compuerta de acceso. Para el caso de retiro de personal las operaciones son en sentido inverso.

Esclusa de rezaga.

Al no contar con un acceso directo hacia la cámara de trabajo desde la zona de aire libre y viceversa, otro problema es la forma de extraer el material producto de la excavación, desde el frente del escudo hasta la lumbrera. Esto implica utilizar otra esclusa, denominada como de rezaga, que es de mayor longitud y diámetro que la de personal, a través de esta se tiende una vía tipo ferrocarril para el tránsito de las locomotoras, y también se empotra en la mampara operando de igual forma que la de personal. Por ejemplo se requiere retirar un conjunto de botes cargados de rezaga estando esta esclusa abierta hacia el aire libre, se cierra la compuerta de acceso a la esclusa y se presuriza, ocasionando esto que la presión sobre la compuerta valla en aumento y cierre perfectamente; cuando se alcanza la presión de la cámara de trabajo se abre la compuerta de acceso a la misma y se introducen los carros y la locomotora a la esclusa de la rezaga, se desengancha la locomotora y retrocede hasta quedar completamente fuera, cerrando a continuación la compuerta, se deja escapar el aire de la esclusa y la presión sobre la compuerta de acceso a la cámara de trabajo aumenta, disminuyendo en la misma porción sobre la otra. Cuando la esclusa se ha vaciado completamente, su puerta de acceso sobre la zona libre puede abrirse libremente, introduciendo inmediatamente la locomotora que se encuentra al otro lado de la mampara para retirar el conjunto de carros cargados de rezaga y conducirlos hasta la lumbrera en donde serán izados a superficie. Para introducir botes vacíos a la cámara de trabajo, se deberán efectuar operaciones inversas a las mencionadas.

Cámara médica.

Su función principal es la de efectuar la prueba de compresión y descompresión del personal, así como de prestar atención médica para diferentes tratamientos y capacitación del personal para tolerar los cambios de presión.

La cámara médica consta de dos compartimentos, separados por una mampara interior que los divide manteniendo comunicación por medio de una compuerta que es accionada por la misma presión del compartimento principal. El otro compartimento está destinado a ser la comunicación entre el compartimento principal y el aire libre, su función es similar al de las esclusas de personal y de rezaga cuando permiten el paso desde la cámara de trabajo hacia la zona de aire libre.

Para poder laborar en aire comprimido es necesario cumplir con una serie de requisitos por lo que la selección de trabajadores se hace en función de aprobar los exámenes clínicos y de análisis donde se constate una excelente condición física, cuidándose además algunos factores en los individuos que favorecen la enfermedad por la descompresión como son la obesidad, infecciones, malos hábitos de alimentación y descanso, así como cualquier otra enfermedad crónica o aguda.

En los túneles con aire comprimido juegan un papel importante la compresión y la descompresión del personal antes de pasar a realizar sus labores a la cámara de trabajo.

Los fundamentos para la descompresión de los trabajadores bajo aire comprimido, se encuentran contenidos en tablas de descompresión promulgadas por algunos países donde se ha trabajado bajo este sistema, y fueron desarrolladas para trabajar al nivel del mar con presión atmosférica ambiente de 1.03 kg/cm^2 . A esta presión se realiza una rápida liberación de la cantidad de nitrógeno disuelto en el cuerpo, la cual es una de las causas de los malestares de descompresión.

El principio en el que descansa la prevención de los malestares de descompresión, es solamente descompresión lenta, de tal manera que el exceso del gas adquirido por los tejidos del cuerpo durante la compresión y trabajo en aire comprimido, sea transportado desde ellos sin la formación de perjudiciales burbujas

Excavación del túnel.

Este procedimiento de túneles se aplica en dos etapas, la primera con esclusas verticales se lleva a cabo al inicio de un tramo de túnel y se coloca en el fuste de la lumbrera, debido a la necesidad de presurizar el frente de excavación en forma previa a la demolición de la pared de la lumbrera, y por experiencia se realiza en una longitud de al menos 200 m, lo cual permite alojar las esclusas y además equipo dentro del túnel.

Con esclusas horizontales, después de avanzar la longitud señalada, se detienen las actividades para ademar el frente de excavación mediante un tapón de concreto lanzado, con troqueles metálicos que permiten despresurizar el túnel para que sean colocadas las esclusas en su interior y proceder con la excavación de los metros subsecuentes con el arreglo de equipo definitivo.

La excavación del túnel se realiza mediante el uso de un escudo de frente abierto, para cada proyecto en especial debe diseñarse el escudo correspondiente, según las propiedades del subsuelo y las características de la obra.

La adecuada construcción del escudo se complementa con maquinaria especial para la excavación, rezaga y transporte del material, montaje e inyección, todo lo indispensable en el tuneleo con escudos.

Dentro de la operación del túnel, el ciclo de excavación se compone en las siguientes etapas de trabajo:

- Excavación y rezaga.
- Ademe del frente.
- Empuje del escudo.
- Limpieza de la plantilla.
- Colocación de dovelas.
- Apretar tornillería.
- Bajar compuerta de rezaga.

La excavación tiene lugar en el frente y con relación a la seguridad es la actividad más difícil en este sistema. La herramienta empleada está en función del grado de dureza del suelo, siendo lo más común el uso de martillo neumático. Esta excavación se inicia al terminar un empuje del escudo y es simultánea a la colocación del último anillo. La estabilización del frente se logra a base de tableros de madera que son detenidos por los gatos o cilindros hidráulicos frontales. Una mampara en la parte posterior del escudo, que retiene el material producto de la excavación es bajada para permitir el acceso de una máquina rezagadora neumática con banda transportadora. Ésta deposita el material en botes, que posteriormente se llevan con locomotora a la lumbrera donde son estrobados e izados por un malacate, para en superficie, ser vaciados a una tolva y de ahí a camiones de volteo.

Al término de la excavación, rezaga y ademado del frente, se levanta la compuerta de rezaga, para llevar acabo el avance del escudo por medio de sus gatos hidráulicos. En esta operación queda definido la alineación y pendiente de proyecto de acuerdo a una adecuada selección de gatos. Después de terminado el avance se procede con el montaje del revestimiento primario que puede ser metálico o con dovelas de concreto reforzado. El sistema de endovelado ha sido perfeccionado constantemente ya sea mediante la reducción del número de piezas, o la realización de una inyección de contacto que evita que el terreno ceda. La última experiencia al respecto en el medio nacional fue durante la construcción del túnel en el tramo del interceptor central del sistema de drenaje profundo entre las lumbreras 5 y 6 con un escudo de 6.24 m de diámetro, donde se colocaron anillos de dovelas de 6.06 m de diámetro exterior, 0.25 m de espesor y 0.80 m de diámetro (seis piezas y una cuña de cierre) unidos con una tornillería. Perimetralmente, cada pieza tiene una hendidura que aloja una tira de neopreno para sellar las uniones. Además de un inserto en cada dovela para el manejo e inyección. El montaje de estas piezas se lleva a cabo mediante el brazo denominado como erector que está montado en la parte posterior del escudo. A medida que el brazo del escudo va ensamblando al anillo, los gatos de empuje se van retirando, y se une la tornillería que une los segmentos entre sí longitudinal y transversalmente. Después se baja la compuerta de rezaga para iniciar otro ciclo. El escudo lleva también implementado un triple sello en el faldón, el cual permite realizar una inyección simultánea con el empuje, para rellenar el espacio anular existente entre el endovelado y el terreno natural, reduciendo con ello asentamientos en superficie.

4.1.4.2 Escudo de frente cerrado presurizados con lodo.

Por el desarrollo, aplicación actual y sobre todo la experiencia adquirida de esta técnica en la ciudad de México y en particular en el Sistema de Drenaje Profundo en zonas donde los suelos corresponden a la formación lacustre del Valle de México, se tomará el método como marco de referencia para explicar en forma detallada las etapas constructivas de un túnel utilizando escudos de frente cerrado, dado que algunas actividades del proceso resultan afines con otros sistemas.

Descripción del sistema de excavación.

La parte principal del sistema, es el escudo de frente presurizado que tiene como principio de diseño la estabilidad del frente de excavación. Esta estabilización se logra mediante la presión mecánica que se ejerce con la parte frontal del escudo denominada cabeza cortadora, y que consiste en un disco metálico provisto de dientes que al girar sobre su eje va cortando el suelo, el cual penetra a una cámara presurizada a través de las compuertas que se alojan junto a los dientes cortadores, en donde el material para ser extraído a superficie es mezclado con lodo que se suministra del exterior con una densidad determinada, como se muestra en las figuras 4.10, 4.11, 4.12 y 4.13. La presión hidrostática es equilibrada con la presión del lodo de la cámara, misma que se obtiene mediante la aportación de lodo desde la superficie por medio de bombeo. El escudo excavador avanza impulsado mediante gatos hidráulicos que trabajan en forma simultánea con la cabeza cortadora, a cada metro de avance, se coloca un anillo de dovelas, formando de esta manera el revestimiento primario del túnel.

El espacio anular dejado por el espesor de la placa del cuerpo del escudo (faldón) y el anillo de dovela, debe ser inyectado de manera inmediata con una mezcla de cemento, bentonita, arena sílica y agua, para evitar asentamientos en superficie.

Descripción de las partes del escudo y sus funciones.

Cuerpo del escudo. Es un cilindro metálico que tiene como finalidad soportar perimetralmente y en forma inmediata la excavación. Dentro de este cilindro se ubica la cabeza cortadora, la cámara presurizada o de mezclado. La transmisión de la cabeza cortadora, los gatos de empuje y el anillo erector de dovelas. En la parte posterior de este cilindro se encuentra el denominado faldón, que es lugar donde se ensamblan las dovelas de concreto precoladas, que formaran el revestimiento primario del túnel. Al final del faldón se localizan tres sellos perimetrales (dos de neopreno y uno de cerdas de alambre), cuya función es impedir la entrada al escudo de la mezcla de inyección que se coloca en el espacio anular. En el faldón del escudo se pueden instalar 2.5 anillos de dovelas con los gatos de empuje retraídos.

Cabeza cortadora. Es un disco metálico situado al frente del escudo, con un desplazamiento horizontal de 40 cm. La cabeza cortadora gira sobre su eje, para excavar con velocidades de 0.67 y 1.0 r.p.m. esta provista de dientes cortadores, compuertas de control, y paletas mezcladoras de suelo, colocadas en la parte posterior, así como dos escotillas para inspección del frente. Para liberar el cuerpo del escudo de fricciones adicionales al cruzar por las zonas de suelo mejorado o en alguna situación particular, la cabeza cortadora tiene dos preparaciones diametralmente opuestas, para colocar dientes de sobre-excavación que sobresalen 1.5 cm, del cuerpo del escudo. La cabeza cortadora tiene como funciones principales: la estabilización del frente de excavación, mediante la presión mecánica que se ejerce con un gato, y el corte del suelo o excavación propiamente dicha.

Cámara presurizada o de mezclado. Es el espacio comprendido entre la cabeza cortadora y una mampara metálica. Las funciones de la cámara del mezclado son equilibrar la presión hidrostática del suelo mediante la inyección de lodo, el cual es suministrado desde superficie por bombeo así mismo permitir el mezclado del suelo con lodo.

Transmisión de la cabeza cortadora. Su función es proporcionar el torque necesario al cortador, por medio de ocho motores eléctricos.

Gatos de empuje. Proporcionan el avance del escudo durante la excavación, apoyándose en el último anillo de dovelas colocado. Así mismo con los gatos de empuje, se conduce al escudo de acuerdo a las líneas de proyecto. Cada gato puede operarse de manera independiente para la conducción del escudo.

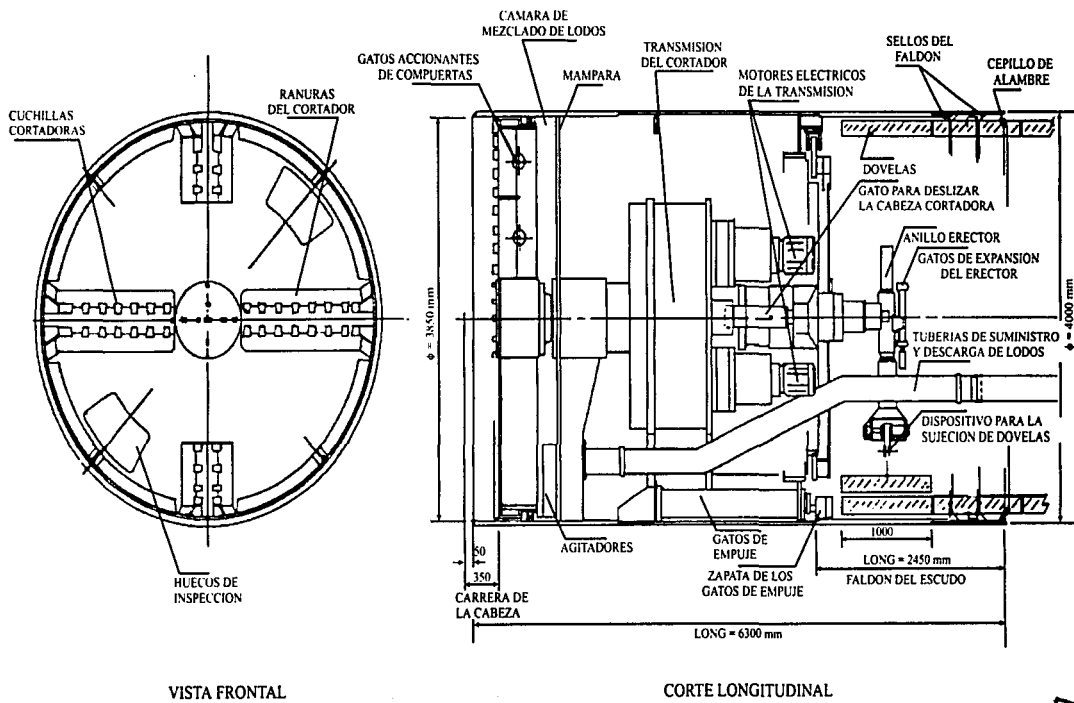


Fig 4.10 Máquina del escudo cortador de frente presurizado

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

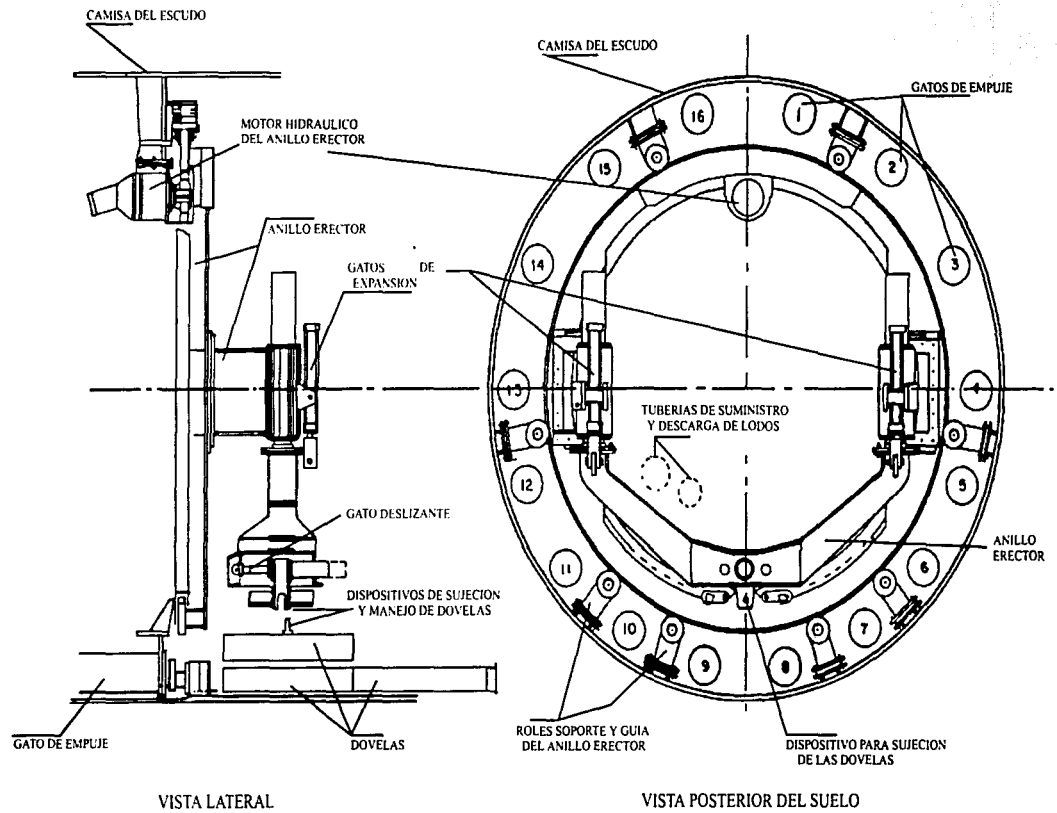


Fig 4.11 Anillo erector y distribución de los gatos de empuje

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

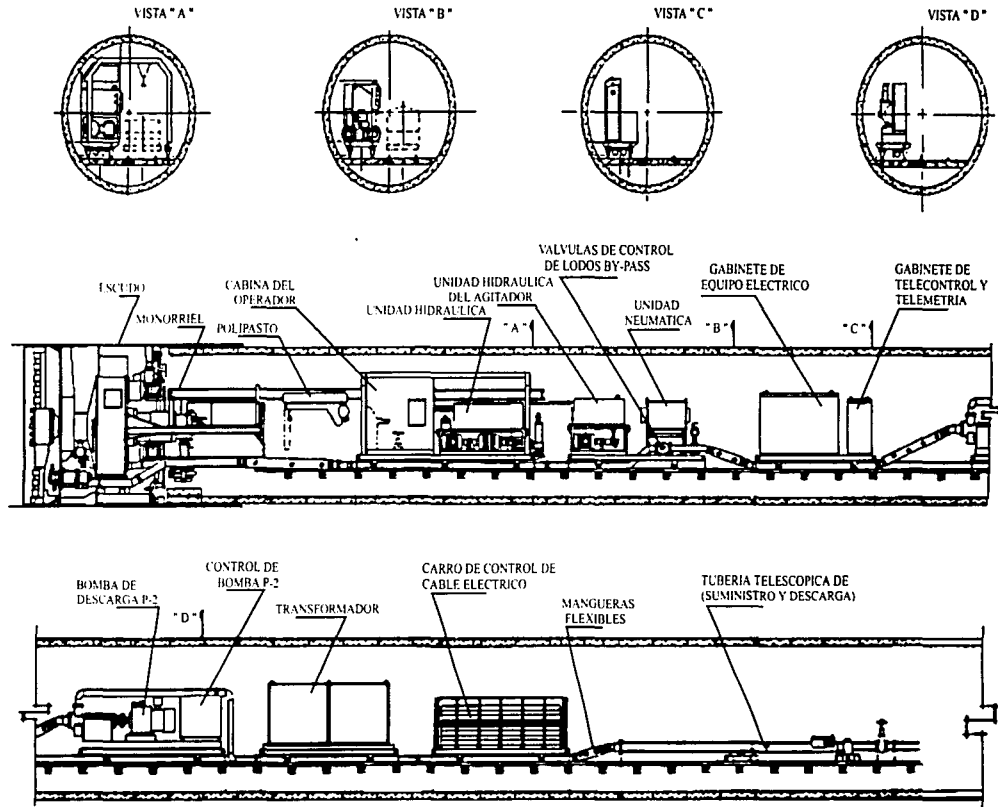


Fig 4.12 Tren de equipo del escudo cortador de frente presurizado

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

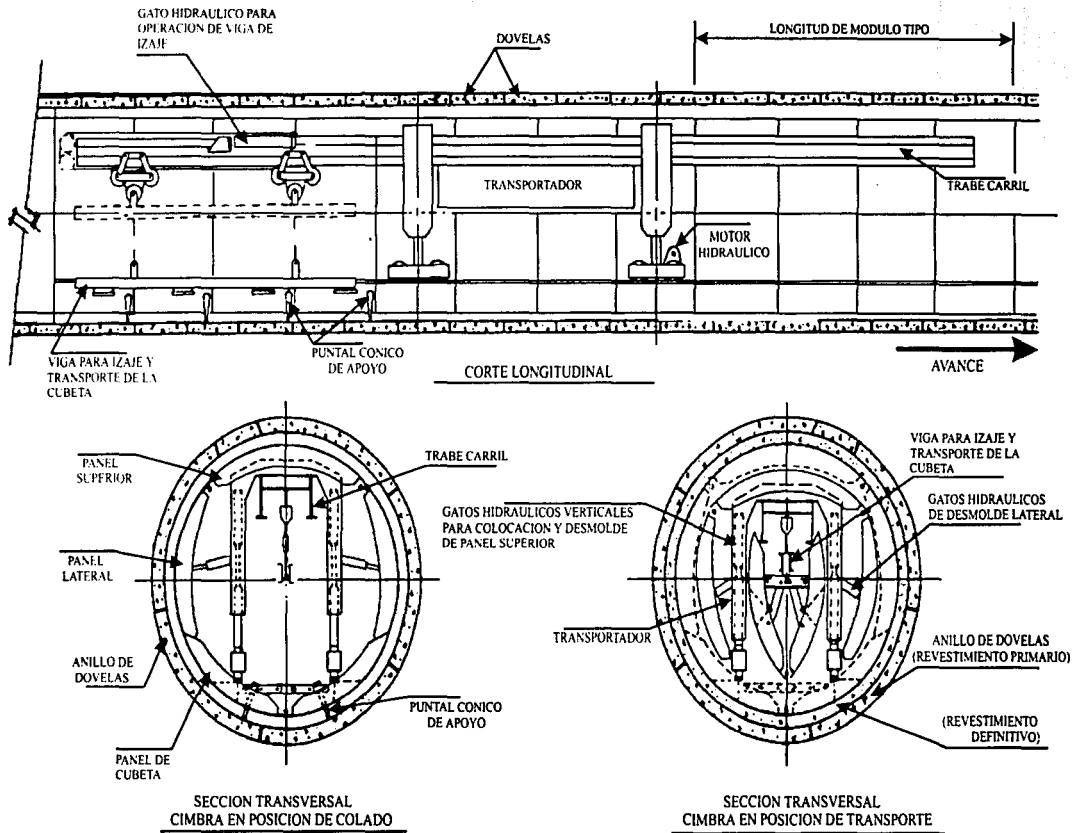


Fig 4.13 Cimbra telescopica para revestimiento definitivo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Anillo erector. Es el dispositivo encargado del montaje de las dovelas y tiene capacidad para deslizar, girar y colocar las dovelas en su posición final. El anillo erector tiene velocidades de 0.5 y 0.8 r.p.m. con movimiento circular (330° reversible), radial (65 cm) y axial (20 cm). El cual es operado a control remoto.

Tren de equipo. Atrás del cuerpo del escudo, van instalados los equipos que son necesarios para su operación. Son remolcados por el propio escudo, durante el avance de excavación. El tren esta formado por 4 módulos y una unidad de tubería telescópica. Enseguida se indican los equipos que contienen estos módulos:

Módulo N° 1: Esta formado por la cabina del operador, y un polipasto montado en una trabe carril, por medio de la cual se llevan las dovelas al alcance del anillo erector.

Módulo N° 2: Esta integrado por la unidad de poder hidráulico, el gabinete de circuitos eléctricos (en la parte superior un transformador de 450 KVA) y los depósitos de aceite hidráulico.

Módulo N° 3: Esta formado por la unidad de derivación de lodos o by-pass, las válvulas de compresión de suministros y extracción y la unidad neumática.

Módulo N° 4: Está formado por la bomba de extracción de lodos.

Unidad de tubería telescópica. Es la que permite que el escudo pueda avanzar hasta 6 m. Sin instalar tuberías rígidas para suministro y extracción de lodos y esta formada por una tubería externa y una interna, que se deslizan a través de un sistema de cremallera.

A continuación se indican as funciones de los equipos principales, que integran el tren del escudo.

Cabina del operador. Desde esta cabina operan los sistemas de: la cabeza cortadora (corte y desplazamiento); gatos de empuje; las compuertas de control de excavación; las unidades de energía hidráulica y de lubricación; así mismo cuenta con los indicadores necesarios para monitorear la operación del escudo.

Unidad hidráulica. Está integrada por tres unidades de energía hidráulica, para operar:

1. Los gatos de empuje.
2. El gato de la cortadora y el anillo erector.
3. Los gatos de las compuertas de control de excavación (alabes de ranura).

Gabinete de circuitos eléctricos. Contiene los circuitos de suministro de energía a las unidades hidráulica, a la bomba de lubricación, a los motores de la cabeza cortadora, el compresor de aire, a los circuitos de iluminación, y un tablero para operación local de las válvulas de circulación de lodos.

Sistema neumático. Consta de un compresor de aire de 7 kg/cm^2 para operar las válvulas de compresión del sistema de circulación de lodos y la válvula de derivación o by-pass.

Unidad de derivación de lodos o by-pass. Es la unidad mediante la cual se controla el suministro y la extracción de lodos de la cámara presurizada.

Descripción del sistema de circulación de lodos.

Tiene el doble propósito de soportar el frente de excavación, al mismo tiempo de remover el lodo mezclado de la cámara, esto se realiza mediante un sistema compuesto por los siguientes elementos:

Consola de control central. Desde aquí se opera el sistema de circulación de lodos y cuenta con los indicadores necesarios para monitorear el funcionamiento de operación del escudo y en dos graficadores va registrando la información obtenida por los sensores del escudo.

Bomba de suministro de lodos. Es una bomba centrífuga con capacidad de $3.4 \text{ m}^3/\text{min}$, con una velocidad variable hasta 1200 r.p.m., que va instalada en superficie junto al tanque de suministro de lodos.

Bomba de extracción de lodos. Es una bomba centrífuga con capacidad de $3.4 \text{ m}^3/\text{min}$, con una velocidad variable hasta 1350 r.p.m. que va instalada en el módulo N° 4 del tren de equipo.

Bombas intermedias o de traspapeleo para la extracción de lodos (p3, p4, p5). Son bombas centrífugas con capacidad de $3.4 \text{ m}^3/\text{min}$., a una velocidad de 1185 r.p.m., las que van siendo instaladas en el túnel a cada 400 m. A medida que avanza la excavación, para tener la potencia requerida para la extracción de lodos.

Medidores del flujo de suministro y descarga. Registra la velocidad de lodos que está circulando por las tuberías y sus resultados se utilizan para ajustar las velocidades de las bombas de suministro y extracción de lodos. Van instaladas en el muro de la lumbrera.

Medidores de la densidad de suministro y descarga. Registran las densidades de los lodos que circulan por las tuberías y sus resultados se utilizan para ajustar el tratamiento del lodo en la planta instalada en superficie, manteniendo la densidad en los rangos de operación de las bombas (van instalados en el muro de la lumbrera).

Válvulas de compresión de suministro y descarga y válvula de derivación o by-pass. Controlan el suministro y extracción de lodo mediante dos formas de circulación:

Circulación frontal. Suministra y extrae lodo de la cámara presurizada y es empleado durante la excavación. En estas formas las válvulas de compresión de suministro y descarga están abiertas y la válvula de derivación permanece cerrada.

Circulación de derivación. Se circula el lodo por las tuberías del suministro y extracción sin pasar por la cámara presurizada. Es utilizado antes y después de la excavación para igualar densidades en las tuberías. En esta forma las válvulas de compresión de suministro y descarga se mantienen cerradas y la válvula de derivación permanece abierta (van instaladas en el módulo N° 3 del tren de equipo del escudo).

Unidad neumática. Proporciona la energía para operar las válvulas de compresión de suministro y descarga y la válvula de derivación. Va instalada en el módulo N° 3 del tren de equipo del escudo.

Unidad de tubería telescópica. Permite avanzar el escudo hasta 6 m, sin necesidad de instalar tramos nuevos de tubería. Va instalada al final del tren de equipo del escudo.

Operación del sistema de lodos.

La secuencia de trabajo del sistema de circulación de lodos es la siguiente:

- a) Se ponen en operación las bombas de suministro y extracción de lodos, en la forma de circulación de derivación y se ajustan las velocidades de las bombas P-1 y P-2, de acuerdo a la presión frontal, para regular los flujos y densidades de lodos.
- b) Para iniciar la excavación se pasa el sistema al modo de circulación frontal, se ajustan las velocidades de suministro y extracción para igualar flujos.
- c) Al terminar la excavación se pasa el sistema al modo de circulación de derivación para igualar densidades en las tuberías.
- d) Una vez igualadas las densidades de suministro y extracción, se paran las bombas en el siguiente orden: bombas intermedias, bomba de extracción P-2 y bomba de suministro P-1.

Trabajos preliminares.

Para trabajar con un escudo de frente presurizado se requiere de una serie de equipos e instalaciones, tanto en superficie como en lumbrera, que permita no solo el funcionamiento de la máquina misma, sino también un ciclo ágil de excavación.

a) Trabajos en superficie. Las instalaciones generales que conforman el campamento, además de talleres (carpintería, electricidad, mecánica y soldadura), almacenes, vestidores, baños y oficinas son las siguientes:

- Subestación de energía eléctrica.
- Planta de emergencia.
- Patio de dovelas y sistema de manteo.
- Compresor.
- Cisterna para agua tratada.
- Planta de tratamiento y sistema de circulación de lodos.
- Tubería de superficie.

a.1) Subestación de energía eléctrica. Tanto el escudo de frente presurizado como el equipo complementario requieren de energía eléctrica para su funcionamiento; por lo tanto, es necesario instalar una subestación cuya capacidad estará en función de los equipos por alimentar. La tensión de alimentación (acometida) será de 23 kv., con tres diferentes distribuciones: 4160 v,(túnel) 440 v,(superficie) y 220 v,(túnel y superficie).

a.2) Planta de emergencia. Puede considerarse la opción de contar con una planta de emergencia de capacidad suficiente para que, en caso de un corte temporal en el suministro normal de energía, puedan cerrarse las ventanillas del cabezal cortador del escudo, así como las válvulas del sistema de circulación de lodos necesarias para mantener la presión en el frente; pueda operarse el elevador de personal (en caso de contar con uno) y mantener el alumbrado necesario en el interior del túnel y en superficie.

a.3) Patio de dovelas y sistema de manto. Como en cualquier excavación de túneles con escudo, se requiere de un sitio adecuado para el almacenaje en obra de las dovelas prefabricadas que constituyen el revestimiento primario, de tal forma que puedan estibarse eficientemente y que sean de fácil acceso para la grúa del sistema de manto. Las dimensiones del patio de dovelas están regidas por el área disponible para el campamento, tratando de que sea por lo menos lo suficientemente grande para albergar el "STOCK" de dovelas requerido para el avance diario programado del escudo. El manto generalmente se realiza por medio de una grúa pórtico, que además de suministrar las dovelas al túnel, baja todos los materiales indispensable para la excavación, tales como durmientes, rieles, tubos, etc., así como el equipo que se valla requiriendo en el interior del túnel. También debe tener capacidad suficiente para manejar los materiales o equipos de mayor peso que deban suministrarse durante la excavación del túnel. Tal es el caso de las dovelas y de la locomotora.

a.4) Compresor. Se requiere la instalación de un compresor en superficie, con capacidad suficiente para alimentar a las bombas de achique que se localizaran en el fondo de la lumbrera. y en el túnel.

a.5) Tendido de tubería y cisterna de agua tratada. Debido a que se requieren grandes volúmenes de agua para la excavación con escudos de frente presurizado, se emplea agua tratada en lugar de agua potable. Para tal efecto, es necesario tender una tubería de suministro desde la línea de conducción de agua tratada más cercana hasta el campamento; aquí, el agua se almacena en una cisterna, en lo posible con capacidad suficiente para proveer a la planta de lodos por lo menos durante diez empujes de anillos cuando el gasto de la línea de alimentación sea bajo o nulo.

a.6) Sistema de circulación y planta de tratamiento de lodos. Como en la construcción de cualquier túnel, el material producto de la excavación debe retirarse del frente, extraerse del túnel y ser depositado en superficie, en espera de ser acarreado al tiro asignado. En el caso de los escudos de frente presurizado, la rezaga del material se efectúa por medio de tuberías (8" en el suministro y 6" en carga) y una serie de bombas que componen el sistema de circulación, suministrando el lodo de ademe a la cámara presurizada del frente, para

posteriormente extraerlo de esta, mezclado con el material excavado. En superficie únicamente se instala la bomba de suministro (P1), mientras que la bomba de descarga (P2) se incluye en el tren de equipo del escudo y las de traspaleo (P3 a P6) se van instalando en el interior del túnel conforme su construcción avanza. El lodo extraído del túnel se deposita en una planta de tratamiento, cuya función es separar por medio de sedimentación, el material producto de la excavación del lodo que se utiliza en la estabilización del frente. El primero se retira de la planta por medio de camiones de volteo y pipas; el resto es reacondicionado para continuar con la excavación.

La planta se localiza en un espacio cercano a la lumbrera y se compone básicamente de:

a.6.1) Cárcamo de desecho o descarga. Lugar en que se recibe el lodo proveniente del frente de excavación y en el que se inicia la sedimentación de los grumos de arcilla que han sido acarreados por el lodo de suministro.

a.6.2) Cárcamo de sedimentación. Sitio en el cual continúa el proceso de sedimentación de la arcilla en superficie.

a.6.3) Cárcamo de ajuste. Para reducir aún más la densidad del lodo que ha pasado por el cárcamo de sedimentación, en el cárcamo de ajuste se le adiciona agua tratada proveniente de la cisterna y se le homogeniza, para lo cual se emplean agitadores verticales o la inyección de aire a presión.

a.6.4) Cárcamo de suministro. Lugar en el que se almacena el lodo con las características necesarias para ser enviado nuevamente al frente de la excavación.

a.6.5) Caseta central de control. Sitio que aloja la consola central, en la cual se recibe la información que se genera durante la excavación del túnel y se controla todo el sistema de circulación de lodos. La caseta se instala junto a la planta de lodos, a una altura desde la cual se dominen los cárcamos y de tal forma que la consola quede debidamente protegida.

b) Trabajo de lumbrera. Se requiere de trabajos especiales de la lumbrera, algunos de los cuales se emplearán exclusivamente al inicio de la excavación y otros permanecerán durante todo el transcurso de ésta.

- Cuna para recepción del escudo.
- Muro de atraque.
- Sello de salida.
- Plataformas en lumbreras.
- Planta de inyección.
- Tuberías y cableado en pared de la lumbrera.
- Escalera de caracol y elevador de personal.

b.1) Cuna para recepción del escudo. La cuna es una estructura de concreto reforzado, anclada a la losa de fondo de la lumbrera, cuya finalidad es proporcionar apoyo al escudo y

conformar un elemento de continuidad del túnel en la lumbrera. Sus dimensiones están dadas en función de los datos del proyecto y del escudo propiamente dicho.

b.2) Muro de atraque. En forma similar a la de cualquier escudo, el de frente presurizado requiere de un muro de atraque, que es una estructura de concreto reforzado anclada a la pared de la lumbrera, orientada transversalmente respecto al eje del túnel cuya finalidad es servir de apoyo a los semianillos de dovelas (anillos provisionales) sobre los cuales reaccionan los gatos de empuje del escudo, al momento de efectuar los primeros empujes.

b.3) Sello de salida. Este dispositivo tiene como objeto proporcionar un elemento de contención que impida la circulación del lodo del frente hacia la lumbrera, por la holgura existente entre la camisa del escudo y la pared de la excavación, durante los primeros empujes. El sello consiste en un conjunto de anillos metálicos y de hule, de diferentes diámetros, que atornillados entre sí forman uno solo, permitiendo por su interior el paso del escudo. Es importante mencionar, que al construir la estructura del sello de salida se suelda una válvula en la parte superior del anillo metálico, cuya función es liberar el aire atrapado al momento de iniciar la presurización con lodo de la cámara frontal del escudo.

b.4) Plataformas en lumbrera. Al iniciar la excavación con un escudo de frente presurizado, se cuenta exclusivamente con el espacio del interior de la lumbrera para alojar el tren de equipo, cuya longitud aproximada instalado en el túnel es de cincuenta metros. Por tal motivo, se hace necesario un arreglo o acomodo especial de los carros que lo integran. Para ello se construyen plataformas ancladas a la pared de la lumbrera, a una elevación mayor que la de la cuna del escudo, con las cuales se optimiza el espacio; de esta forma, al iniciar los trabajos de excavación la ubicación del tren de equipo no interferirá con las actividades que se realicen en el fondo de la lumbrera, tales como demolición, rezaga, colocación, de semianillos, etc. Una vez que todo el equipo del escudo ha entrado al túnel y ha sido retirado el sistema de atraque (troqueles y semianillos), resulta conveniente la construcción de una plataforma más en el fondo de la lumbrera (plataforma de trabajo), con la cual se obtendrá un mayor espacio para maniobras.

b.5) Planta de inyección. Los anillos de dovelas tienen un diámetro exterior menor al de la excavación, ya que estos se ensamblan bajo la protección del faldón del escudo. Por esta razón, cuando los anillos salen de la camisa va quedando un hueco anular entre las dovelas y el terreno. Esto puede provocar asentamientos superficiales; por lo tanto, para reducir este problema se requiere que dicho espacio sea llenado con una lechada bentonita, arena, cemento, que se inyecta a presión a través de las perforaciones con que cuentan las dovelas para este fin.

b.6) Tuberías y cableado en pared de la lumbrera. Algunas de las tuberías que se tienden en superficie se prolongan hasta el túnel, por el muro de lumbrera (achique, suministro de aire y agua, etc.). De igual forma, el cableado de los diversos equipos eléctricos que se emplean durante la excavación debe llevarse por el muro de la lumbrera, para ser introducido posteriormente al túnel.

b.7) Escalera de caracol y elevador de personal. Para el acceso del personal se requiere la instalación de una escalera de caracol, debidamente protegida, adosada al muro de la lumbrera. Opcionalmente se puede utilizar un elevador de personal.

c) *Mejoramiento del suelo.* Antes de iniciar la excavación de un túnel con escudo de frente presurizado o antes de terminar ésta, se realiza un tratamiento en el suelo circundante a la salida o llegada del escudo a la lumbrera, cuya finalidad es incrementar su resistencia y cohesión, evitando así que el material fluya hacia el interior de la excavación en el tiempo que transcurre entre la demolición de la pared de la lumbrera y el momento en que el escudo empieza a ejercer presión sobre el suelo.

Los procesos más comúnmente utilizados han sido los siguientes:

Inyección mediante un sistema puntual utilizando alta presión que provoca rompimiento y consolidación de la estructura arcillosa del subsuelo, depositando mezclas resistentes de cemento, bentonita en la fracturas que la presión provoca.

Substitución de suelos por morteros de 20 a 30 kg/cm² de resistencia en un área suficiente que cubra el paso del escudo hasta 3 m debajo de la rasante de excavación.

Portal de salida integrado al muro de la lumbrera. En función de su aplicación actual, nos abocaremos a la descripción de los siguientes:

c.1) Substitución de suelos. Después de eliminar el área en que se construirá el mejoramiento, se procede a realizar la excavación que será en forma de zanjas debido a la geometría de la herramienta de corte que consiste en un cucharón rectangular de dimensiones de 2.5 m x 0.8 m accionado con sistemas hidráulicos, el cual es soportado para bajar o subir mediante una barra telescópica que permite garantizar la verticalidad y alineamiento de la excavación, a su vez todo el conjunto es montado sobre una grúa de 30 ton de capacidad. El proceso de excavación de zanjas se realiza alternadamente, cuidando en todo momento mantener la excavación llena de lodo. Después el relleno de la zanja se lleva a cabo mediante la colocación de mezclas a base de cemento, arena, bentonita con resistencias entre 10-30 kg/cm² utilizando el método de tubería tremie, el cual consiste en colocar inicialmente la columna de tubos en el fondo de la excavación, por donde se descargara las mezclas que se irán depositando en toda la longitud de la zanja. A medida que se valla agregando más mortero se debe mantener la tubería a una altura tal que siempre su extremo interior permanezca sumergido en la mezclas para impedir su contaminación con el lodo y a una altura conveniente para regular al rapidez del flujo, de modo que el lodo sea desplazado hacia la superficie por la diferencia de densidades

c.2) Portal de salida integrado al muro de la lumbrera. Como consecuencia de algunos problemas de inestabilidad y otros por altas resistencias en los morteros, suscitados al inicio de la excavación utilizando el método anterior, se ha tenido la necesidad de implementar un sistema de seguridad, con el objeto de evitar que el escudo quede atrapado por la inducción del material mejorado o en su defecto que por su resistencia sea prácticamente una pared de concreto, imposible de romper por el cocido.

Lo anterior, dio como resultado el diseño del empotramiento de salida del escudo que desde el punto de vista constructivo contempla dos etapas de trabajo:

1º FASE. Durante el proceso constructivo de la lumbrera ya sea por el sistema de flotación o anillos se cuela un muro de mortero en toda el área de salida del escudo, colocándose una serie de vigas metálicas en posición vertical en las preparaciones que previamente fueron colocadas para sujetarlas, teniendo un sistema de accionamiento que al jalar la viga hacia arriba, esta no se atore, actividad que se realiza cuando el escudo, está presentado en el fondo de la lumbrera y listo para iniciar la excavación.

2º FASE. Al finalizar con la construcción de la lumbrera, se procede a realizar la colocación de acero de refuerzo y de un anillo metálico que se integra con el acero estructural de la estructura de concreto que al momento de revestirse en conjunto, formarán la estructura del portal. Una vez concluidos estos trabajos se procede a instalar el sello de hule que tendrá la finalidad de evitar la fuga de lodos y con ello crear una hermeticidad en el portal, posteriormente, cuando el escudo está en condiciones de trabajo, se procederá a retirar las viguetas verticales mediante el empleo de una grúa, en caso de que la viga presente problemas para la extracción se instalará una ménsula y un gato para incrementar la fuerza. Una vez retirada la viga se rellena con mortero de la misma resistencia, lo cual se repetirá para cada caso hasta llenar el último hueco, se debe dejar que el mortero fragüe para estar en condiciones de empujar y cortar el material del portal, debido a que si no ha fraguado en el momento de cortar el mortero, podemos tener fugas de lodo a través de los espacios dejados por las vigas.

Trabajos previos al inicio de la excavación.

Se denomina como “trabajos previos al inicio de la excavación”, a aquellas actividades que se realizan cuando están terminadas las instalaciones en superficie y lumbrera, y el escudo se encuentra en condiciones de operar.

Estos trabajos son:

- Instalación de los dientes sobrecortadores.
- Demolición de la pared y de la inyección perimetral de lumbrera.
- Colocación de semianillos de atraque.

a) Instalación de los dientes sobre cortadores. La función de los sobrecortadores, que se instalan en el cabezal cortador del escudo, es reducir la fricción entre el suelo tratado y la camisa del escudo.

b) Demolición de la pared y de la inyección perimetral de lumbrera. La pared de la lumbrera se demuele con martillos neumáticos, por etapa, hasta tener contacto con el suelo mejorado.

b.1) Primero se costurea (ranura) el concreto, formado una cuadrilla (sin alcanzar la zona de la inyección perimetral). El hueco demolido debe ser geoméricamente mayor que el diámetro del escudo.

b.2) Una vez hecho lo anterior, se procede a cortar el acero de refuerzo y retirar los bloques de concreto, de arriba hacia abajo.

b.3) A continuación se realiza la demolición de la inyección.

Excavación del túnel.

a) *Avance y conducción del túnel.* Como se ha mencionado, por medio de los 24 gatos de empuje, el escudo avanza y es conducido durante la excavación de acuerdo a los requerimientos del proyecto.

Para realizar con éxito la excavación de un túnel, no se debe perder de vista que cada empuje debe responder a una planeación general de la conducción del escudo, por lo que cualquier corrección a las desviaciones que se presenten respecto a la línea de proyecto, debe ser estudiada debidamente.

b) *Empujes.* Al iniciar cada ciclo de excavación, para efectuar cada empuje, se deben considerar los factores que a continuación se indican:

c) *Topografía.* Es necesario conocer la elevación y posición con respecto al alineamiento del proyecto, del último anillo colocado (dentro del faldón), así como de los anillos anteriores, para verificar si los resultados de los empujes previos corresponden a los planeados. En función de esta verificación se determina la necesidad de reprogramar las modificaciones o correcciones que se consideren necesarias.

d) *Posición y orientación del escudo.* El escudo con los dispositivos (clinómetros) para indicar en forma constante la posición con respecto a su eje longitudinal (pitching) y respecto a su eje vertical (rolling). El pitching nos determina las acciones inmediatas por ejecutar, para corregir desviaciones, en caso de que existan.

e) *Espacio anular entre anillos de dovelas y faldón del escudo.* Es el espacio existente entre el diámetro exterior del anillo de dovelas y el diámetro interior del faldón del escudo (gálibos). Por especificación la separación mínima que debe existir es de 5 mm.

En todos los empujes se debe cuidar que la separación entre dovelas y faldón no se rebase la separación mínima, para evitar que al pegarse el revestimiento primario y el cuerpo del escudo, se generen en las dovelas esfuerzos que puedan dañarlas, lo que además puede dañar los sellos de neopreno en esa zona, provocando con esto, que se presenten fugas de mortero de la inyección, así como lodo proveniente del frente al interior del escudo. La posición ideal es mantener concéntricos los anillos con respecto al faldón del escudo. Cuando se requiere despegar el escudo del endovelado, se dejan de usar de 2 a 4 gatos de empuje en la zona donde las dovelas y el faldón se encuentran pegados, para provocar un

desbalanceo de las fuerzas aplicadas en el empuje. Lo que hará que el escudo avance menos en esa zona, lográndose de esta manera despegar las dovelas del faldón.

f) Volumen excavado y volumen desplazado. Durante los empujes, en la consola del control central, se cuenta con una computadora que va calculando en forma continua la relación entre el volumen excavado (v_e) y el volumen desplazado (v_d), que debe mantenerse en la unidad, para evitar sobreexcavación o inducir esfuerzos de compresión en el terreno.

f.1) Volumen excavado. Es la cantidad de material que pasa por las compuertas de control de excavación. Es determinado por la computadora, a partir de los datos registrados por los medidores de flujo de suministro y extracción de lodos.

f.2) Volumen desplazado. Es el volumen ocupado por el escudo durante su avance. Es determinado por la computadora a partir de los datos registrados por los sensores de carrera de los gatos de empuje. Cuando la relación v_e/v_d es mayor que la unidad, indica que se está excavando más volumen que el desplazado, lo que implica que se debe ajustar la abertura de las compuertas de control de excavación o disminuir la velocidad del escudo. Cuando la relación v_e/v_d es menor que la unidad, indica que se está empujando el terreno, lo que implica que se debe ajustar la velocidad del avance del escudo o abrir más las compuertas de control de excavación.

g) Formas de avance. Los controles independientes para desplazamiento de la cabeza cortadora y de los gatos de empuje, permiten al escudo tener dos formas de avance:

g.1) El cuerpo del escudo avanza cortando el terreno; la cabeza cortadora mantiene una presión contra el frente, sin girar, con las compuertas de control de excavación cerradas. Se va retrayendo el gato de la cabeza cortadora conservando la presión del frente.

g.2) Una vez que el cuerpo del escudo tiene un avance de 40 cm., se detiene para iniciar la excavación, la que se efectúa con la cabeza cortadora avanzando 40 cm., girando con las compuertas de control de excavación abiertas, mientras el cuerpo del escudo permanece fijo con respecto al suelo. La repetición de este ciclo se efectúa hasta concluir el empuje. Esta forma de avanzar se recomienda para familiarizarse con la operación del escudo.

h) Avance simultáneo. En esta forma el cuerpo del escudo y la cabeza cortadora avanzan simultáneamente. Esto se hace extendiendo los gatos de empuje, con la cabeza cortadora girando y manteniendo fijo su desplazamiento.

i) Revestimiento primario. El escudo de frente presurizado de 6.24 m de diámetro utilizado en el sistema de drenaje profundo, va dejando un revestimiento primario formado por anillos de dovelas de concreto reforzado de una resistencia $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, de 6.10 m de diámetro exterior y 25 cm, de espesor.

El anillo de dovelas consta de 6 piezas. Tres tipo A o normales, 2 tipo B o tangenciales y una tipo K o cuña para cerrar el anillo.

La fijación de los anillos, se realiza por medio de 33 tornillos de 1 1/8" de acero grado 5, con tuercas y rondana. Cada dovela tiene en el centro una perforación llamada inserto, la que se utiliza para su manejo durante la colocación y posteriormente, por el mismo inserto se efectúa la inyección de contacto entre dovela y terreno. Las dovelas tienen una preparación perimetral, la que se utiliza para colocar un sello neopreno. La función del sello es impedir la entrada al túnel de filtraciones. Cuando por necesidad de proyecto, la cabeza cruza bajo alguna estructura importante (metro, viaducto o edificaciones), se ha utilizado en las dovelas un sello de fabricación japonesa, llamado hidrotita, que es un sellador de juntas de goma, cuya característica principal es que se expande hasta 10 veces su volumen a medida que absorbe agua, logrando de esta manera una mayor estanqueidad del túnel.

j) Tipos de anillos de dovelas. Se cuenta con dos tipos de anillos de dovelas: normales y correctivos.

-Los anillos normales tienen un metro de ancho en todo su perímetro y se usan en los tramos de tangente.

-Los anillos correctivos tienen un ancho, que varía de 1.0 m a 0.95 m su función es facilitar el cambio de dirección del escudo, que manifiesta al colocar el siguiente anillo.

-Los anillos correctivos, se utilizan en tramos en tangente para corregirlas desviaciones del escudo y para despegar el endovelado del faldón. El principal uso de los anillos correctivos es en curvas. La ejecución de los empujes en curvas se efectúa de acuerdo a una modulación (que se calcula previamente) de los anillos normales y correctivos por colocar. Durante los empujes para anillos correctivos, se dejaron de utilizar 2 ó 4 gatos laterales en el sentido de la curva. Para verificar que el escudo responda de acuerdo a la programación del empuje, se debe cuidar que en la carrera de los gatos, se vaya reflejando la diferencia de anchos del anillo correctivo, de tal manera que al finalizar el empuje se deben tener 5 cm, de diferencia entre uno y otro lado del escudo. No debe olvidarse que se debe respetar la separación mínima entre dovelas y faldón.

k) Determinación de tipo de anillos en curvas. En virtud de que cada curva tiene diferentes radios y longitudes, se debe calcular la modulación de anillos para cada caso.

l) Inyección de contacto entre dovela y terreno. Al avanzar el escudo y salir las dovelas del faldón, existe un espacio anular, que corresponde al espesor del faldón y la holgura de las dovelas respecto al mismo. Este espacio debe ser inyectado de manera inmediata, para evitar asentamientos en superficie. La inyección se realiza a través de los insertos de las dovelas, una vez que los anillos van saliendo del faldón del escudo.

m) Ciclo de trabajo. Las actividades críticas para el ciclo de excavación son los empujes y la colocación de anillos. El resto de las actividades (complementarias) para la construcción del túnel, se pueden efectuar paralelamente a las actividades críticas.

Las actividades complementarias son: colocación de durmientes y vía; que se puede realizar durante el empuje; la instalación de tuberías para lodos, se puede realizar durante la colocación de los anillos. En forma similar estarían la colocación de andadores, tuberías para agua y aire, iluminación del túnel, etc.

Procedimiento de construcción.

a) *Excavación de 50 m iniciales.* Al inicio de la excavación de un tramo de túnel, el equipo del escudo se instala en la lumbrera. La introducción de este equipo, se realiza durante el avance de los primeros 50 m de túnel, que es la longitud que ocupa el tren, el cual posteriormente es remolcado por el propio escudo. La excavación de los 50 m, iniciales se pueden dividir en dos etapas:

a.1) Excavación de los primeros 5 metros de túnel. Una vez que el escudo está próximo a la zona de mejoramiento del suelo, debe cruzar 4 m. De un material con una resistencia aproximada de 20 kg/cm^2 , lo que hace necesario la colocación de los dientes de sobre-excavación, para liberar el cuerpo del escudo de fricciones adicionales.

El proceso para la instalación de estos dientes es la siguiente:

- Expandir el gato de la cabeza cortadora los 40 cm, de carrera.
- Girar la cabeza cortadora, con pequeños impulsos, para que las preparaciones para los dientes queden cerca de una de las puertas de inspección de la cámara presurizada.
- Colocar los dientes de sobre-excavación.

a.2) Presurización de la cámara de mezclado y avance del escudo. Una vez que se instalaron los dientes de sobre-excavación, se procede al llenado de la cámara presurizada (con agua tratada proveniente de la planta de tratamiento) y del espacio que existe entre el cuerpo del escudo y sello de salida de la lumbrera, hasta alcanzar una presión de 1.0 kg/cm^2 el aire atrapado es expulsado por la válvula colocada en la parte superior del sello de salida. Posteriormente se operan la cabeza cortadora y los gatos de empuje (apoyándose en los anillos de atraque) para iniciar el movimiento del escudo. Una vez que el escudo tiene un metro de avance, se procede a la colocación de los anillos de dovelas y así sucesivamente.

Al cruzar la zona de mejoramiento del suelo, es frecuente que se presenten taponamientos en la tubería de extracción de lodo. El procedimiento para destapar la línea, es desconectar las mangueras flexibles para intercambiar los ductos de suministro y extracción de lodo. El flujo de lodo en dirección opuesta deberá liberar la línea del obstáculo existente. Si el taponamiento continúa, se deberá buscar el obstáculo, desacoplando la tubería en otros puntos, tales como cambios de dirección etc. El avance del escudo, durante su penetración en el terreno, se debe efectuar en forma horizontal para eliminar la posibilidad de que el cuerpo del escudo, pueda golpearse con el marco metálico del sello de salida. Una vez que la cabeza cortadora cruza la zona tratada, se deben retirar los dientes de sobre-excavación.

Así mismo, se debe ajustar la presión frontal, de acuerdo a lo indicado en el estudio de mecánica de suelos o se puede determinar aumentando, en 0.2 kg/cm^2 , la presión señalada en el manómetro instalado en la mampara metálica. Este segundo procedimiento, se efectúa manteniendo el lodo de la cámara presurizada en reposo, con las válvulas de suministro y extracción cerradas. Cuando el escudo se introduce totalmente en el sello de salida de la lumbrera, se deben cerrar las placas perimetrales del marco metálico, para evitar que el sello de hule se regrese. La primera inyección entre dovelas y terreno, que normalmente se efectúa durante el empuje para el cuarto anillo de túnel, no se limita en volumen, debido a

que es necesario inyectar el espacio entre dovelas y sello de salida de la lumbrera, siendo la presión (1 kg/cm^2) lo que gobierna.

b) Excavación de los siguientes 45 metros. La instalación en el túnel del tren de equipo, se efectúa de acuerdo al avance de la excavación. La longitud del tren de equipos de 40 m, con la carrera de la tubería telescópica retraída.

Como se ha mencionado, el tren de equipo consta de 4 módulos y una unidad de tubería telescópica, que van instalándose en el túnel a medida que se indica la secuencia de instalación del equipo en túnel:

-El modulo N° 1, se instala al tener 8 metros de avance.

-El modulo N° 2, se instala al tener 15 metros de avance.

-El modulo N° 3, se instala al tener 21 metros de avance.

-La unidad de tubería telescópica, se instala al tener 45 m, de túnel, lo que permite avanzar hasta 51 m. Antes de iniciar la colocación de las tuberías de suministro y extracción.

La excavación de los metros subsecuentes se vuelve cíclica, es decir, empujar, inyectar, colocar dovelas y colocar las instalaciones de acuerdo al avance.

c) Retiro de anillos de atraque. Cuando el túnel tiene una longitud de 60 m aproximadamente se pueden retirar los semianillos de atraque, ya que esta longitud permite absorber la fuerza de los gatos de empuje del escudo, sin desplazar los anillos instalados. Los anillos de atraque deben almacenarse para usarse nuevamente en otro tramo de excavación. Para facilitar el suministro de dovelas y materiales al túnel, en la zona de clave de los semianillos de atraque se coloca una estructura tubular, para sustituir las dovelas faltante.

d) Procedimiento para terminación de excavación. Al finalizar la excavación de un tramo, el escudo debe cruzar por una zona de mejoramiento de suelo, similar al de la salida de la lumbrera.

A continuación se indica el procedimiento requerido para terminar la excavación de un tramo, así como la colocación del escudo en la lumbrera de llegada:

d.1) Cuando la cabeza cortadora se encuentra a 1.0 m del muro de la lumbrera, se despresuriza la cámara de mezclado, debido a que ya no es necesario utilizar el sistema de circulación de lodos. Así mismo se suspende la inyección de contacto.

d.2) Se realiza la demolición de una parte del muro de la lumbrera, y se descubre parcialmente la cabeza cortadora, para ubicar físicamente la posición del escudo y definir el área total que se demolerá.

d.3) Al finalizar la demolición del muro, se avanza el escudo sin girar la cabeza cortadora, para empujar el material del frente al interior de la lumbrera, de donde es extraído

posteriormente. El escudo se avanza hasta que la cabeza cortadora, llegue al paño de la lumbrera.

d.4) El escudo es recibido en la lumbrera en una cuna, que puede ser de concreto o metálica. Una vez verificado el nivel de la cuna, el escudo avanza hasta quedar sobre dicha cuna.

d.5) Cuando el escudo termina su desplazamiento, se procede a retirar los anillos que no forman parte del túnel, pero que se requieren para apoyo y colocación del escudo en el centro de la lumbrera. Estos anillos son reutilizados.

d.6) El espacio perimetral entre dovelas y muro de lumbrera, se calafatea para efectuar la inyección entre dovelas y terreno, que había sido suspendida, terminando con esta actividad la excavación.

4.1.4.3 Escudo de presión de tierra balanceada.

Esta técnica se desarrolló originalmente en Japón siendo utilizado por primera vez en el año de 1972, el principio básico de operación consiste en igualar la presión del material excavado que se introduce en la cámara frontal, del escudo, es decir, cuando el material excavado satura la cámara, se balancea la presión de tierra en el frente de excavación.

El control del material, para evitar asentamientos en superficie se logra regulando la descarga de la rezaga que se introduce a través de las ranuras de la cabeza cortadora, lo cual también impide el flujo del agua al subsuelo. A continuación se muestra en la figura 4.14 los principales componentes del escudo. La cabeza cortadora está provista de dientes cortadores colocados en forma concéntrica con el propósito de que con un solo giro del disco realice el corte total del área del frente. Para lograr la condición de igualar los volúmenes de excavación y descarga el avance del escudo es controlado monitoreando, ya sea el volumen de rezaga descargado o la presión de tierra en el frente. A la salida del transportador de tornillo el volumen de descarga pueden ser medido, a través de escalas en el malacate de rezaga. La cámara de presión es una zona de circulación de la rezaga, en donde el material cortado es removido en forma simultánea por la acción controlada del tornillo transportador. La presión del suelo en la cámara de presión se controla mediante la observación de carrera de los gatos del escudo, del par y de la velocidad de rotación de la cabeza cortadora y del transportador del tornillo. El transportador del tornillo está equipado con una compuerta plegable o con un alimentador rotatorio para un mejor control de la descarga de rezaga y así evitar la fuga de agua contenida en el suelo.

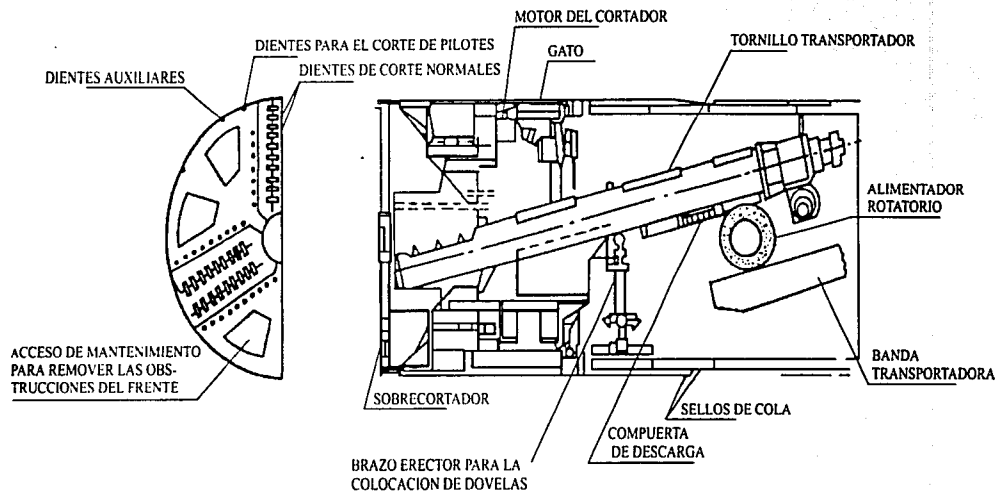


Fig 4.14 Modelo típico de un escudo de presión de tierra balanceada
montaje del disco cortador del tipo de tambor

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El procedimiento de operación del equipo se resume en el siguiente diagrama, fig 4.15:

CONCEPTO A MEDIR	CONCEPTO A CONTROLAR
PRESION DE TIERRA P	1. ROTACION DEL TORNILLO TRANSPORTADOR
PAR DEL DISCO CORTADOR T	2. APERTURA DE LA COMPUERTA, ROTACION DEL ALIMENTADOR ROTATORIO
	3. VELOCIDAD DEL AVANCE

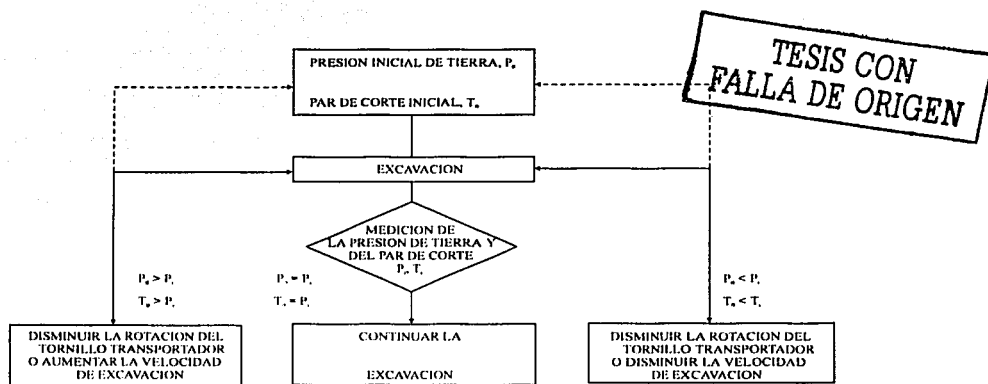


Fig 4.15 Diagrama de flujo ilustrando los principios de operación de un escudo de presión balanceada y los métodos de control de la descarga y de la excavación

Este método tiene su aplicabilidad en suelos altamente inestables o en estratos de suelos sueltos como arena o bolcos.

4.1.4.4 Escudo con cámara de aire comprimido.

El equipo de tunelero es comúnmente llamado hydroshield y es de fabricación alemana, la parte central del sistema es un escudo de frente cerrado con estabilización basándose en lodos, utilizando un colchón de aire comprimido que ayuda a conservar la presión del fluido en el frente. En general sus características principales son las siguientes:

- El soporte del frente excavado se da mediante un fluido a presión.
- El control de la presión del fluido estabilizador se lleva a cabo con aire a presión.
- Mezclado el material excavado con el fluido de estabilización para su transporte y extracción.

El cuerpo del escudo es un cilindro metálico con una longitud menor que el diámetro de la cabeza cortadora. En el frente de ataque lleva una tapa o mampara metálica de cierre total con dispositivos que permiten el paso en su parte inferior del tubo de inyección de lodo bentonítico y del tubo extractor de la mezcla del lodo con el material excavado, cuya

entrada esta rodeada por rejillas que impiden el taponamiento originado por fragmentos grandes del material cortado en el frente. En la parte central de la mampara se encuentra la chumacera por donde pasa el eje del cortador. En la parte superior se localizan las esclusas de la cámara de presión. En el espacio comprendido entre la mampara y el borde de ataque del escudo se aloja la cabeza cortadora. Asimismo, entre el cortador y la mampara se aloja una placa que a su vez, se forma dos cámaras que serán llenadas por el lodo bentonítico, la frontal que cubre toda la superficie del cilindro y el lodo hará contacto con el frente del túnel y la posterior que es parcialmente llenada quedando en la parte superior un espacio con el aire comprimido que mantiene la presión del lodo bentonítico contra el frente.

La cabeza cortadora puede girar en ambos sentidos y tiene movimiento de adelantar o retroceder, está constituida por una serie de brazos en forma de estrella que varían según el diámetro y el material por excavar, sus mecanismos motores se encuentran en la parte central del escudo, justamente después de la mampara hermética. Aquí también se encuentran los elementos estructurales que soportan los motores eléctricos y transmisión, así como los gatos hidráulicos de empuje. Dentro de la longitud del faldón lleva instalado el brazo erector de dovelas y pueden ser ensamblados un anillo y medio de dovelas. Al igual que en los demás escudos el espacio anular de las dovelas al salir del faldón se rellenan con mortero a base de cemento para evitar deformaciones de la masa de suelo. Para la conducción del aire comprimido, lodo bentonítico y material producto de la excavación se instalan tres ductos por aparte a lo largo del túnel y salen por la lumbrera hacia al exterior donde se encuentran los suministros de aire comprimido y lodo bentonítico. Los sistemas de extracción del material excavado, se instalan en un tren móvil dentro del túnel. El sistema de manejo del material excavado, contempla instalaciones adicionales para aprovechar varias veces el lodo ya utilizado, para lo cual se cuenta con una planta reemplazadora que consiste en separar el material contaminado mediante un reciclado a través de cribas.

4.1.4.5 Aplicaciones y recomendaciones de los métodos de tuneleo de acuerdo a las condiciones de geología y agua subterránea.

a) Escudos EPBS.

- Aplicables a varios tipos de suelo debido a muchas versiones especialmente desarrolladas.
- Cuando se esperan gravas y boleos se deben tomar cuidadosas consideraciones esenciales en la fase del diseño del escudo.
- Cuando el contenido de limos / arcillas en terrenos arenosos uniformemente graduados es bajo, o cuando la presión de agua es alta, se prefiere la inyección de lodos.

b) Escudo de lodos.

- Aplicable a varios tipos de suelo, Cuando se esperan gravas y boleos se deben tomar especiales consideraciones en la fase de diseño.
- En suelos altamente permeables, es necesaria una prevención contra la pérdida de lodos.
- Especialmente adecuado para la construcción de túneles acuíferos o de túneles subacuáticos.

c) Escudo de frente abierto.

- Se debe prever que en suelos muy blandos el frente es inestable.
- En acuíferos, es necesario el aire comprimido o la estabilización química.
- No es deseable una alta presión con aire comprimido.

4.2 Construcción de túneles en suelos firmes.

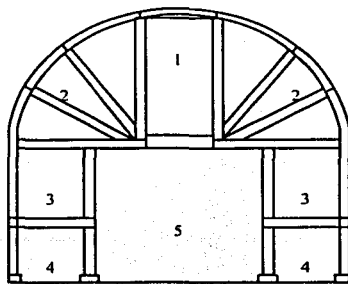
Aún y cuando el comportamiento de un suelo firme permite excavar sin la necesidad de un soporte continuo en el frente, es necesario, aplicar técnicas especiales para el avance de la excavación y la colocación del revestimiento primario que pueden ser mediante medios manuales o la utilización de maquinaria que permita una mayor seguridad para el personal y optimizar los avances de construcción. Existen por ejemplo, casos en que por las irregularidades de la composición del suelo o que no exista un volumen significativo que justifique el uso de escudos, tengan que emplearse métodos manuales. En otros, la presencia de depósitos granulares, flujos de agua o zonas de falla que presentan inestabilidades, determinarán la aplicación de tratamientos adicionales al sistema propio de la excavación como pueden ser mediante mejoramiento del suelo basándose en inyecciones, bombeos o reforzamientos con marcos metálicos concreto lanzado, a fin de lograr las condiciones de estabilidad deseadas.

4.2.1 Excavación con procedimientos convencionales.

Las técnicas convencionales de excavación de túneles comúnmente llevan el nombre del país de procedencia y se diferencian unas de otras por la forma de ataque del frente que puede ser a sección completa o por etapas subsecuentes. Algunos métodos conocidos son los siguientes:

a) Método Americano.

Se comienza con un frente superior en la clave, soportado por madera en forma de puntales, travesaños y tablestacas, . Posteriormente la excavación se va ampliando hacia la línea de arranque del arco donde los segmentos adyacentes a la clave se van ademando también con madera y puntales adicionales. Se continua con el banqueo de las paredes laterales, apoyando temporalmente la estructura de troquelamiento en los largueros, repitiendo este proceso hasta llegar a la plantilla. Finalmente se completa el banqueo, como se puede apreciar en la fig 4.16.

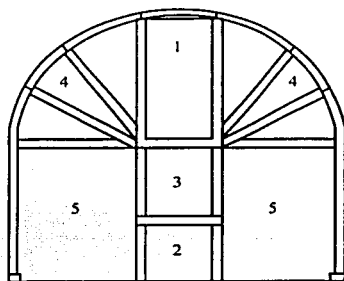


TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig 4.16 Método Americano

b) Método Austriaco.

Tiene como principio utilizar un frente central de altura completa, donde se puede iniciar por un frente superior que se excava hasta el piso en una longitud corta, o en algunos casos separando la franja central, es decir, excavar un frente superior y otro inferior dejando un núcleo entre ambas excavaciones en una longitud corta cambiando los puntales cortos por otros largos. La sección corta se ensancha en forma similar al método americano. También se colocan puntales para soportar los largueros bajo las nervaduras del arco y madera como ademe. Este método es adecuado si la presión del suelo es generalmente uniforme en todos lados, según fig 4.17.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig 4.17 Método Austriaco

c) Método Belga.

Contempla colocar el revestimiento del arco tan pronto como sea posible, principalmente si las cargas son verticales y la presión lateral es mínima, fig 4.18. El primer paso consiste en excavar un frente central desde la corona hasta la línea de arranque del arco. Después, se ensancha por ambos lados y el terreno se comienza a sostener mediante nervaduras de segmentos de arco y tablestacas transversales sustentadas por elementos longitudinales. Las nervaduras se apoyan en armaduras que se extienden desde largueros en el frente central y largueros en los bancos.

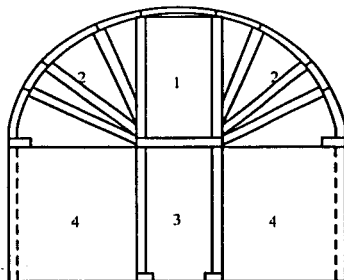


Fig 4.18 Método Belga

El revestimiento del arco puede colocarse para el soporte permanente de la carga vertical, entonces el frente central se excava hasta el piso dejando bancos para soportar el arco del

revestimiento del túnel. Luego se cortan ranuras en los bancos para fijar por debajo del arco y los bancos se remueven dejando el piso al resto de las paredes laterales en condiciones de colocar el revestimiento. En general, es importante tener en cuenta que en estos métodos se pueden adoptar la excavación a sección completa cuando el suelo, las dimensiones del frente y equipo de excavación lo permitan, en caso contrario, se tiene que excavar en etapas dada la facilidad de refuerzos al momento de abrir etapas subsiguientes que nos evitarán movimientos en la masa de suelo por efecto de la excavación.

4.2.2 Excavación con escudos.

Cuando el suelo no puede excavar por métodos convencionales debido a que el suelo circundante presenta inestabilidades y por tanto requiere un soporte perimetral desde el momento de la excavación o en su caso que se tenga que excavar a poca profundidad en zonas urbanas, son algunos de los factores principales que justifican el uso de los escudos; que generalmente son de frente abierto. En un principio la excavación se efectuaba mediante herramientas manuales y en la actualidad se colocan brazos mecánicos excavadores en el frente que ofrecen las mejores condiciones en los rendimientos de excavación.

Excavación con escudos de frente abierto mecanizados.

Para explicar el procedimiento tomaremos de referencia los aspectos más relevantes de la tecnología aplicada durante la excavación de túneles de la línea 7 del metro de la ciudad de México, los cuales se efectuaron a través de formaciones compactas.

En términos generales el proceso constructivo consiste en excavar el frente por medio de cabezas rozadoras, las cuales se encuentran montadas sobre una estructura que gira en sentido contrario a las manecillas del reloj, acumuladas por motores eléctricos acoplados a una transmisión que van cortando en forma concéntrica el frente. De manera simultánea, la rezaga producto de la excavación se transporta de la parte frontal hacia la posterior del escudo mediante una banda primaria inclinada alojada al centro en la parte baja del escudo. Esta banda cuenta con dos brazos que recolectan el material excavado. La banda primaria tiene una inclinación que le permite descargar a su vez a una banda secundaria horizontal, montada sobre el tren de equipo y deposita la rezaga en una tolva que servirá para cargar a las vagonetas que conducirán el material hasta la lumbrera a superficie.

Una vez que se ha realizado el ataque del frente se empuja el escudo seleccionado para este caso los gatos de empuje y se procede a la colocación del revestimiento primario formado por ocho dovelas de concreto reforzado. De igual manera que los procedimientos con escudo, el espacio anular que se forma entre el revestimiento y el terreno natural se rellena inmediatamente al salir las dovelas del faldón, para lo cual el escudo cuenta con dos sellos perimetrales que impiden la fuga de la inyección.

El tren de equipo consiste en un conjunto de plataformas montadas sobre una vía y arrastradas por el escudo, llevando consigo los equipos auxiliares para la operación del escudo, las tolvas de rezaga y una rampa que conecta a la vía central que se va instalando a lo largo del túnel.

4.2.3 Excavación con el método Premil.

Se tiene conocimiento de que este método se comenzó a desarrollar en Francia a finales de los años sesentas, contándose con una amplia experiencia en varios países europeos. Para el caso particular de suelos puede aplicarse en formaciones cohesivas poco fluyentes, parecidas a las de la zona de transición de la ciudad de México.

Descripción del método.

El procedimiento consiste en conformar primeramente una ranura perimetral en el sentido de avance que al rellenarse con concreto lanzado formará una prebóveda, misma que nos dará protección al momento de excavar el túnel por medios convencionales. El equipo básico utilizado para la prebóveda consiste en una máquina dotada de una sierra mecánica capaz de cortar el terreno en forma de ranuras en el sentido del avance, las cuales se van rellenando de inmediato con un concreto lanzado de alta resistencia y fraguado rápido que a su vez se coloca mediante un robot montado en la misma máquina.

Tanto la sierra de corte como el robot se desplazan a lo largo de una guía concéntrica con la sección transversal del túnel.

Ciclo de trabajo.

Una vez conformada la prebóveda y alcanzada la resistencia recomendada para soportar los esfuerzos del terreno, se efectúa la excavación con métodos convencionales en una penetración con respecto al frente de 3.5 a 5 m dejando dentro del terreno la parte de la prebóveda correspondiente para él traslape del siguiente avance. Uno de los aspectos críticos del método es revisar antes de ejecutar la siguiente bóveda los apoyos de la misma en las galerías laterales, efectuando si fuese necesario, las reparaciones pertinentes que garanticen una correcta terminación de los ciclos.

Con base a experiencias recientes, la aplicación de este método es rentable en túneles de gran diámetro y relativamente cortos, debido a que en comparación con procedimientos totalmente mecanizados los rendimientos globales son menores, sin embargo, se tiene la ventaja de que para iniciar los trabajos de excavación, el proceso es más rápido por no existir el tiempo de espera para la fabricación total del equipo, dado que solo es necesario habilitar las pistas por donde se deslizan los equipos de precorte, lo cual ocurre en un tiempo menor. Así mismo, el costo de la inversión está muy por debajo de los otros equipos, lo cual repercute en una amortización por metro excavado más reducida. En cuanto a los disturbios ocasionados en superficie por asentamientos inducidos por el tuneleo, también ofrece ventajas respecto a procedimientos convencionales ya que antes de proceder a retirar el núcleo ya se tiene un soporte por delante del frente de excavación del túnel.

4.2.4 Excavación mediante Jet Grouting.

Los procedimientos de mejoramiento del suelo basándose en inyecciones de lechada resultan una buena alternativa cuando se trata de incrementar las propiedades mecánicas e hidráulicas de los suelos. La técnica de jet grouting ha sido utilizada generalmente en suelos granulares con resultados satisfactorios, sin embargo también se tienen experiencias

de su aplicabilidad en arcilla. El proceso además de su sencillez, permite garantizar la aplicación de una mezcla agua-cemento en el subsuelo, formando columnas de este material con características mecánicas que permiten mejorar el tiempo de auto soporte al momento de excavar un túnel. La técnica consiste en la inyección de lechadas agua cemento a muy alta presión, la cual se realiza a través de orificios laterales distribuidos en la herramienta de perforación y conectados a un sistema de tuberías concéntricas que conducen la lechada desde la planta de fabricación hasta el sitio de inyección, donde la fuerza del chorro disgrega el suelo y lo mezcla con la lechada, formando un volumen de suelo tratado en forma de una columna. Para la inyección se utiliza un cabezal que se hinca en el suelo a presión o rotación, el cual cuenta con una herramienta de corte y los orificios que permiten la salida del fluido. El proceso se divide en dos etapas principales, primero la barrenación y después la de extracción de herramienta e inyección simultánea. Por su parte, el equipo se compone de una planta de fabricación de lechada, una planta de presión y bombeo y el equipo de barrenación. Existen tres técnicas para su utilización, la primera de ellas y más sencilla es el sistema de monofluido y el proceso consiste en inyectar únicamente la lechada de agua cemento a través de las barras de perforación. La segunda denominada de doble fluido es empleada en suelos bajo condiciones sumergidas, particularmente en suelos granulares finos con niveles freáticos altos, donde el sistema puede tener cierta disgregación, para lo cual, la inyección de lechada se auxilia con la inyección de aire a través de una segunda tubería, lo que origina incrementar el efecto cortador de la lechada. Por último se tiene el sistema de triple fluido que se utiliza para lograr un mayor dimensionamiento de las columnas, lo cual se logra mediante la aplicación de lechada, aire y agua por medio de tuberías independientes. El método también puede aplicarse de manera directa desde el frente de excavación del túnel, consistiendo en formar una aureola perimetral en la bóveda y laterales de la sección, conforme a los procedimientos antes mencionados en la dirección, profundidad y separación especificada en un determinado proyecto. La secuencia de barrenos se realiza a medida que se va excavando el túnel, dejando un traslape entre cada sección con el objeto de garantizar la estabilidad de la excavación.

4.3 Revestimiento primario.

El revestimiento primario o temporal se considera así porque es colocado inmediatamente después de realizar la excavación del túnel con la finalidad de proporcionar un factor de seguridad en tanto se realiza el revestimiento definitivo, en algunos casos el revestimiento primario puede funcionar de manera permanente dadas las características de los proyectos. En suelos blandos la aplicación del revestimiento primario debe realizarse de manera simultánea a la excavación, por haber un tiempo muy corto de auto soporte, mientras que en suelos firmes el revestimiento dependerá de la calidad del material, patrón de fallas, grado de intemperización, así como el volumen de las infiltraciones de agua. Dentro de los procedimientos más comunes podemos mencionar las siguientes:

1. Marcos metálicos.

Su aplicación se da principalmente en excavaciones de túneles mediante procedimientos convencionales y tienen la versatilidad de que su configuración es muy amplia siendo las

más comunes en forma de portal o de herradura y en algunos casos también se colocan en secciones circulares. Los perfiles más usuales son los de sección I y H por su grado de comercialización. El procedimiento de ensamble dentro del túnel se realiza mediante segmentos atornillados y para definir sus diferentes componentes se pueden describir de la siguiente manera:

Arco: parte superior del marco.

Postes: parte inferior del marco.

Rastra: apoyo del arco cuando se excava a media sección.

Tornapunta: cierre inferior.

Tensores: redondo de acero roscado.

Separadores: a base de madera.

Retaque: para fijar el marco con el terreno.

2. Concreto lanzado.

Se utiliza como elemento de refuerzo del suelo protegiendo también la superficie excavada de los efectos de la intemperie ya sea en materiales auto soportables o en casos donde la estabilización se logra mediante marcos metálicos. También el uso de concreto lanzado en combinación con anclajes, así como la inclusión de fibras metálicas, proporciona una estructura que permite soportar la redistribución de cargas actuantes en las paredes de excavación. Los procesos de aplicación pueden ser de mezcla seca y mezcla húmeda.

El primero contempla realizar la dosificación de sus ingredientes en seco para ser conducidos mediante la impulsión de aire comprimido por una manguera, adicionada el agua manualmente en el extremo final de la línea. El segundo de vía húmeda se basa en la técnica de bombeo, en donde prácticamente son aplicables todas las normas del concreto hidráulico y en particular las de mezclas de concreto bombeable. El método se basa en que el concreto es bombeado y en extremo final de la boquilla se adiciona aire a presión y aditivos de fraguado, con lo que se alcanza la velocidad de proyección requerida para obtener la compactación del concreto. Cuando se tienen grandes volúmenes de concreto lanzado por vía húmeda se pueden utilizar equipos automáticos (robots de lanzado), los cuales contienen la bomba de pistones incluida, así como un brazo hidráulico que permite realizar el lanzado en distintas posiciones y alcanzar todos los puntos de la sección.

3. Dovelas metálicas o de concreto.

Este sistema de revestimiento esta íntimamente ligado a la excavación del túnel con escudos. En nuestro país ha habido un desarrollo importante en la tecnología de fabricación de dovelas de alta precisión tanto en dimensiones como en calidad, que aunado a los elementos de sello en los bordes de las juntas posibilitaron la construcción de revestimientos estancos. Para el proceso de fabricación, se utilizan moldes metálicos de tal precisión que garanticen la geometría exacta de las piezas que formarán el anillo, los trabajos se realizan en una planta con instalaciones que permiten sistematizar las actividades del ciclo consistente en: fabricación, colado, curado a vapor, desmolde y almacenaje de las piezas, todo bajo un estricto control de calidad de los materiales.

El uso de dovelas metálicas actualmente esta limitado para casos especiales sobre todo cuando se requiere corregir el trazo de un proyecto donde se han modificado radios de

curvatura o en túneles excavados con algún método convencional. Sin embargo, en el pasado esta técnica fue la más usual durante la excavación con escudos.

4.4 Revestimiento definitivo.

Generalmente el revestimiento definitivo se ejecuta una vez que se ha terminado la excavación del túnel, sin embargo en algunos procedimientos este se realiza al mismo tiempo que la excavación. Los revestimientos pueden ser por medio de concreto lanzado o concreto hidráulico dependiendo del funcionamiento del túnel. Y de la técnica de excavación aplicada. Por ejemplo en túneles para conducción de agua se requiere de una sección constante y superficie lisa para evitar fricciones o turbulencias. En túneles carreteros o ferrocarrileros el acabado no es tan importante. Por su parte, cuando se utilizan escudos para excavar se tiene una sección constante debido al revestimiento primario por lo cual, se utilizan concretos hidráulicos colocados con cimbra ya que los volúmenes son constantes, sin embargo, en procedimientos convencionales, las secciones tienen diferentes variaciones por lo que lo más usual y económico es aplicar concreto lanzado.

1. Revestimiento con concreto hidráulico.

La fabricación del concreto se hace mediante una planta dosificadora convencional con la capacidad adecuada a los volúmenes requeridos por los ciclos de trabajo y el transporte puede realizarse en base a dos procesos, uno a través del transporte de concreto con vehículos montados sobre vías y otro a base de bombeo de concreto a largas distancias.

Las cimbras empleadas son metálicas y están formadas por módulos que son manejadas por un transportador, el número de módulos está en función de la longitud y número de usos que se pretenda.

2. Procedimiento con carros agitadores.

a) Fabricación de concreto. El concreto es fabricado normalmente y sus propiedades están en función de las especificaciones del proyecto, en algunos casos cuando el frente de colado se encuentra retirado de la planta de fabricación es conveniente el uso de aditivos retardantes.

b) Alimentación a carros agitadores. En el caso de que el acceso al túnel sea a través de lumbreras se requiere bajar el concreto previamente a que se realice la alimentación de los carros transportadores. Para tal efecto el concreto elaborado es vaciado a un tubo de 6 u 8", el cual debe estar anclado a la pared de la lumbrera. El tubo en su parte inferior se conecta a un recipiente el que se denomina tanque amortiguador, el cual disipa la velocidad de caída del concreto y controla su segregación. Cuando el acceso al túnel no sea por lumbreras la alimentación a los carros revolventoras se hace por descarga directa.

c) Acarreo del concreto. El concreto es transportado por carros agitadores o por ollas revolventoras según el tipo de accesos. En el primer caso se requiere de locomotoras eléctricas las cuales se encargan de impulsar a los carros agitadores a través de un sistema de vía a base de rieles. En el caso de túneles de gran diámetro es más económico el trasladar el concreto por medio de ollas revolventoras montadas sobre camión, siempre y cuando el piso del túnel permita su acceso.

d) Colocación del concreto. El concreto se transporta hasta el tren de colado, el cual consiste en una plataforma que aloja el equipo de colocación de concreto. El equipo montado ya sea sobre vía o sobre llantas, consta de una tolva de recepción del concreto, una banda transportadora que alimenta a la bomba o cañón, y una garza que sostiene y eleva el tramo de tubería que sale de la bomba, y se introduce entre la cimbra y el revestimiento primario o el terreno. La colocación del concreto puede realizarse por medio de bombas hidráulicas o con cañón de aire a presión. El primer sistema requiere de una bomba de doble émbolo en donde el concreto es empujado a las dos tuberías de salida las que por medio de una bifurcación convergen en una sola línea la cual es introducida por toda la parte superior de la cimbra, descargando el concreto en esa zona y distribuyéndose por gravedad a las zonas laterales. La colocación por medio de cañón se basa en empujar neumáticamente el concreto, y el procedimiento consiste en vaciar el concreto a una olla la cual es cerrada herméticamente para inyectar aire comprimido. Una vez que se alcanza determinada presión se abre la válvula de salida y se proyecta el concreto a gran velocidad adentro de la cimbra a través de la tubería. Las tuberías que se usan para colocar el concreto varían entre 4 y 6 " y son de acero de cédula 20 o 40 y son soldadas en todo lo largo de la línea introducida en la cimbra. Con el objeto de alcanzar una compactación y un acabado adecuado del concreto, se emplean tanto vibradores de inmersión que se introducen a través de las ventanas de la cimbra, así como vibradores de pared los cuales son fijados a la cimbra en lugares donde no pueden introducirse los de inmersión.

e) Cimbrado. Los módulos de cimbra que se utilizan normalmente en túneles cuentan con un sistema de articulaciones que les permite retraerse y trasladarse por el interior de otros módulos instalados para ser colocados en una nueva sección a colar. Esta es la razón por la que se les conoce como cimbras colapsibles o telescopiadas. Adicionalmente a los módulos de cimbras se cuenta con un equipo transportador, el cual contiene mecanismos eléctricos y electro hidráulicos, siendo este equipo el encargado de realizar el desprendimiento de la cimbra una vez que el concreto ha alcanzado una resistencia adecuada, contando para tal efecto con una serie de gatos hidráulicos que son conectados por medio de pernos a los módulos de cimbra. Una vez realizado el desprendimiento, la cimbra es retraída por completo y el equipo transportador la traslada a la nueva sección por revestir apoyándose en un sistema de vía montado sobre el terreno o sobre la cimbra misma. Una vez ubicada la cimbra el transportador la expande y la posiciona en la nueva sección por colar, contando con el apoyo del equipo de topografía, y la fija con el módulo anterior por medio de tornillos y de pernos, retirándose entonces los gatos del transportador y repitiendo el ciclo de trabajo.

3. Procedimiento de bombeo a larga distancia.

El desarrollo que han alcanzado las bombas de concreto y el surgimiento de nuevos aditivos para el concreto, permiten en la actualidad bombear concreto hidráulico a largas distancias. Estos avances se han implementado en la construcción del revestimiento definitivo de túneles, y están sustituyendo en muchos casos a los sistemas convencionales de acarreo del concreto. El concreto hidráulico bombeable debe ser más fluido que un concreto normal, de manera que al trasladarse por el interior de la tubería no eleve excesivamente la fricción. El grado de fluidez en el concreto dependerá de las características de los agregados, del porcentaje de arena, de la cantidad de finos, de la cantidad de agua y de la inclusión de

aditivos fluidificantes. Durante la fabricación del concreto se debe tener un especial cuidado en la incorporación de los agregados a la mezcla, ya que la presencia de gravas de tamaño excesivos o dentro del concreto producirán taponamientos en la línea de conducción. Una vez fabricado el concreto, éste se vacía a una tolva la cual alimentará a la bomba de concreto. La demanda de concreto en el interior del túnel determinará la velocidad de fabricación y de bombeo, por lo que es necesario una permanente comunicación entre el operador de la bomba y el encargado de la colocación.

Antes de realizar el bombeo de concreto debe formarse una película lubricante en las paredes de los tubos de conducción, lo cual se consigue con el bombeo inicial de un mortero fluido rico en cemento. El volumen de mortero que se debe incorporar dependerá del diámetro y de la longitud total de la tubería. Después de la salida de la bomba, la línea de conducción del concreto debe ser anclada firmemente para absorber los golpes y movimientos provocados por la bomba. Este anclaje se hace embebiendo una parte de la tubería en un dado de concreto o a través de abrazadera. Al llegar al fondo de la lumbrera también se colocará un codo de radio largo que también deberá ser anclado firmemente.

Después del codo se coloca una válvula de cambio de flujo con mecanismo hidráulico, esta válvula servirá para controlar la descarga del concreto encontrado en la línea de tubería anclada en la pared de la lumbrera. También la válvula se utilizará para limpiar la tubería con agua y aire a presión una vez terminado el colado. A partir de la válvula de cambio de flujo se detienen los tubos de conducción de concreto hasta el frente de colado, apoyándose estos sobre el piso del túnel, de manera que puedan desmontarse fácilmente durante algún taponamiento de la línea o para que en caso de que se detecte un tubo dañado, éste pueda ser reemplazado. Los equipos distribuidores de concreto en túneles, cuentan con un sistema de tubos articulados que les permiten avanzar o retroceder por el interior de los módulos de la cimbra durante el colado, sin tener que realizarse constantes ajustes en la tubería de concreto. Los tubos articulados y el equipo distribuidor se trasladan ya sea por la vía del equipo transportador de la cimbra o por una vía montada adicionalmente.

Uno de los extremos de los tubos articulados se acopla a la línea de conducción del concreto, y el otro extremo al distribuidor que se encargará de descargar el concreto a través de la boquilla de inyección, la cual puede girar para ambos lados en el sentido transversal al túnel. Para realizar la colocación del concreto del revestimiento mediante este procedimiento, son colocadas espaciadamente boquillas de alimentación en la cimbra, las cuales cuentan con una válvula de cierre manual. El espaciamiento de dichas boquillas dependerá de la fluidez del concreto y de los espesores de colado.

La boquilla del equipo distribuidor cuenta también con un movimiento retráctil que le permite acoplarse herméticamente con las boquillas de alimentación de la cimbra.

La descarga del concreto inicia estando las boquillas del distribuidor y de la cimbra conectadas, y cuando el concreto vaciado alcanza la sección de cimbra en donde se encuentra otra boquilla se suspende momentáneamente el bombeo de concreto, procediéndose a cerrar la válvula de la boquilla de alimentación para evitar la descarga del concreto en la zona ya colada. Posteriormente se traslada el distribuidor hasta conectarse a la siguiente boquilla, continuándose el proceso hasta acabar el colado.

Ejemplo ilustrativo

5.1 Descripción del problema.

Se desea construir un túnel de sección circular con 4.3 m de diámetro exterior en la frontera de las zonas de transición progresiva y lacustre, presentando una estratificación entre depósitos blandos arcillosos y estratos de material granular, provocada por la oscilación del nivel del lago y la consecuente variación de las condiciones de depósito de los materiales arrastrados por las corrientes que lo alimentaban.

Geometría del túnel. En la tabla 7 se indican las características geométricas del proyecto.

Tabla 7 Características geométricas del proyecto

Dimensiones geométricas	Valor asignado
Diámetro del túnel	$D = 4.30 \text{ m}$
Profundidad de la clave del túnel	$H = 11 \text{ m}$
Profundidad del eje del túnel	$H_0 = 13.15 \text{ m}$
Holgura radial entre el revestimiento y el suelo	$u_h = 0 \text{ m}$
Carga superficial	$q_s = 2.5 \text{ t/m}^2$

Dado que $H/D = 2.6$, se trata de un túnel profundo: $Z_d = 1.7D = 7.3 \text{ m}$

Estratigrafía y propiedades mecánicas. En la fig 5.1 se presenta el perfil estratigráfico del sitio. De acuerdo con la información obtenida de los estudios previos y atendiendo a la geología local, así como a los resultados de las pruebas de laboratorio, se determinó la siguiente secuencia estratigráfica. Desde la superficie hasta los primeros 2 m se encuentra un estrato limo arenoso con gravas café claro compacto, a los que subyace un estrato de arcilla orgánica con microfósiles gris verdoso (OH) de consistencia muy firme, con un grado de saturación del 96%, de 3.3 m de espesor, seguido de una capa de arena limosa con gravas de 0.4 m de espesor, a continuación un estrato de arcilla arenosa gris verdosa (CH), con un grado de saturación de 97%, de 1.4 m de espesor, posteriormente un estrato de limo arenoso café claro, compacto, de 4.5 m de espesor, sigue un estrato de toba limo-arenosa cementada, gris claro, compacta, de 3.7 m de espesor, finalmente y hasta la máxima profundidad explorada de 20 m se detectaron coladas de basalto vesicular, gris oscuro, intercaladas por materiales piroclásticos. El nivel freático se detectó a 17 m de profundidad.

Parámetros de diseño. De acuerdo con la información de la fig 5.1 el túnel se construirá en un suelo estratificado y heterogéneo, mientras que las hipótesis básicas del "Método del mecanismo simplificado de estabilidad de túneles (MSET)", considera un medio homogéneo.

Esta limitación del método de análisis puede superarse de manera aproximada sustituyendo el material real por otro idealizado con propiedades homogéneas, iguales a los valores promedio pesados del material real, teniendo cuidado de verificar condiciones locales de estabilidad que puedan resultar más críticas que las representadas en el modelo idealizado.

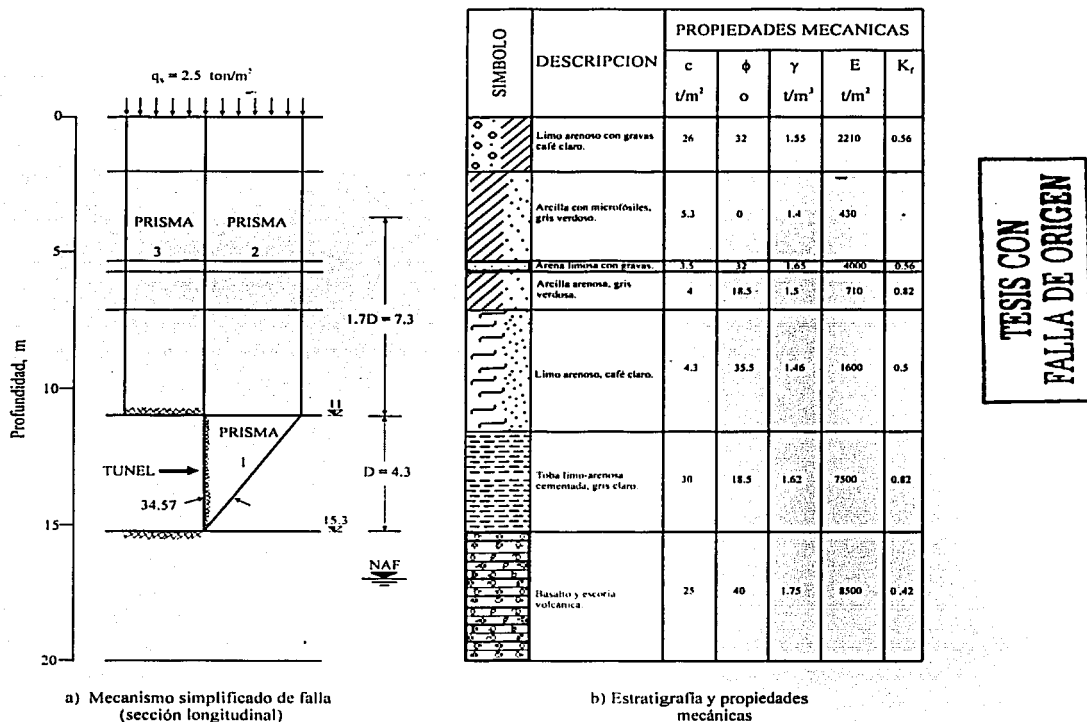


Fig 5.1 Perfil estratigráfico y propiedades mecánicas de los suelos

a) Evaluación del promedio pesado de los parámetros mecánicos. De acuerdo con las propiedades mecánicas de los diferentes estratos (fig 5.1b), es posible enmarcarlos en dos unidades para el análisis, la unidad de la clave del túnel (de 3.7 a 11 m) y la del frente de excavación (de 11 a 15.3 m). Los promedios pesados se calculan con respecto al espesor del estrato, como se muestra en el siguiente ejemplo, en donde se calcula la cohesión promedio ponderado del material de la clave.

$$\bar{c}_{clave} = \sum_{i=1}^n \left[\frac{c_i d_i}{\sum d_i} \right] = \left[\left(\frac{5.3 \times 1.6 + 3.5 \times 0.4 + 4 \times 1.4 + 4.3 \times 3.9}{1.6 + 0.4 + 1.4 + 3.9} \right) \right] = 4.42 \text{ t/m}^2$$

En la tabla 8 se indican las propiedades mecánicas promedio para el suelo de la clave y del frente de excavación.

Tabla 8 Propiedades mecánicas promedio para el suelo de la clave y del frente de excavación.

Propiedades mecánicas	Clave	Prisma del frente
Cohesión, (t/m^2)	$c_c = 4.42$	$c_f = 26.41$
Angulo de fricción interna, (grados)	$\phi_c = 24.3$	$\phi_f = 21$
Peso volumétrico, (t/m^3)	$\gamma_c = 1.47$	$\gamma_f = 1.6$
Modulo de elasticidad, (t/m^2)	$E_c = 1304.38$	$E_f = 6676.74$
Coefficiente de empuje pasivo de Rankine	$K_{pc} = 2.40$	$K_{pf} = 2.11$
$K_f = \sigma_{nf} / \sigma_v$	$K_{fc} = 0.71$	$K_{ff} = 0.77$

b) Evaluación de la resistencia media ponderada en los prismas 2 y 3. El procedimiento de cálculo es el siguiente (fig 5.2):

1.- Se calcula la distribución de esfuerzos verticales geostáticos a lo largo de las caras de los prismas.

2.- Se calcula el esfuerzo cortante producido al descargarse la base de los prismas: para el prisma 2, debe compararse la capacidad de carga del prisma 1, calcula como

$q = 2.7c_f \sqrt{K_{pf}} - 0.5\gamma_f A$, con el esfuerzo geostático σ_v al nivel de la clave:

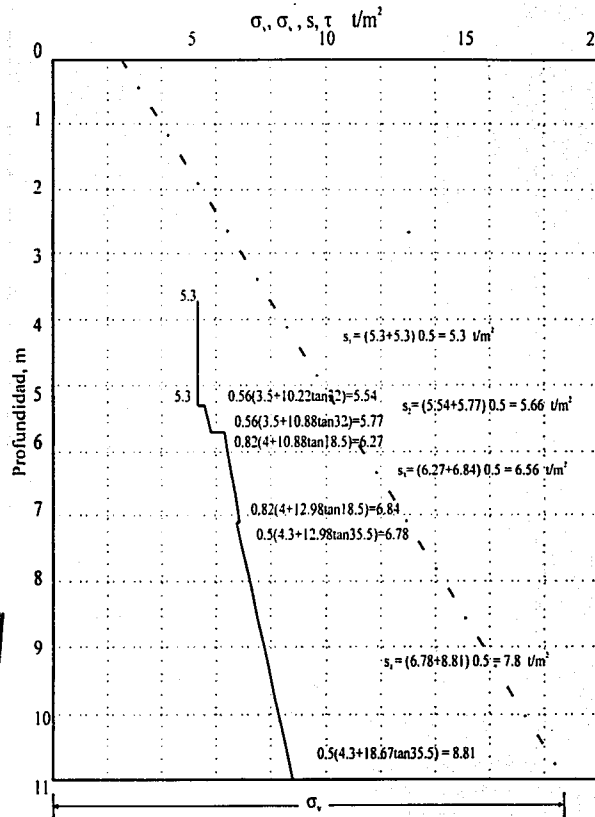
- si $q > \sigma_v$ no se desarrolla el esfuerzo cortante en la zona inmediata a la clave
- si $q < \sigma_v$ se desarrolla un esfuerzo cortante de magnitud $\tau = 0.3 (\sigma_v - q)$

En este caso se tiene que $q > \sigma_v$ ($100.14 > 18.67$, ver fig 5.2), por lo que no se genera esfuerzo cortante en el prisma 2. Para el prisma 3 el cálculo del esfuerzo cortante se realiza considerando la existencia de una descarga en la base del prisma, igual al esfuerzo geostático de la clave, ya que no se prevé ninguna presión interna aplicada en la periferia de la excavación. Dicha descarga genera un cortante igual a $\tau = 0.3 \sigma_v$, que disminuye paulatinamente a cero a una altura igual a Z_d (ver fig 5.2), para el caso de un túnel profundo. El valor del esfuerzo vertical, para el cálculo del esfuerzo cortante, es la suma algebraica del esfuerzo geostático y del producido por la descarga, que para el caso de un túnel profundo inicia en cero en la clave del túnel e intercepta al diagrama de esfuerzos geostático, a la altura Z_d .

3.- Se calcula el diagrama de resistencia para cada prisma a partir del diagrama de esfuerzos verticales corregidos (σ_v) y de las propiedades de cada uno de los estratos, utilizando la siguiente expresión: $s = K_f(c + \sigma_v \tan \phi)$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL PRISMA 2

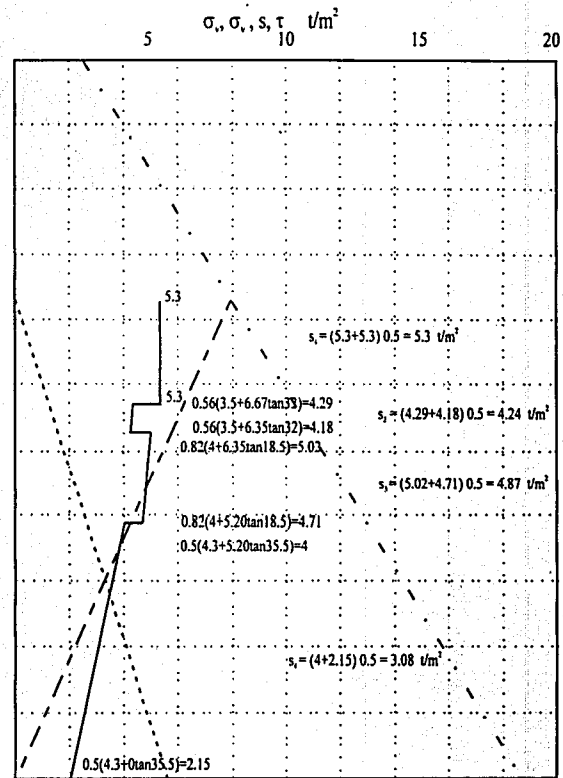


$q = 2.7(26.41)(2.11)^{1/2} - 1/2(1.6)(4.3) = 100.139$ t/m²

$q > \sigma_v$ geoestático $s_{m2} = K_r(c + \sigma_v \tan \phi)$

No hay descarga por lo que no se generan cortantes

DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN EL PRISMA 3



NOMENCLATURA

- - - Diagrama de esfuerzos verticales geoestáticos (σ_v)
- - - Diagrama de esfuerzos verticales corregidos (σ_v')
- Diagrama de resistencias (s_r)
- Diagrama de esfuerzos cortantes (τ)

$p_0 = 0$ $s_{m3} = K_r(c + \sigma_v \tan \phi)$

$\tau_{max} = 0.3(\sigma_v - p_0) = 0.3(18.67)$

$= 5.60$ t/m²

Fig 5.2 Diagrama de esfuerzos y resistencias de los prismas 2 y 3

4.- Se obtiene la resistencia media ponderada con respecto al espesor de los estratos, para cada uno de los prismas. En la tabla 9 se muestran las resistencias calculadas en cada uno de los estratos y la resistencia media ponderada para los prismas 2 y 3.

Tabla 9 Valores de la resistencia al esfuerzo cortante de los diferentes estratos que conforman los prismas 2 y 3, sí como los promedios pesados respectivos

Prof. del estrato (m)	Resistencia s (t/m^2)	
	Prisma 2	Prisma 3
3.7 a 5.3	5.3	5.3
5.3 a 5.7	5.66	4.24
5.7 a 7.1	6.56	4.87
7.1 a 11	7.8	3.08
Resistencia promedio	6.9	3.97

5.2 Diseño del procedimiento constructivo.

Análisis de estabilidad del frente de la excavación. Se calcula el factor de seguridad del frente (FS_f) considerando que la presión aplicada al frente es la atmosférica, con el fin de definir la factibilidad de construir el túnel con el procedimiento FACOL.

Para el análisis se propone que la altura de la sección de excavación sea completa, $A = 4.3$ m (fig 5.1). Dado que el medio es estratificado el análisis puede seguir dos criterios, según lo comentado previamente: utilizando las propiedades mecánicas medias ponderadas representativas de la estratigrafía o las resistencias medias ponderadas de cada uno de los prismas.

a) Propiedades medias. Haciendo uso de la ecuación 3.7' para calcular el FS_f , dado que la excavación se hace a sección completa y a presión atmosférica y además se trata de un túnel profundo: $A = D$, $p_f = 0$, $p_a = q$, $q_s = 2.5$ y $s_{m2} = K_{fc}c_c + 0.17[\gamma_c(H - Z_d) + q]$, donde $q = 2.7c_f\sqrt{K_{pf}} - 0.5\gamma_f A = 2.7(26.41)(\sqrt{2.11}) - 0.5(1.6)(4.3) = 100.14 t/m^2$

Por lo que se tomará el esfuerzo que se tiene en la clave $q = \gamma H = 18.67 t/m^2$.

$$\bar{s}_{m2} = 0.71(4.42) + 0.17[1.47(11 - 7.3) + 18.67] = 7.24 t/m^2$$

$$FS_f = \frac{2s_{m2} \frac{Z_d}{D} (1 + \sqrt{K_{pf}}) + 2.7c_f\sqrt{K_{pf}}}{\gamma_c H \left(\frac{A}{3H} + 1 \right) + q_s} = \frac{2(7.24) \left(\frac{7.3}{4.3} \right) (1 + \sqrt{2.11}) + 2.7(26.41)(\sqrt{2.11})}{1.47(11) \left(\frac{4.3}{3(11)} + 1 \right) + 2.5} = 7.9$$

b) Resistencia promedio. Utilizando nuevamente la ec 3.7' se evalúa el factor de seguridad del frente, en este caso, la resistencia del prisma 2 (s_{m2}) corresponde al promedio pesado del diagrama de resistencias (fig 5.2 y tabla 9), es decir:

$$s_{m2} = 6.9 t/m^2$$

$$FS_f = \frac{2(6.9)\left(\frac{7.3}{4.3}\right)(1+\sqrt{2.11})+2.7(26.41)(\sqrt{2.11})}{1.47(11)\left(\frac{4.3}{3(11)}+1\right)+2.5} = 7.8$$

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Este valor es muy semejante al obtenido utilizando el promedio ponderado de las propiedades mecánicas. Dado que en los prismas del techo, se encuentran suelos de comportamiento elastoplástico, el factor de seguridad mínimo admisible es $FS_m = 1.5$, por lo que se cumple la condición $FS_f > 1.3 FS_m$. De aquí se concluye que se puede excavar el túnel a sección completa A y con el método FACOL.

Longitud de avance de la excavación sin soporte (a). Se calcula mediante la ec 3.13, en donde el valor de la resistencia del prisma 3 (s_{m3}) es el promedio ponderado del diagrama de resistencias (fig 5.2 y tabla 9), por lo que se tiene.

$$s_{m3} = 3.97 \text{ t/m}^2$$

$$FS_c = \frac{2s_{m3}(a+D)Z_d}{(\gamma_c H + q_s)aD} = \frac{2(3.97)(a+4.3)7.3}{(1.47(11)+2.5)a4.3} = 0.72 + \frac{3.1}{a}$$

Haciendo variar la longitud de avance de 1 a 3.5 m se obtiene la grafica de la figura 5.3.

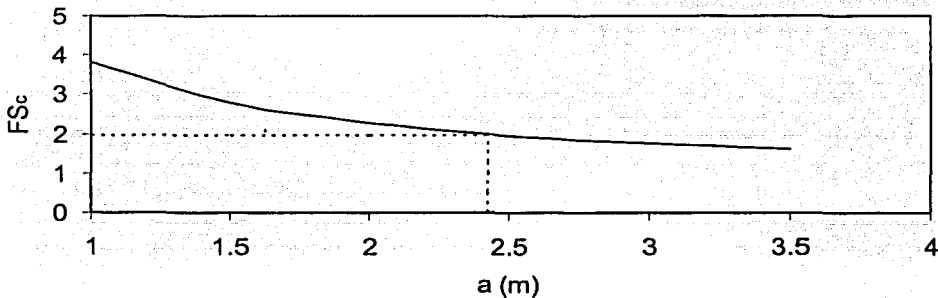


Fig 5.3 Variación del factor de seguridad de la clave (FS_c) respecto a la longitud de avance sin soporte (a).

De la gráfica se obtiene que para lograr un $FS_c = 2$, con el cual se reduce de manera importante la plastificación de la clave, se requiere una longitud de avance de la excavación sin soporte máxima $a_c = 2.42$ m. La longitud de avance de la excavación también debe revisarse para evitar desprendimiento local del material de la clave, ya que $s_{m3} < 0.3 \gamma H$, por lo que se inducirían esfuerzos verticales negativos en la base del prisma 3.

La expresión del factor de seguridad contra el derrumbe local del techo por arqueo (FS_p) es la ec 3.13'':

$$FS_p = \frac{2K_{fc}c_c \left(1 + \frac{D}{a}\right)}{\gamma_c D} = \frac{2(0.71)(4.42) \left(1 + \frac{4.3}{a}\right)}{1.47(4.3)} = 0.99 + \frac{4.27}{a}$$

Como es posible observar, esta expresión difiere a la obtenida para FS_c , sin embargo, y para obtener un $FS_p = 2$, a debe ser 3.96 m; dado que no queremos que el suelo del techo se plastifique, el avance máximo sin soporte quedará determinado por el valor mínimo de $a = 2.42$ m. Considerando el tiempo de endurecimiento del concreto lanzado, es necesario disminuir este avance a la mitad; es decir, $a = 0.5(2.42) = 1.21$ m.

Análisis de estabilidad general. El factor de seguridad general (FS_g) se calcula utilizando la ec 3.1, considerando que $p_f = 0$, $A = D$, $q_s = 2.5$ y $p_a = 0$. La valuación de dicho factor se realizara tomando en cuenta los dos diferentes criterios que se han utilizado para el cálculo de la resistencia de los prismas 2 y 3, así como para las siguientes longitudes de avance: 2.42 y 1.21 m.

$$FS_g = \frac{2s_{m2} \left[\frac{D}{L} \left(1 + \frac{a}{L}\right) + \left(1 + \frac{2a}{L}\right) \right] \frac{Z_d}{D} + \left[2s_{m3} \left(\frac{a}{L}\right)^2 \frac{Z_d}{D} \right] + 2.7c_f \sqrt{K_{pf}} \left(1 + 2\frac{a}{L}\right)}{\gamma_c H \left[\frac{A}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{L}\right) + \left(1 + \frac{a}{L}\right)^2 \right] + q_s \left(1 + \frac{a}{L}\right)^2}$$

$$FS_g = \frac{2s_{m2} \left[\frac{4.3}{2.96} \left(1 + \frac{a}{2.96}\right) + \left(1 + \frac{2a}{2.96}\right) \right] \frac{7.3}{4.3} + \left[2s_{m3} \left(\frac{a}{2.96}\right)^2 \frac{7.3}{4.3} \right] + 2.7(26.41)\sqrt{2.11} \left(1 + 2\frac{a}{2.96}\right)}{1.47(11) \left[\frac{4.3}{11} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{2.96}\right) + \left(1 + \frac{a}{2.96}\right)^2 \right] + 2.5 \left(1 + \frac{a}{2.96}\right)^2}$$

En la siguiente tabla se presentan los factores de seguridad general contra la falla del frente, para las diferentes condiciones de análisis.

a (m)	FS_g (valores promedio de las propiedades mecánicas)	FS_g (valores promedio de las resistencias)
2.42	5.9	5.9
1.21	6.8	6.7

Los factores de seguridad son semejantes en relación con la manera en la que se calculó la resistencia de los prismas; asimismo son mayores que los mínimos requeridos ($FS_g > 2$).

5.3 Análisis del asentamiento superficial.

Curva de respuesta del suelo circundante. Los puntos O, L y F que definen esta curva se calculan de acuerdo con las expresiones 3.19 a 3.24, es decir:

- Punto O (condición geoestática); $p_o = \gamma_c H_o = 1.47(13.15) = 19.33 \text{ t/m}^2$
- Punto L (frontera del intervalo elástico);
 $p_{aL} = p_o (1 - \text{sen } \phi_c) - c_c \cos \phi_c = 19.33 (1 - \text{sen } 24.27) - 4.42 \cos 24.27 = 7.4 \text{ t/m}^2$
 $u_L = (p_o - p_{aL}) (1 + \nu) D / (2E_c) = (19.33 - 7.4) (1 + 0.35) * 4.3 / (2 * 1304.38) = 0.0265 \text{ m}$
- Punto F (zona de aflojamiento). Se calcula encontrando el mínimo de la presión de soporte calculada con la ec 3.24. La ec 3.23' se emplea para evaluar el radio plástico R_p y las ecs 3.21 y 3.22' para la deformación radial.

$$p_a = 0 \text{ a } 7 \text{ t/m}^2 \quad p_{a,\text{total}} = p_a + \gamma(R_p - r)\psi = p_a + 1.47(R_p - 2.15)0.7$$

$$R_p = r \left[(1 - \text{sen } \phi_c) \frac{p_o + c_c \cot \phi_c}{p_a + c_c \cot \phi_c} \right]^{\frac{1 - \text{sen } \phi_c}{2 \text{sen } \phi_c}} = 2.15 \left[(1 - \text{sen } 24.3) \frac{19.33 + 4.42 \cot 24.3}{p_a + 4.42 \cot 24.3} \right]^{\frac{1 - \text{sen } 24.3}{2 \text{sen } 24.3}}$$

$$u_i = r \left(1 - \sqrt{\frac{1}{1 + A}} \right) = 2.15 \left(1 - \sqrt{\frac{1}{1 + A}} \right)$$

$$A = 2 \frac{1 + \nu}{E_c} (p_o + c_c \cot \phi_c) \text{sen } \phi_c \left(\frac{R_p}{r} \right)^2 = 2 \frac{1.35}{1304.38} (19.33 + 4.42 \cot 24.3) \text{sen } 24.3 \left(\frac{R_p}{2.15} \right)^2 \text{ S}$$

ustituyendo datos se obtienen los puntos que definen el comportamiento plástico del suelo circundante (fig 5.4):

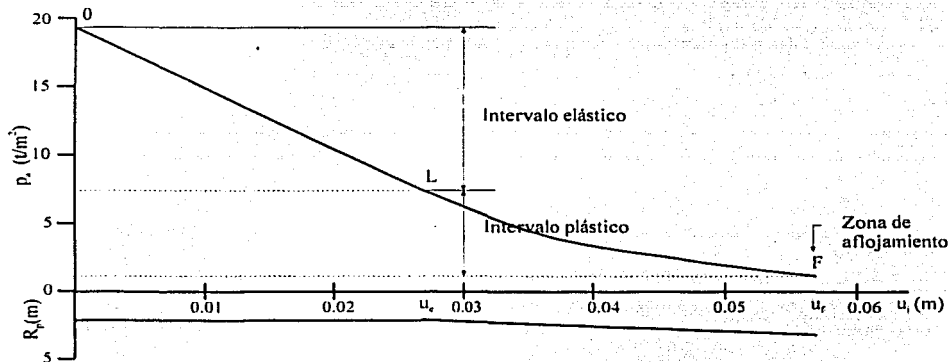


Fig 5.4 Curva de respuesta del suelo circundante

en donde:

p_a (t/m ²)	R_p (m)	$P_{a,total}$ (t/m ²)	u_i (m)
7	2.18	7.03	0.027
6.5	2.23	6.58	0.028
6	2.28	6.13	0.029
5.5	2.33	5.69	0.031
5	2.39	5.25	0.032
4.5	2.45	4.81	0.034
4	2.51	4.37	0.035
3.5	2.58	3.94	0.037
3	2.65	3.52	0.039
2.5	2.73	3.10	0.042
2	2.81	2.68	0.044
1.5	2.90	2.27	0.047
1	3.00	1.87	0.050
0.5	3.10	1.48	0.053
0	3.21	1.10	0.057

Estos datos definen la parte final de la curva característica del suelo a partir de la presión $p_{a,L}$, es decir, la correspondiente al intervalo plástico y al aflojamiento del suelo de la clave. Para definir el punto F se obtiene gráficamente el mínimo de la función $p_{a, total}$, obteniéndose; $p_{af} = 1.10$ t/m² y $u_f = 0.057$ m. Resumiendo la curva de respuesta o característica del suelo se construye con los puntos siguientes $p_{a0} = (0.0, 19.33)$ y $p_{af} = (0.0265, 7.4)$ y $p_{af} = (0.057, 1.10)$; la parte plástica de la curva se dibuja utilizando la $p_{a, total}$ (fig 5.4).

Curva de respuesta del revestimiento. Su construcción requiere los siguientes cálculos:

- curva de respuesta del cilindro del frente
- deformación radial de la periferia del túnel antes de colocar el revestimiento (u_{i0})
- curva de respuesta del revestimiento

a) Curva de respuesta del cilindro del frente. Comprende los siguientes pasos:

i) Calcular la capacidad de carga del prisma frontal (q).

$$q = 3.4c_f \sqrt{K_{pf}} - 0.5\gamma_f A = 3.4(26.41)\sqrt{2.11} - 0.5(1.6)(4.3) = 127 \text{ t/m}^2$$

ii) Calcular el valor de la abscisa u_{c0} , que representa la deformación del cilindro de suelo sujeto a una presión igual a la geostática (ec 3.29).

$$u_{c0} = \frac{(1 + \nu)\gamma H_0 D}{2E_f} = \frac{0.65(19.33)(4.3)}{2(6676.74)} = 0.0041 \text{ m}$$

iii) Dibujar la curva de respuesta del cilindro del frente (fig 5.5).

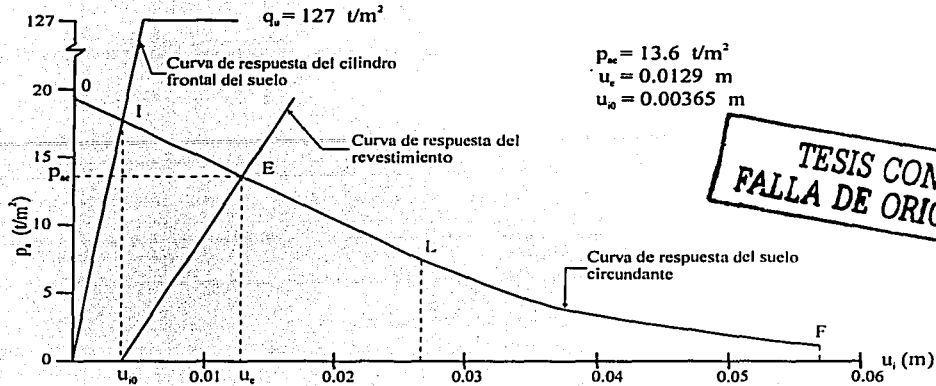


Fig 5.5 Interacción suelo-revestimiento

b) Deformación radial de la periferia del túnel antes de la instalación del revestimiento (u_{i0}). Superponiendo la gráfica de la respuesta del suelo y la del cilindro frontal se define el punto de intersección I (fig 5.5); la proyección de este punto en el eje de las abscisas define la deformación inicial, la cual es $u_{i0} = 0.00365 \text{ m}$.

c) Curva de respuesta del revestimiento. En principio se definen las características del revestimiento:

- resistencia a la compresión simple del concreto, $f_c' = 2500 \text{ t/m}^2$
- módulo de elasticidad del concreto, $E_c = 1.58 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
- relación de poisson del concreto, $\nu_c = 0.3$
- espesor del revestimiento, $t = 0.1$ a 0.2 m
- rigidez del ademe (cilindro de concreto), $k_c \text{ t/m}^2$ (Tabla E.1 ref 6)
- presión de máxima de soporte del ademe, $p_{sc,m\acute{a}x} \text{ t/m}^2$ (Tabla E.1)

$$k_c = \frac{E_c [r^2 - (r-t)^2]}{(1 + \nu_c) [(1 - 2\nu_c)r^2 + (r-t)^2]} = \frac{1.58 \times 10^6 [4.62 - (2.15 - t)^2]}{1.3 [0.4(4.62) + (2.15 - t)^2]}$$

$$p_{sc,m\acute{a}x} = \frac{1}{2} f_c' \left[1 - \frac{(r-t)^2}{r^2} \right] = \frac{2500}{2} \left[1 - \frac{(2.15 - t)^2}{4.62} \right]$$

sustituyendo valores se tiene:

t (m)	k_c (t/m^2)	$P_{sc, max}$ (t/m^2)
0.1	$8,39 \times 10^4$	112.96
0.15	12.89×10^4	167.75
0.2	17.58×10^4	221.19

Con los datos anteriores se construye la curva de respuesta del revestimiento, a partir del cálculo del desplazamiento radial del revestimiento para la condición geostática (γH_0). El desplazamiento se define como la suma de las deformaciones por compresión elástica, deflexión del revestimiento y asentamiento de las zapatas (ecs 3.25 y 3.26'):

$$u_{r, max} = \frac{p_0 D^2}{4tE_c} + \frac{0.5(1 - K_0)p_0(1 + \nu_c)D}{2k_c} + \frac{p_0 D}{E_f}$$

$$u_{r, max} = \frac{19.33(18.49)}{4t(1.58 \times 10^6)} + \frac{0.5(1 - 0.6)19.33(1.3)4.3}{2k_c} + \frac{19.33(4.3)}{6.68 \times 10^3}$$

sustituyendo datos:

t (m)	$u_{r, max}$ (m)
0.1	0.0131
0.15	0.0129
0.2	0.0127

Utilizando el revestimiento de concreto de 0.1 m de espesor para realizar el análisis de interacción suelo-estructura. En la fig 5.5 se muestra la curva del revestimiento desplazada horizontalmente la cantidad u_{i0} para la condición de análisis.

Presión de diseño del revestimiento. Superponiendo las curvas de respuesta del suelo y del revestimiento, esta última considerando el desplazamiento inicial u_{i0} , se obtiene el punto de intersección entre ellas (punto E, fig 5.5), que define la presión de diseño del revestimiento p_{ac} y la deformación radial generada en la periferia del túnel u_c , teniéndose:

$$p_{ac} = 13.6 \text{ t/m}^2$$

$$u_c = 0.0129 \text{ m}$$

$$u_{i0} = 0.00365 \text{ m}$$

El punto de intersección E se sitúa dentro del intervalo de comportamiento elástico del suelo.

Asentamiento superficial máximo. Se calcula con la siguiente expresión (ec 3.48);

$$\lambda_m = \frac{2\pi Du_e}{2H + D} = \frac{6.28(4.3)(0.0129)}{2(11) + 4.3} = 0.0132 \text{ m}$$

valor tolerable cuando existan construcciones o instalaciones susceptibles al asentamiento diferencial, sobre el eje del túnel, según lo indicado en la tabla 6.

5.4 Diseño del revestimiento único.

Estimación de la presión de diseño a largo plazo. La presión de equilibrio p_{ae} obtenida en el inciso anterior, toma en cuenta el período de construcción del túnel, después su magnitud cambiará progresivamente con el tiempo y alcanzará su estabilización a largo plazo en función del tipo de suelo y el cambio de las condiciones externas del túnel, tales como el nivel freático, las sobrecargas en superficie y las deformaciones inducidas en terrenos colindantes.

El túnel se encuentra alojado en su totalidad en el estrato de toba limo-arenosa cementada muy compacta. De acuerdo a las recomendaciones de la tabla 4, la presión de diseño del revestimiento a largo plazo será:

$$P_{vf} = 16.32 \text{ t/m}^2 \quad \text{y} \quad p_{hf} = 13.6 \text{ t/m}^2$$

Espesor de la bóveda de concreto lanzado. Se puede estimar con la ec 3.39:

$$t = \frac{F_c P_{vf} D}{2(0.8 f_c)} = \frac{3(16.32)(4.3)}{2(0.8)(2500)} = 0.053 \text{ m}$$

El espesor obtenido y comparándolo con el propuesto de 0.1 m se puede ver que se reduce en un 47 %, esto significa que únicamente se necesitan 0.053 m para que pueda soportar las presiones finales. Para darle una mayor seguridad a la bóveda, se deberá incrementar el espesor del revestimiento y para considerar los recubrimientos, el espesor total del revestimiento será: $t = 0.053 + 0.047 = 0.10 \text{ m}$.

Espesor de la cubeta. Considerando que la base del túnel quedara sobre basalto y escoria, y sujeto a su alta resistencia sólo se aumentara el espesor del recubrimiento en un 50 %. Por lo que el espesor del recubrimiento en la base del túnel quedara entonces:
 $t = 0.10 + 0.005 = 0.15 \text{ m}$.

Elementos mecánicos en el revestimiento. Considerando las condiciones de carga a largo plazo del revestimiento ($p_{vf} = 16.32$ y $p_{hf} = 13.6$ t/m²) se calculan los elementos mecánicos con las ecs 3.42 y 3.45.

$$K = \frac{p_{hf}}{p_{vf}} = \frac{13.6}{16.32} = 0.83$$

$$F = \frac{E_{suelo}}{E_{conc}} \left(\frac{r}{t} \right)^3 \left[\frac{2(1 - \nu_{conc}^2)}{1 + \nu_{suelo}} \right] = \frac{6.68 \times 10^3}{1.58 \times 10^6} \left(\frac{2.15}{0.1} \right)^3 \left[\frac{2(1 - 0.3^2)}{1 + 0.35} \right] = 56.65$$

$$C = \frac{E_{suelo}}{E_{conc}} \left(\frac{r}{t} \right) \left[\frac{(1 - \nu_{conc}^2)}{(1 + \nu_{suelo})(1 - 2\nu_{suelo})} \right] = \frac{6.68 \times 10^3}{1.58 \times 10^6} \left(\frac{2.15}{0.1} \right) \left[\frac{(1 - 0.3^2)}{1.35(1 - 0.7)} \right] = 0.204$$

$$M_i = \pm \frac{0.25(1 - K)}{F + 1} p_{vf} r^2 = \pm \frac{0.25(1 - 0.83)}{56.65 + 1} 16.32(2.15)^2 = \pm 0.057 \text{ t} \cdot \text{m} / \text{m}$$

$$N = \frac{p_{vf}}{2} \left(\frac{1 + K}{C + 1} \pm \frac{1 - K}{F + 1} \right) r = \frac{16.32}{2} \left(\frac{1 + 0.83}{0.204 + 1} \pm \frac{1 - 0.83}{56.65 + 1} \right) 2.15 = 26.67 \pm 0.052 \text{ t} / \text{m}$$

Los valores de los momentos flexionantes son bajos, el refuerzo de la sección de concreto lanzado corresponde al mínimo que se necesita por cambios de temperatura.

Conclusiones generales

- ✓ El mecanismo simplificado de estabilidad de túneles excavados en suelos, constituye una herramienta muy útil para resolver problemas de análisis y diseño de estas obras en los más de 120 Km de obras subterráneas realizadas para el sistema de drenaje y el Metro, en la ciudad de México, el cual se basa en la observación del comportamiento de túneles, de fallas ocurridas durante el proceso de construcción y modelos de laboratorio.
- ✓ La herramienta más utilizada en la excavación de túneles en suelos blandos (arcillas), sin duda alguna ha sido el escudo, el cual se ha venido modificando para resolver problemas cada vez más complejos en la ingeniería práctica. Su mecanización se ha requerido cada vez más para acelerar los trabajos de perforación y ademado.
- ✓ Para los suelos con capacidad de autoportarse durante un periodo de tiempo suficiente a la colocación del revestimiento, se pueden ejecutar otros tipos de procedimientos constructivos.

Conclusiones de los resultados obtenidos en el ejemplo ilustrativo

- ✓ En suelos cohesivo-friccionantes, el método de frente abierto y concreto lanzado se puede llevar a cabo con un avance de 1.2 m lo que nos da un factor de seguridad general $FS_g = 6.8$, para una cohesión promedio de 4.42 t/m^2 , en los tramos donde la cohesión disminuya o aumente el FS_g se verá alterado.
- ✓ Si se permitiera la saturación del estrato limo arenoso, ubicado sobre la clave del túnel la cohesión promedio ponderada hasta la altura Z_d , disminuiría a tal grado que podría conducir a factores de seguridad menores a 1, con lo cual el método FACOL no sería aplicable, siendo necesario usar un escudo de frente abierto. Para evitar la saturación se debe tener especial precaución en sellar toda clase de perforaciones verticales, a través de las cuales pueda establecerse la comunicación permanente de algún manto colgado o del nivel freático. Esta condición sería un problema para la operación y mantenimiento del túnel una vez terminado, porque se tendrían filtraciones y trabajos permanentes de impermeabilización.
- ✓ El valor de los asentamientos obtenidos son tan pequeños que aun teniéndose, construcciones o instalaciones susceptibles al asentamiento diferencial sobre el eje del túnel, no serían afectadas en su funcionalidad.

- ✓ Se ha diseñado un revestimiento único formado por una sola pieza, anillo circular de concreto lanzado y con un espesor: $t = 0.1$ m.

Conclusiones finales

- ✓ Un buen análisis y diseño del túnel debe ser siempre el objetivo del ingeniero en la práctica, para tomar en cuenta: el mínimo de costo y un buen funcionamiento durante su vida útil.
- ✓ El procedimiento constructivo estará sujeto al análisis obtenido previamente, y de ahí que el ingeniero, tome la mejor decisión para ejecutar la excavación.
- ✓ El uso de las computadoras hoy en día es necesario, para optimizar los análisis y así disponer de resultados de una condición de trabajo adoptada, la cual puede ser comparada con otra que probablemente, resulte ser la más desfavorable.

Referencias

- 1.- El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México
Simposio
10 de marzo de 1978
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C
- 2.- El Subsuelo de la Ciudad de México
The Subsoil of Mexico City
Raul J. Marsal y Marcos Mazari
Investigadores de la UNAM / Research Engineers of the University
UNAM Facultad de Ingeniería / School of Engineering
- 3.- Eleventh Nabor Carrillo Lecture
Undécima Conferencia Nabor Carrillo
E. Tamez 1992
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C
- 4.- Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos
International Conference of Soil Mechanics
Conférence Internationale De Mecanique des Sols
México
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C
Reunión Conmemorativa 1957 – 1982
- 5.- Ingeniería de Suelos en Las Vías Terrestres
Carreteras, Ferrocarriles y Aeropuertos
Alfonso Rico
Hermilo del Castillo
Limusa
- 6.- Diseño Geotécnico de Túneles
Tamez, E., Rangel, J.L. Holguín E
Primera Edición
TGC Geotecnia S.A de C.V México, 1997
- 7.- Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, A.C
Curso Victor Hardy 1998
Construcción
Profesor: Ing. Carlos Rene Saenz Fucugauchi
- 8.- Escudos y Topos, seminario Enero de 1986
Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, A.C

Bibliografía

- 1.- Ciencias de la Tierra
Una introducción a la Geología Física
Tarbuck y Lutgens
Prentice Hall
- 2.- Mecánica de Suelos
Tomo 1
Fundamentos de la Mecánica de Suelos
Juárez Badillo
Rico Rodríguez
Limusa
- 3.- Introducción a la
Mecánica de Sólidos
Egor P. Popov
Limusa
- 4.- Túneles
Planeación, Diseño y Construcción
Volumen 2
T. M. Megaw – J. V. Bartlett
Limusa

Agradecimientos

Al Dr. Rigoberto Rivera por su apoyo y disposición durante la elaboración de este trabajo, así como la aportación de sus valiosos conocimientos.

Al Honorable jurado.

A la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C

A la Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, A.C