

42  
20j



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

*“ESTUDIO GEOTECNICO DEL ESCUDO  
PRESURIZADO EN LAS ARCILLAS  
BLANDAS DEL VALLE DE MEXICO”*

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**I N G E N I E R O      C I V I L**  
P R E S E N T A:  
**M A R I A   L U I S A   D U R A N   S A L D I V A R**

MEXICO, D. F.

1987



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

INDICE

|  |    |
|--|----|
| <b>I.-ANTECEDENTES</b>   |    |
| 1.1) NECESIDADES DE DRENAJE PARA LA CIUDAD DE MEXICO ACTUALMENTE Y A FUTURO (PLAN MAESTRO DE DRENAJE) .....                          | 3  |
| 1.2) OTRAS HERRAMIENTAS EMPLEADAS PARA HACER TUNELES EN LA CIUDAD DE MEXICO (ESCUDO DE FRENTE ABIERTO, ESCUDO DE FRENTE CERRADO) ..  | 7  |
| 1.3) HERRAMIENTAS EMPLEADAS ACTUALMENTE PARA HACER TUNELES EN LA CIUDAD DE MEXICO (ESCUDO CON FRENTE DE LODO BENTONITICO) .....      | 12 |
| <b>II.-CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO.</b>   |    |
| 2.1)DESCRIPCION DE LA ZONIFICACION DEL VALLE DE MEXICO .....   | 16 |
| 2.2)ESTRATIGRAFIA PARTICULAR DEL SITIO .....   | 17 |
| 2.3)PROPIEDADES DEL SUBSUELO .....   | 19 |
| <b>III.-DESCRIPCION DEL SISTEMA EXCAVADOR</b>  |    |
| 3.1)INSTALACIONES EN SUPERFICIE .....  | 21 |
| 3.2)INICIO DE EXCAVACION Y CICLO DE TRABAJO .....  | 24 |
| <b>IV.-INSTRUMENTACION.</b>  |    |
| 4.1)IMPORTANCIA DE LA MEDICION EN TUNELES .....  | 29 |
| 4.2)BREVE DESCRIPCION DE ALGUNAS DE LAS MEDICIONES MAS UTILIZADAS, ASI COMO DE LOS MEDIOS DE INSTRUMENTACION QUE SUELEN UTILIZARSE . | 31 |
| <b>V.-ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL TUNEL (TEORICO-REAL)</b>   |    |
| 5.1) ASPECTOS GENERALES .....  | 35 |
| 5.2) TIPOS Y CAUSAS DE PRESION SOBRE TUNELES .....   | 38 |
| 5.3) ESTABILIDAD DEL TUNEL (TEORICA) .....   | 43 |
| 5.4) RESULTADOS DE LA INSTRUMENTACION .....  | 45 |
| <b>VI.-CONCLUSIONES</b> .....  | 48 |

I.- ANTECEDENTES.

1.1 NECESIDADES DE DRENAJE PARA LA CIUDAD DE MEXICO ACTUALMENTE Y A FUTURO (PLAN MAESTRO DE DRENAJE).

El Valle de México tiene una extensión de 9600 Km<sup>2</sup> de Noreste a Sureste mide aproximadamente 110 Km. Está limitado al Norte por las Sierras de Tepezotlán, Tezotlán y Pachuca, al Este por los planos de Apan y la Sierra Nevada, al Sur por las Sierras del Chichinautzin y del Ajusco y al Oeste por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo.

Debido a la orografía mencionada anteriormente se forma una cuenca cerrada sin salidas naturales para los escurrimientos que se generan dentro de la misma. Para comprender la necesidad de drenaje en la Ciudad de México, se analizarán las condiciones existentes; en lo referente al clima se considera como subtropical de altura, templado semiseco y sin estación invernal bien definida, la precipitación se presenta en un intervalo de Mayo a Octubre con una lámina promedio de 700 mm, aproximadamente, sin embargo la precipitación ocurre en un número muy reducido de tormentas, lo cual ocasiona que sea desfavorable su control y aprovechamiento, por lo tanto es posible que en una sola tormenta aporte del 7-10% de la lluvia media anual (de este volumen, más del 50% se precipita en tan solo 30 min, lo cual provoca grandes avenidas).

Con el transcurso del tiempo los habitantes han modificado la cubierta vegetal, las zonas de recarga han disminuido debido a la creciente urbanización, por consiguiente se aprovecha una pequeña parte del agua superficial, otra cantidad se regula mediante presas y el resto se desaloja fuera de la cuenca.

Debido a la concentración de población existente es necesario un gasto de agua potable de 56 m<sup>3</sup>/s., el cual produce 40 m<sup>3</sup>/s. de aguas negras. De el gasto de lluvia media anual, equivalente a 213 m<sup>3</sup>/s. se estima que 171 m<sup>3</sup>/s. se evapotranspiran (no son susceptibles de aprovechamiento), 23 m<sup>3</sup>/s. recargan el acuífero y 19 m<sup>3</sup>/s. escurren superficialmente; de estos últimos se regulan 3 m<sup>3</sup>/s. para su aprovechamiento y se desalojan del Valle los 16 m<sup>3</sup>/s. restantes para evitar inundaciones, generando en algunas ocasiones escurrimientos instantáneos que han alcanzado hasta 250 m<sup>3</sup>/s. (provocando inundaciones).

Además del problema del desalojo de las aguas negras y pluviales, existen otros como: la sobreexplotación de los acuíferos del Valle de México, el crecimiento urbano sin control y el manejo inadecuado del suelo que dan como consecuencia un incremento del asentamiento residencial, lo cual a producido una notable pérdida en la eficiencia del

sistema de drenaje.

Sin embargo por su situación geográfica (es una cuenca cerrada), desde su fundación por los aztecas se han presentado problemas a causa de las inundaciones.

En 1449 el rey de Texcoco, Nezahualcōyōtl, construyó la primera obra, masna de defensa, un dique de 16 Kms. de longitud, desde el Cerro de la Estrella en Iztapalapa hasta Atzacualco, pasando por el Cerro del Peñón, para proteger a la población de las aguas procedentes del lago de Texcoco; en aquél entonces el lugar más bajo del Valle hacia el cual escurrían las caudalosas aguas procedentes del Norte. Este dique separaba la laguna de México de agua dulce y la de Texcoco constituida con agua salobre. Posteriormente se construyeron los diques de Cuicláuac y Mexicaltzingo que controlaban las aguas fluviales del sur, procedentes del lago de Chalco y el de Xochimilco.

En la época Virreinal se construyeron más diques y debido a las inundaciones, de 1604 y 1607 motivadas principalmente por los escurrimientos del Río Cuautitlán al Norte de la cuenca, se empieza a buscar una solución para abrir la cuenca natural cerrada del Valle de México. Una de las soluciones propuestas es la construcción de túneles y es el cosmógrafo alemán Enrico Martínez quien construye el Socavón de Nochistongo al Noroeste de la cuenca, por el cual fueron desviadas las aguas del Río Cuautitlán en 1608. El Socavón de Nochistongo tenía aproximadamente 7 km de longitud y 10.5 m<sup>2</sup> de sección recta, realizado en escasos 11 meses con la participación de 60 000 indios. El ataque se hizo desde 42 lumbreras, la más profunda de 46 m. Los terrenos excavados fueron los de la serie Nochistongo, constituidos por tobas arcillosas y calcáreas, del tipo de las margas, a veces con capas de arenas intercaladas. Por razones económicas y políticas que impidieron proveer los fondos para revestir el túnel y evitar los derrumbes de la obra fué quedando prácticamente inservible con el transcurso de los años. Más de un siglo después, en 1789, este túnel o socavón se convirtió en un tajo a cielo abierto, que conectado a tajos que se habían construido a su entrada y salida desde el primer proyecto, formó el llamado Tajo de Nochistongo que aún hoy opera como una de las salidas artificiales del Valle de México.

En 1856 ante los continuos problemas de inundaciones, se buscó dar una salida adicional a las aguas y así se inició la construcción del Gran Canal y el primer túnel de Tequisquiác, terminándose en Marzo de 1900, constituyendo la segunda salida de las aguas de la cuenca. Posteriormente entre 1940 y 1952 se construyó el nuevo túnel de Tequisquiác para auxiliar el desasue del Gran Canal. Todas las obras de desasue construidas en aquellas épocas incluyendo el Gran Canal y los Túneles de Tequisquiác, se proyectaron para trabajar por gravedad y así lo hicieron originalmente; sin embargo, la perforación y explotación de numerosos pozos de agua urbanos provocaron el hundimiento general del Valle, que aún continúa.

Dicho hundimiento que empezó a observarse desde principios del siglo XIX y que en la década de los 50's se aceleró, ha provocado que algunos puntos de la ciudad se encuentren hundidos más de 8 m., con lo cual se transformó la red de alcantarillado invirtiéndose las pendientes hidráulicas de proyecto.

Esta situación provocó nuevas inundaciones en la Ciudad que obligaron a las autoridades a instalar costosas estaciones de bombeo, que aún están operando, para elevar y desalojar las aguas servidas de la Ciudad.

En 1961 se inician los trabajos del nuevo sistema de drenaje profundo comenzando con el Interceptor y Emisor Poniente, que consta de un Túnel de 15 km., que descargan en el Vaso del Cristo y un Canal que lleva las aguas al lago de Zumpango de donde se envían al Tajo de Nochistongo.

Por su parte el Sistema de Drenaje Profundo consistió originalmente en dos Interceptores, el Central y el del Oriente que después de atravesar la ciudad de Sur a Norte se unen en un Emisor de 50 km de longitud, que permitiría llevar el agua por gravedad al Río del Salto, afluente del Río Moctezuma, cerca de la población de Tula (fig I-1).

El 17 de Marzo de 1967 se inician los trabajos de este sistema de Drenaje Profundo con la excavación de lumbreras. A mediados de 1974 se recibe la orden de construir una serie de obras complementarias, que son: El Portal de Salida, la captación de los Colectores Río Consulado, Cuicláhuac, Fortuna, Río de los Remedios, Río Tlalnepantla y Río San Javier, así como la captación del gran canal y las lumbreras OA y OB para el manejo de las compuertas de control.

Todas estas obras comenzaron a operar el 9 de Junio de 1975 con lo cual el Sistema entraba en operación con 50 km de túnel del emisor de 6.5 m. de diámetro y 18 kms. de túneles de Interceptores central y Oriente de diámetro interno de 5 m.

En 1977 se reinician los trabajos con la continuación hacia el sur del Interceptor Central y en 1978 se inicia la construcción del Interceptor Centro-Poniente, diseñado para solucionar el drenaje en las colonias Azcapotzalco, Clavería, Anzures y Polanco entre otras, y además aliviar el Interceptor del Poniente beneficiando con esto la zona Sur-Poniente de la ciudad.

En 1982 se termina la prolongación del Interceptor Central hasta la lumbrera No.6 situada en la esquina que forman las avenidas de Alvaro Obregón y Cuauhtémoc. Por lo que de 1977 a 1982 se amplía este Interceptor en 5.6 Km. y se captan los colectores Central, Humboldt y Héroes, aliviando la zona del centro de la ciudad y las colonias

Guerrero, Perisvillo, Buenavista y Tlatelolco entre otras.

Para finales de 1983 se termina la construcción del Interceptor Centro-Poniente adicionando 16.5 Km. de drenaje de 4 m. de diámetro al sistema.

Dentro los planes a futuro estan: Prolongar el Interceptor Central continuando por el Centro-Centro y posteriormente excavando el último tramo de Interceptor Oriente; de esta manera se aliviara principalmente a los Rios Churubusco y la Piedad, así como el Canal Nacional. Por otro lado, se ampliara el interceptor Oriente en un tramo Paralelo al Gran Canal y se complementara de esta manera las zonas Sur y Sur-Oriente. Por último se continuara el Interceptor Centro-Poniente hasta la altura de Ciudad Universitaria y se prolongara el Interceptor Central hasta el Rio Churubusco.

Por lo que respecta a la porción Norte de la zona, la cuál presenta un gran déficit de drenaje, se resolverá cuando entre en operación el Colector Semiprofundo Iztapalapa, que descargará al Rio Churubusco mediante una planta de bombeo con capacidad de 20 m<sup>3</sup>/s.

## 1.2 HERRAMIENTAS EMPLEADAS PARA HACER TUNELES EN LA CIUDAD DE MEXICO (ESCUDO DE FRENTE ABIERTO, ESCUDO DE FRENTE CERRADO)

Durante los últimos años y en base a una serie de estudios, se tiene como solución óptima la construcción de obras subterráneas, las cuales aparentemente son costosas, sin embargo, este criterio tiende a cambiar a medida que se profundizan los aspectos económicos que intervienen dentro de la toma de decisiones de una obra subterránea. Para la excavación de túneles en suelos como los de la zona de transición y del lago, se han desarrollado métodos o procedimientos constructivos con herramientas y equipos cada vez más efectivos. Una de las herramientas a usar es el Escudo, el cuál es una pieza cilíndrica de metal rígido cuyo perímetro reproduce la forma del túnel que se desea excavar. Su función principal consiste en resistir las presiones que ejerce el terreno mientras se efectúa el montaje del revestimiento primario dentro de esta protección. La idea básica del Escudo es que el proceso de excavación y la colocación del ademado deben dividirse en etapas cortas de tal forma que las operaciones sean simultáneas. Los Escudos ofrecen las siguientes ventajas: R2

- La excavación del túnel puede hacerse a sección completa.
- Ofrece un soporte constante al terreno, en todas direcciones.
- Facilita el trabajo de construcción y proporciona seguridad a los trabajadores.
- Reduce los asentamientos en superficie al evitar deformaciones excesivas al terreno.

La parte principal de la estructura del Escudo recibe el nombre de Camisa o Forro, y está constituida por placas de acero, que unidas entre sí le dan la forma deseada (por lo general cilíndrica). La Camisa o Forro a su vez se divide en 3 partes:

1) La Cuchilla Cortadora o Cachucha, colocada en el extremo delantero de la Camisa y cuyo diámetro es ligeramente mayor al del escudo con el objeto de disminuir las presiones del suelo. Tiene la capacidad de penetrar en el suelo blando bajo el impulso de una serie de gatos hidráulicos apoyados contra el revestimiento primario (anillo de dovelas). Esta sumamente reforzado, generalmente con piezas fundidas para formar la cara de corte y su rigidéz interna se incrementa con anillos atezadores.

Las funciones que tiene son:

- a) Facilitar uniformemente el avance y conducción del cuerpo del escudo cortando el frente y proveer una distribución hasta donde sea posible, de las presiones inducidas que lo empujan hacia atrás.

b) Proteger a los trabajadores que realizan la excavación además de proporcionar un soporte continuo al frente.

2) El Tronco, parte intermedia de la Camisa, sirve para alojar la maquinaria que permite impulsar hacia adelante el Escudo, tales como sats hidráulicos, tableros de operación, plataformas de trabajo montadas sobre postes atezadores, etc.

3) La cubierta trasera del escudo se conoce con el nombre de "Faldón". Está diseñado de tal manera que puede soportar las presiones verticales ejercidas por el terreno. Es en esta parte donde se realizan las maniobras necesarias para ir colocando el revestimiento prefabricado del túnel a medida que avanza la excavación. Algunos diseñadores piensan que el Faldón debe cubrir el ancho de dos anillos completos más unos cuantos centímetros del tercer anillo. Sin embargo deben considerarse que las secciones del Faldón largo pueden deformarse fácilmente.

En el esquema I-2 se muestran las componenetes del escudo.

La estructura total del equipo del Escudo se complementa con maquinaria especial para la excavación, rezasa y transporte del material, así como el equipo de montaje e inyección.

El Escudo está equipado con plataformas de rastras en las cuales están colocados: un brazo erector, bombas para proporcionar el flujo hidráulico a los sats, equipo hidráulico de emergencia y el control eléctrico para la operación del equipo, incluyendo un transformador de energía eléctrica.

El movimiento del escudo de frente abierto se efectúa por medio de sats hidráulicos colocados en la estructura, que reaccionan contra los anillos del revestimiento del túnel, previamente armados. El número de sats de empuje, depende de las dimensiones del Escudo y su capacidad; en la fig. I-3 se observa su colocación. Para mover el escudo se deben vencer las siguientes fuerzas:

- a) La fricción del terreno y la superficie exterior de la Camisa del Escudo.
- b) La fricción en el anillo de dovelas en el Faldón del Escudo.
- c) La resistencia del terreno que no ha sido excavado en el frente del Escudo.

Ver figura I-4.

La distribución de los sotos de empuje es simétrica con respecto a un eje vertical, pero con respecto al horizontal, presenta una mayor concentración en la parte inferior, con el objeto de contrarrestar la tendencia de los Escudos a inclinarse hacia adelante, (fis. I-3).

El mejor método para soportar el frente mientras el escudo avanza, es mediante sotos frontales que ejerzan una presión constante. Estos sotos frontales deben llesar más allá de la cara de corte y su carrera debe de ser, al menos, igual al ancho de un anillo de dovelas (fis. I-5).

El procedimiento constructivo consiste principalmente en un ciclo de trabajo, cuyo proposito es seguir la secuencia definida de las actividades siguientes :

- 1) Excavación
- 2) Ademe del frente
- 3) Bajar la compuerta o mampara de rezasa
- 4) Rezasa
- 5) Levantar compuerta o mampara de rezasa
- 6) Empuje del escudo y topografía
- 7) Limpieza de la plantilla
- 8) Colocación de segmentos o dovelas
- 9) Apretar tornillos entre dovelas

La excavación se realiza en el frente mediante el uso de un martillo neumático, brazos excavadores u otro tipo de herramienta adecuada. Normalmente el frente se divide en tantas partes como plataformas permita tener las dimensiones del escudo. Cada parte se "banquea" de arriba hacia abajo en una profundidad equivalente a un empuje. Además, se ejecuta una ranura en forma de punta de flecha de 60 a 80cms. de profundidad y de 20 a 40 cms. de ancho en la clave, para facilitar el avance del escudo. El material "banqueado", cae a la parte inferior del Escudo en el tramo del "tronco" donde es retenido por la mampara como, se muestra en la figura. Esta operación se inicia al terminar un empuje del escudo y es simultánea a la colocación del último anillo de dovelas. El ademado del frente consiste en colocar tableros de madera inmediatamente después de terminar el banqueo de cada parte. Los tableros son detenidos por los sotos frontales que el escudo lleva en la parte delantera. Estos sotos tienen además la cualidad de retraerse automáticamente al avanzar el escudo, manteniendo una presión constante en el frente de ataque. Después de haber realizado el ensamble del último anillo de dovelas la excavación y el ademe frontal, se inicia la extracción del material cortado. Primeramente se baja la compuerta o mampara, que retiene a los escombros y después se permite el acceso a una máquina rezasadora con banda transportadora, la cuál deposita el material en vasonetas, que arrastradas por una locomotora diesel, se encarsan de transportarla a la lumbrera, posteriormente la rezasa es elevada a la superficie por medio de un malacate y es depositada en una tolva, hasta donde llesan los camiones de volteo encarsados de acarrear los

escombrus a la zona de tiro eleada.

Terminadas las excavaciones, el ademe del frente y la rezasa se sube la compuerta o mampara, con el objeto de impedir que el suelo que se desprenda del frente, durante el empuje caiga dentro de la zona del Faldón, donde se hará la colocación del siguiente anillo. Acto continuo se accionan los sotos de empuje y se hace avanzar el escudo hincándolo en forma de cuña en el terreno. Los sotos frontales permanecen presionando el suelo del frente debido a la acción automática de retracción que poseen.

Dentro del ciclo de trabajo es considerada la topografía, dado que en cada avance es necesario asegurar que, tanto el alineamiento como la pendiente son correctos.

Este tipo de Escudo ha sido empleado, en la construcción de interceptores del Sistema de Drenaje Profundo del Distrito Federal. En el Interceptor Central se usó un escudo de diámetro igual a 6242 mm, longitud igual a 6340 mm, con 26 sotos de empuje (10 en la parte superior y 16 en la inferior, 15 sotos frontales (9 superiores, 6 inferiores). Cada soto tiene una capacidad de empuje de 150 TON (capacidad total de empuje=3900 TON). La longitud de el Faldón es de 1765 mm, y de la cachucha es 775 mm.

En el Interceptor Central se há obtenido un avance máximo mensual de 180 m., el máximo diario de 9 m. y como promedio general 5.5 m/día.

Para suelos de extrusión rápida, es preferible usar el Escudo de Frente Cerrado, el cuál aprovecha la manejabilidad que poseen las arcillas muy blandas, limos muyblandos y suelos altamente orgánicos.

El Escudo de Frente Cerrado tradicional, tiene en su frente de ataque una estructura metálica, la cuál está compuesta de viguetas de acero en forma de rejillas cubiertas con Placas dobles y que funcionan como compuertas de suillotina (fig. I-6). El ciclo de Trabajo consiste en:

- Empuje del escudo
- Accionamiento de compuertas
- Rezasa
- Erección de dovelas
- Apretar tornillos entre dovelas

El empuje se realiza por la simple acción de expansión de los gatos hidráulicos que se apoyan en el último anillo del revestimiento primario colocado.

Conforme el escudo avanza, las compuertas de las ranuras frontales se abren para permitir el flujo de material hacia el interior. Cuando ya ha penetrado el volumen teórico de excavación por empuje, las compuertas se vuelven a cerrar impidiendo el flujo de material (fig. I-7).

Simultáneamente a la operación de las compuertas, un cargador de conchilones se encarga de recolectar el material que ha penetrado y conducirlo a través de una banda transportadora a los botes para rezasa, los cuales llevan el material hasta la lumbrera.

Una vez terminada la expansión de los gatos de empuje del escudo, se procede a retraerlos uno por uno para dar espacio a la colocación de las dovelas siguiendo el mismo procedimiento que en el escudo de frente abierto.

1.3) HERRAMIENTAS EMPEADAS ACTUALMENTE PARA HACER TUNELES EN LA CIUDAD DE MEXICO

(ESCUDO CON FRENTE DE LODO BENTONITICO).

Debido a la inconveniencia de someter al personal de trabajo a presiones de aire excesivas y a los problemas constructivos que se presentan, se han realizado investigaciones con el objeto fundamental de conservar el frente presurizado (estabilizado) permitiendo la excavación de suelos, sean granulares o arcillosos y dejando el resto del túnel a la presión atmosférica normal, lo cual ha dado como consecuencia la utilización de las siguientes máquinas:

- 1) Escudo lodero (Slurry Shield) en Japón.
- 2) Máquina tuneladora con bentonita (Bentonite Tunnelling Machine) en Inglaterra.
- 3) Hidroescudo (Hydroshield) en Alemania.

y la mas reciente:

- 4) Escudo de presión balanceada de tierra (Earth Pressure Balanced Shield) en Japón.

A los Japoneses se les considera el crédito de haber introducido y aplicado en 1961 el principio de estabilizar el frente de un túnel en construcción, la empresa Mitsubishi Heavy Industries, construye dos escudos de frente presurizable, el primero de 3.1m de diámetro que sirve para construir un túnel de 50 m. de longitud alcanzando un rendimiento máximo de 3.6 m/día y el segundo de 3.0 m. de diámetro que se utiliza como cabeza de corte en la variante de tubos empujados. Posteriormente, entre Mayo de 1969 y Agosto de 1971 se excava con gran éxito el doble túnel Haneada, de 855 m. de longitud para la línea de ferrocarril Tokio-Chiba, utilizándose un escudo de 7.3 m. de diámetro.

En 1964, los consultores ingleses de la firma Mott Hay y Anderson consiguen una patente sobre un proceso de tuneleo con bentonita, cuyos derechos de uso fueron adquiridos posteriormente por la Corporación Nacional para Investigación y Desarrollo de Inglaterra.

En 1971 se le dá un contrato a Edmund Nuttall LTD quienes apoyados en Robert L. Priestley LTD, fabrican un prototipo de la máquina con 4.1 m. de diámetro, la cual en Julio de 1972 entra en funciones

excavando un túnel experimental de 140m de longitud, en suelos granulares, con avances reportados de 4m por turno de 8 horas.

Es conveniente mencionar que en 1967, el gobierno de la ciudad de México compra a Inglaterra tres escudos de 6.2 m. de diámetro con frente presurizable y estrella cortadora, para excavar los Interceptores Central y del Oriente del Drenaje Profundo, los cuales por varios motivos técnicos no cumplen eficientemente con su cometido.

Los Alemanes en 1974 ponen a funcionar con éxito su sistema Hidroschild, el cual incluye un colchón de aire para controlar la presión del líquido de soporte (bentonita), independizando los controles de flujo y presión.

El diámetro de la primera máquina utilizada es de 4.5 m.; tiene una estrella cortadora de 6 brazos a el frente, y logra excavar exitosamente 4.6 kms. de túneles para drenaje en Wilhelmsburg, Hamburgo. Como medida de seguridad adicional se usa aire comprimido para reducir riesgos en el túnel.

Finalmente los Japoneses en 1978 presentan el nuevo concepto de Presión Balanceada de Tierras, el cual es exportado en 1981 y es utilizado por primera vez en San Francisco, EUA, para la construcción de un túnel de 915 m de longitud, empleando una máquina de 3.7 m. de diámetro.

El desarrollo de la tecnología tunelera mundial, no pasa desapercibido en México (en especial la relativa a suelos inestables) debido a que se contempla resolver el problema de tunelaje en suelos blandos para el drenaje profundo del Oriente de la ciudad de México.

En 1980 se pide construir a Japón un escudo presurizado para la ciudad de México, con un diámetro de 4 m.. El escudo es entregado en 1981 y por motivos presupuestales inicia sus operaciones el 14 de Junio de 1984. El escudo presurizado adquirido por México, combina varios principios ingenieriles como son:

- a) Aplicación del efecto estabilizador de los lodos (bentoníticos) en perforaciones de pozos petroleros, zanjas para muro ademe, etc.
- b) Transporte de sólidos por tubería en sistema de drenado portuario o fluvial.
- c) Sedimentación y tratamiento de sólidos en estanques de gran capacidad, comunes en plantas beneficiadoras de mineral, potabilizadoras, etc.

El escudo presurizado esta compuesto por (fig.I-8):

A) ESTRUCTURA METALICA, cilindrica de 4.0 m. de diámetro y 6.3 m. de longitud, con un mamparo estanco cercano al frente, el cuál limita la cámara presurizada, diseñada para soportar 3 kg/cm<sup>2</sup> de presión.

B) AGITADORES, en la parte inferior de la cámara presurizada, los cuales giran entre 0 y 50 rpm para desmenuzar y homogeneizar el lodo de extracción.

C) SELLOS DEL FALDON, colocados en la parte posterior del escudo, evitando que el fluido presurizado externo penetre al interior del endovelado.

D) GATOS DE EMPUJE, en número de 16, con capacidad combinada de 1600 TON, para el avance y guía del escudo, según muestra la fig. I-9.

E) CORTADOR, alojado en el frente de la máquina, es un disco ranurado, con compuertas cerrables a voluntad, que gira a 1.1 o 1.6 rpm en uno u otro sentido, pudiendo simultaneamente deslizarse 0.35 m. respecto a la carrocería de la máquina, llegando a sobresalir hasta 0.10 m. respecto a el borde de ataque, contando para ello con un sato anular de 240 TON de capacidad. El cortador gira gracias a un sistema de transmisión accionado por 4 motores electricos de 40 HP cada uno.

F) EL ANILLO ERECTOR, con velocidad de 0 a 1.5 rpm con suficientes movimientos en sus ejes para tomar y posicionar correctamente las dovelas de concreto de 1 m. de ancho y casi 0.18 m. de espesor.

G) EL SISTEMA DE BOMBEO DE LODOS, el cuál se inicia con la bomba F1 de 60 HP, de velocidad variable, con 0.24 m. de diámetro (8") y sasto máximo de 3.4 m<sup>3</sup>/minuto. La extracción de lodo, procedente de la cámara frontal presurizada se hace con una bomba F2 de 100HP, también de velocidad variable, con 0.15 m. de diámetro (6") y sasto máximo de 3.4 m<sup>3</sup>/min. Las bombas restantes, trasladan el fluido extraído, a través del túnel para su expulsión a los estanques en superficie, su potencia es de 60 HP, su veocidad es fija, tiene 0.15 m. de diámetro (6") y sasto de 3.4 m<sup>3</sup>/min.

H) CASETA CENTRAL DE CONTROL (fig I-10), está ubicada en la superficie del terreno, cerca de la boca de la lumbrera y permite realizar el control detallado de las bombas de lodo, conservando la presión de diseño en el frente del escudo; Rastrea además las funciones vitales de la máquina tuneladora y puede en su caso efectuar el paro de emergencia del sistema completo. También controla el manejo del lodo procedente del túnel, a través de los diferentes estanques de sedimentación en superficie, definiendo el momento oportuno en que deben desecharse los lodos pesados y sustituirse con lodos ligeros preparados con agua tratada y lodo bentonítico desarenado procedente de la excavación.

I) TREN DE EQUIPO, (fig I-11), arrastrado por el escudo y en el cuál

se incluye : La cabina del operador, unidad de válvulas, tablero eléctrico y de tele control, bomba de descarga P2, transformador eléctrico, cable eléctrico alimentador y tubos telescópicos.

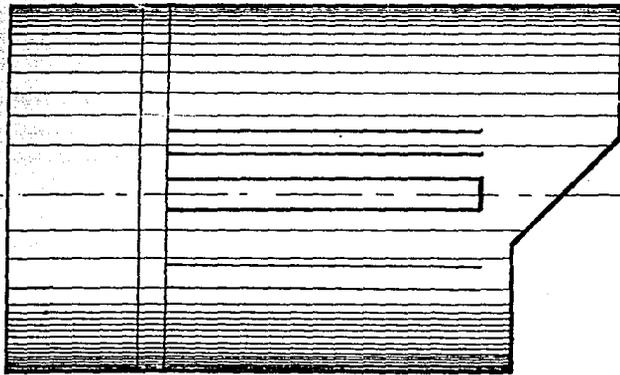


" TRONCO "

FALDON

PARTE CENTRAL

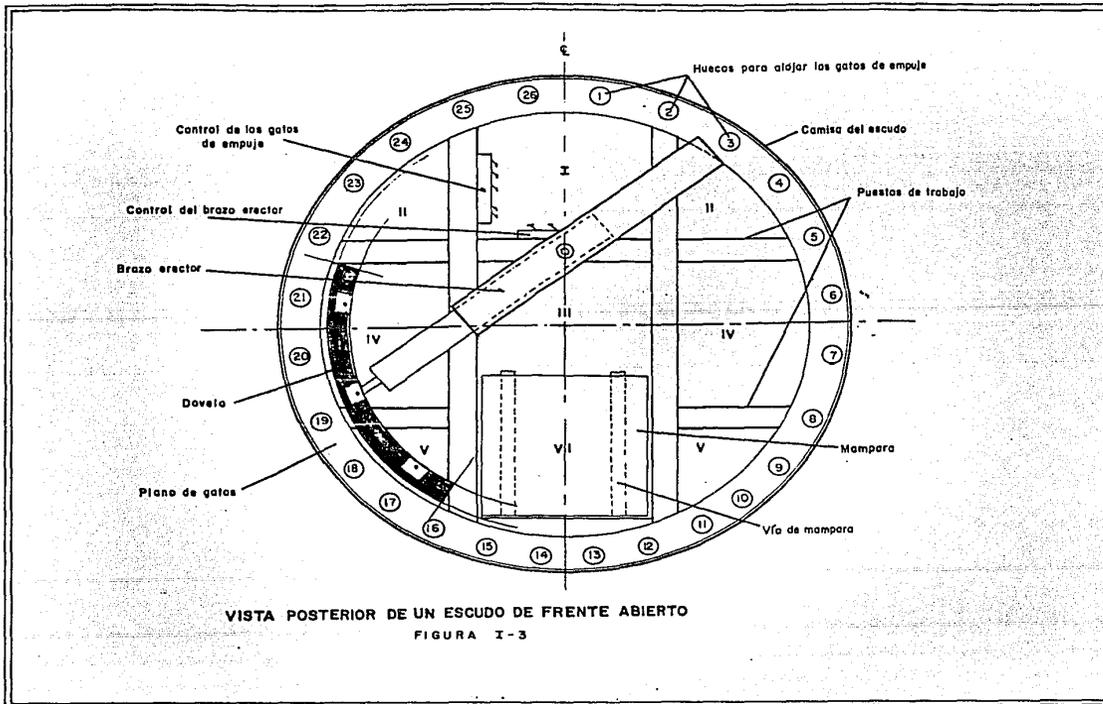
CUCHILLA  
CORTADORA

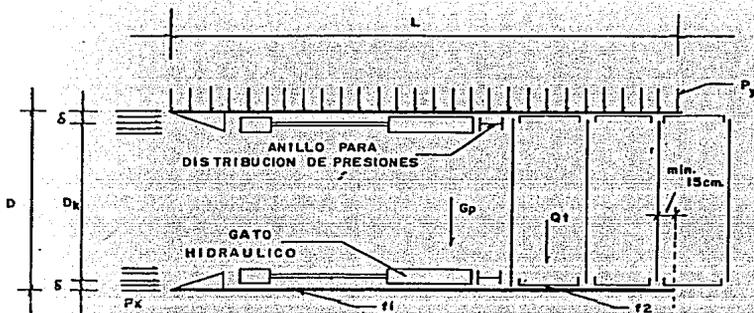


F

PARTES DEL CUERPO DEL ESCUDO.

FIGURA I-2

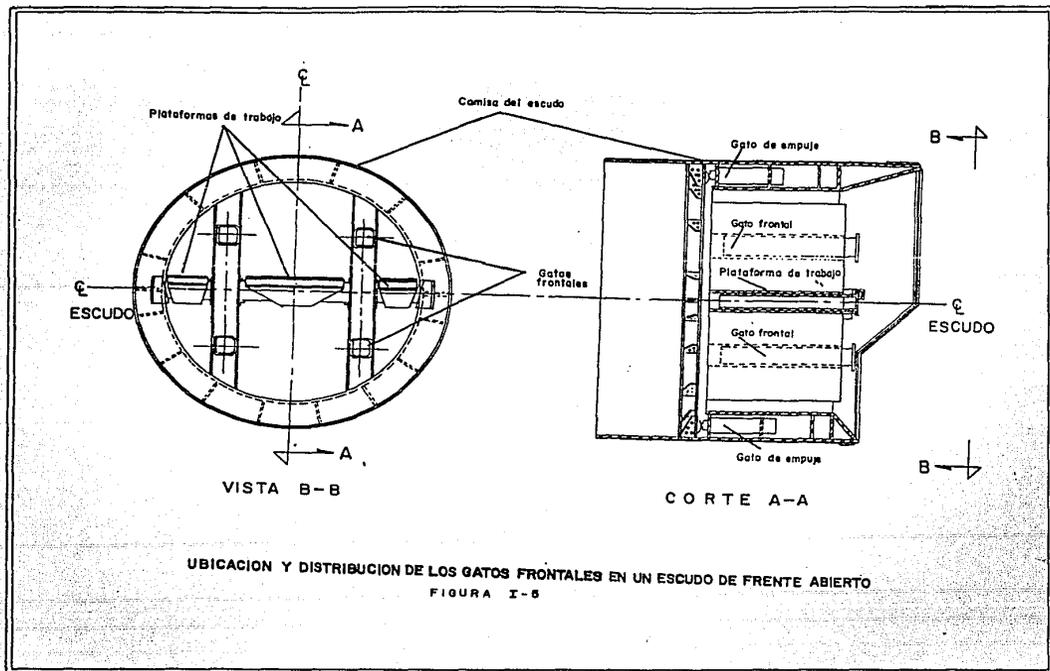


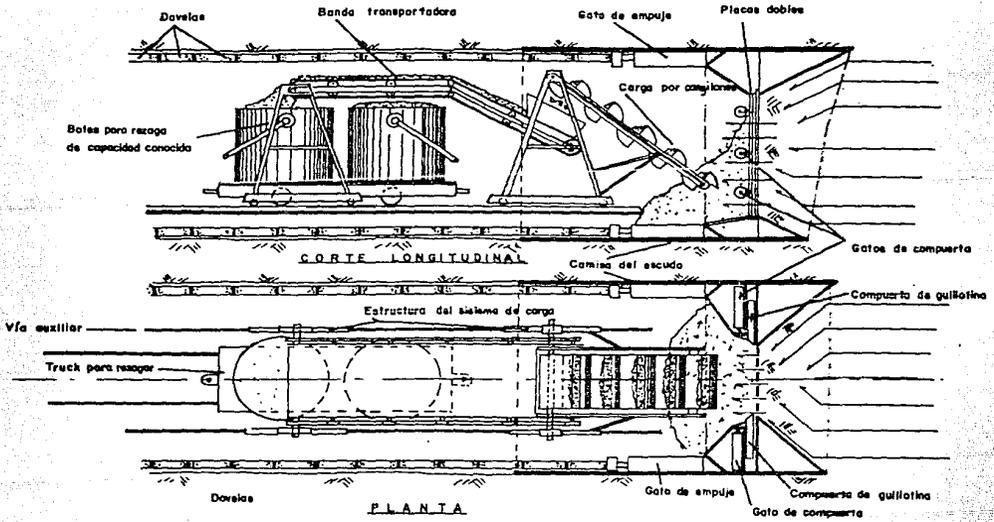


**FUERZAS RESISTENTES AL EMPUJE  
DEL ESCUDO.**

- $P_y$  Presión vertical del terreno
- $P_x$  Presión horizontal del terreno
- $L$  Longitud del escudo
- $D$  Diámetro del escudo
- $G_p$  Peso del escudo
- $f_1$  Coeficiente de fricción entre la camisa del escudo y el terreno
- $Q_1$  Peso de los segmentos erigidos en el faldón del escudo
- $f_2$  Coeficiente de fricción entre la camisa y los segmentos
- $D_k$  Diámetro del escudo medido al centro de las líneas de la cara de corte
- $\delta$  Espesor de la cara de corte

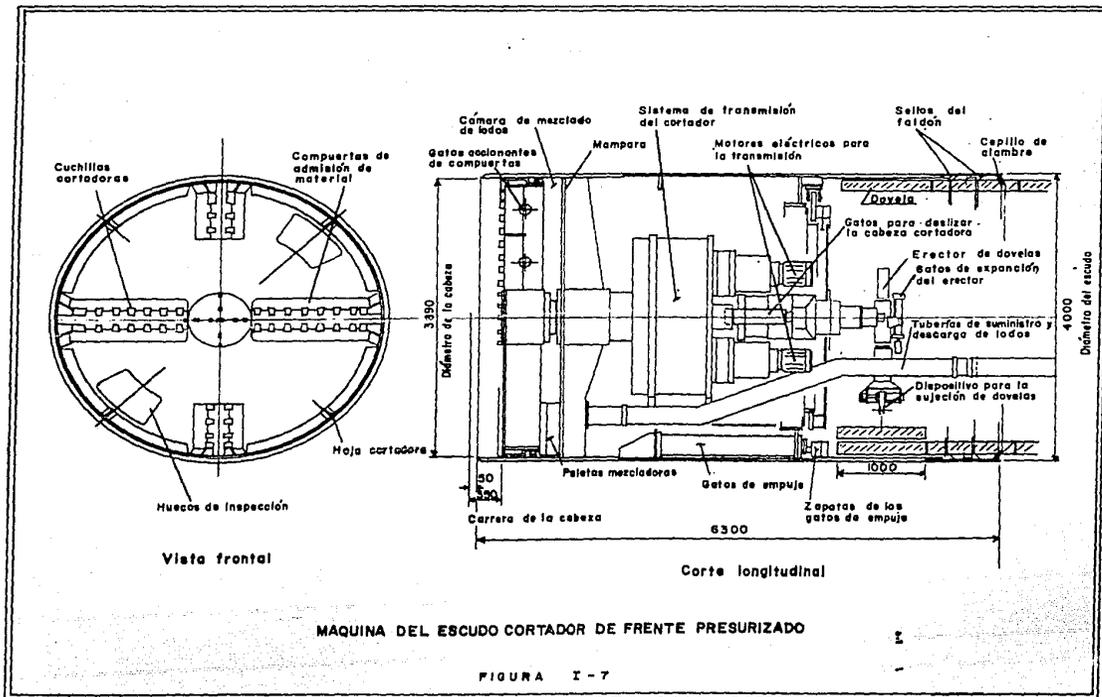
FIGURA I - 4

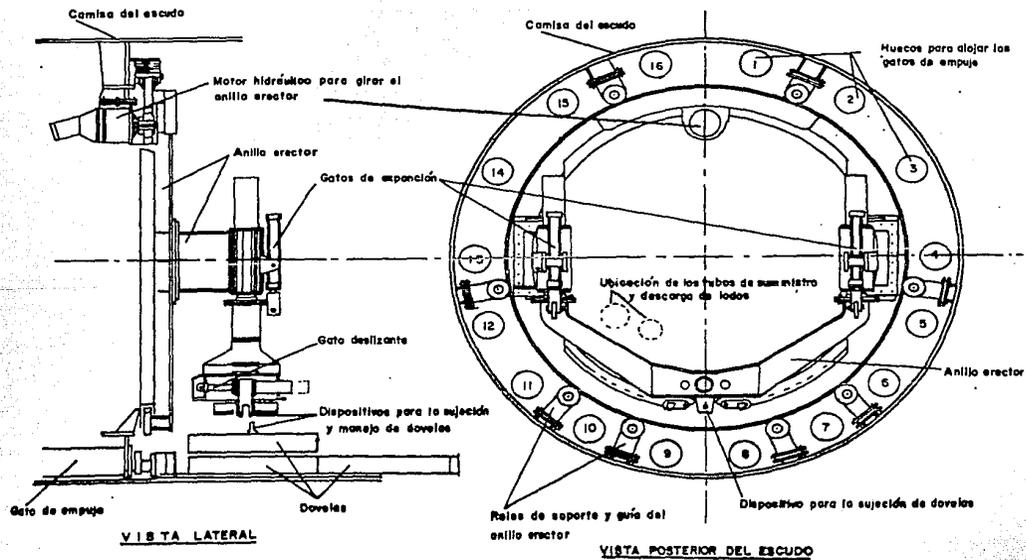




ESCUDO DE FRENTE CERRADO Y EQUIPO DE REZAGA

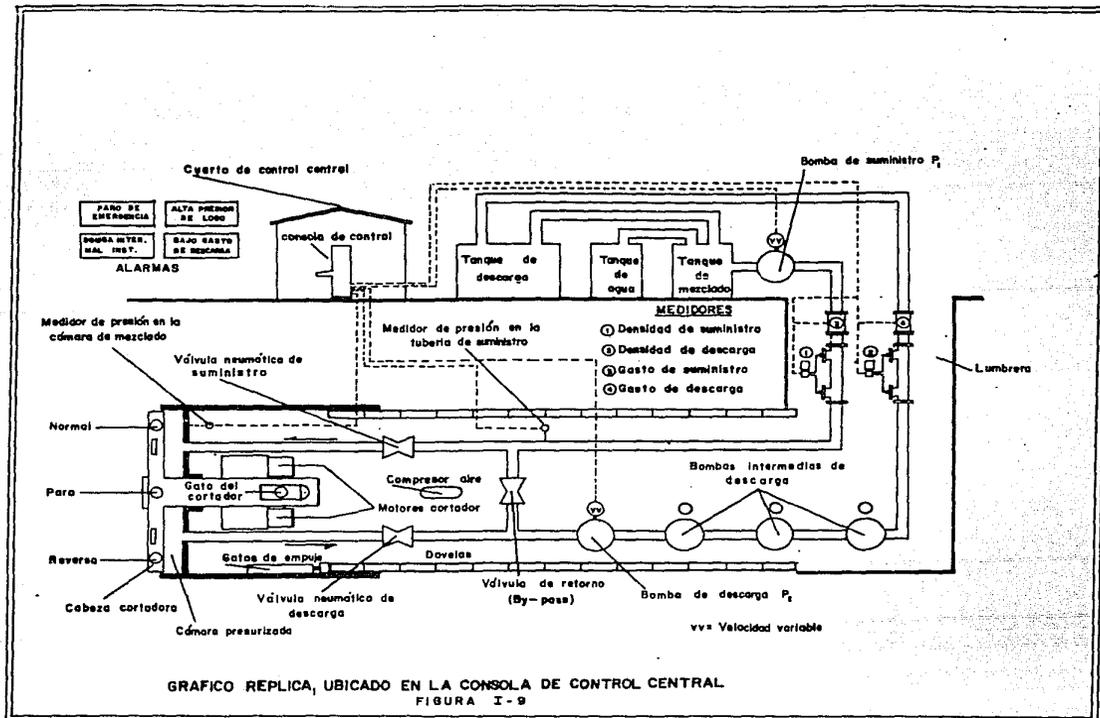
FIGURA I - 6

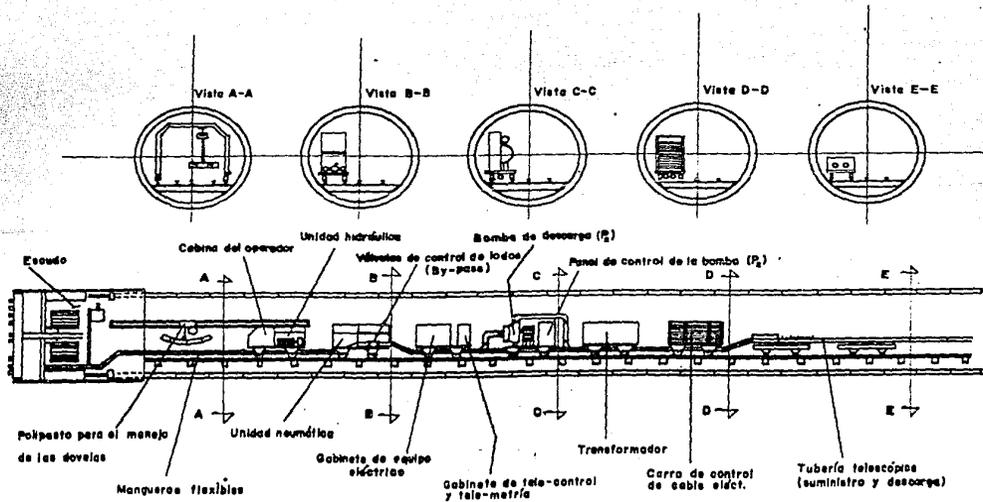




ANILLO ERECTOR Y DISTRIBUCIÓN DE LOS GATOS DE EMPUJE

FIGURA I-8





TREN DE EQUIPO DEL ESCUDO CORTADOR DE FRENTE PREBUIZADO

FIGURA I-10

## II.- CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO.

### II.1) DESCRIPCION DE LA ZONIFICACION DEL VALLE DE MEXICO.

La cuenca cerrada del Valle de México, constituye una gran presa azolvada. Por tal causa los ríos que descendían de las sierras circundantes depositaron muy diversos materiales y almacenaron agua en varios lagos. La parte central de la cuenca se fué llenando de acarreo limo-arenoso y emisiones de cenizas y pomez provenientes de los volcanes del Sur y en la época glaciales de los últimos 100, 000 años, de alta pluviosidad, la masa de agua se extendió en la parte baja llegando a formar un solo lago.

Marsal y Mazari en 1959 determinaron la zonificación del subsuelo de la ciudad de México (con base a las características estadísticas y mecánicas que presenta el subsuelo en el área urbana). Al crecer la ciudad se realizaron sondeos en diversos lugares del Valle y aprovechando la información se realizó la zonificación existente (fig II-1) extrapolando los datos.

De la fig II.1 se distinguen tres zonas importantes las cuales se conocen con el nombre de lacustre, aluvial y pétreo. También se distinguen zonas de transición en las fronteras de las formaciones pétreo, aluvial y lacustre. En estas transiciones se han distinguido tres condiciones típicas:

- 1) Transición progresiva: la formación rocosa aparece cubierta por depósitos de origen aluvial, a su vez subyacentes a las capas más recientes de arcilla lacustre.
- 2) Transición interestratificada: Característica de regiones en que las fases aluvial y lacustre se suceden en forma alternada, dando lugar a intercalación de mantos blandos arcillosos con otros de matriz granular contaminados por finos, generalmente duros y más resistentes.
- 3) Transición abrupta: los depósitos lacustres están en contacto con la formación rocosa, tapizada con derrumbes o suelo residual.

## 2.2) ESTADÍSTICA PARTICULAR DEL SITIO.

De acuerdo a la zonificación propuesta por Marsal se observa que el Colector Semiprofundo Iztapalapa se encuentra ubicado en la zona lacustre. Para conocer las características estadísticas, físicas e hidráulicas se realizaron una serie de sondeos inalterados con tubo Shelby y sondeos alterados con penetración standard.

En la figura II.2 se muestra la localización de los sondeos y en la figura II.3 un corte estadístico del cadenasamiento 0+000 al 3+000 km, y en la figura II.4 del cadenasamiento 3+000 al 6+000 km. En la tabla I se muestra la localización de los sondeos y la profundidad.

En el sondeo SM-1, se aprecia que hasta 4 m. de profundidad existe un relleno formado de limo y material orgánico, con nivel freático a 3 m., ensesuida una serie de estratos delgados de arena y limos hasta los 7 m. de profundidad con contenidos de agua entre 50 y 100 sesuidos de un estrato de arcilla blanda con contenidos de agua entre 300 y 400 hasta una profundidad de 11.5 m. localizándose ensesuida un estrato de menos de un metro de espesor de arena volcánica color gris obscuro compacta con un contenido de agua menor al 50 y un segundo estrato de arcilla muy blanda (fis II-5). En la parte superior de la sección del túnel (entre 10 y 14 m.), se localiza el primer estrato de arcilla blanda, con resistencia al corte de 0.24 kg/cm<sup>2</sup> y peso volumétrico húmedo del orden de 1.18 TON/m<sup>3</sup> y una densidad relativa de sólidos del orden de 2.2. Al centro de la sección existe una lente de arena compacta.

En el sondeo SM-2 (fis II-3), la estadística es básicamente similar a la anterior descrita. Sin embargo se localizan interestratificadas, con el primer estrato de arcilla blanda, estratos delgados de limos y arena volcánica muy erráticos. A la altura del túnel aparece nuevamente, al centro de la sección, el estrato de arena volcánica de casi un metro de espesor y en la parte inferior el segundo estrato de arcilla blanda, la densidad de sólidos indicada es de aproximadamente 2.3.

En el sondeo SM-3 (fis II-3), de 0 a 5 m. de profundidad se presenta una serie de estratos formados por limos, material orgánico, arcillas y arenas. El MF se localiza a 3 m. de profundidad. En el primer estrato de arcilla se aprecian estratos de limos, la arena compactada se localiza a los 13.5 m. de profundidad, la densidad de sólidos es aproximadamente 2.2, y el peso volumétrico del orden de 1.2 TON/m<sup>3</sup>.

Dado que la estadística es básicamente similar se puede generalizar que para la zona de Proyecto del CSI, se atraviesan estratos arcillosos muy compresibles con un contenido natural de agua

que varía entre 200-400 detectándose la existencia de lentes de arena fina volcánica con un contenido natural de agua medio del 30. Se localiza en el cadenamiento 0+000 casi al centro de la sección, en el 1+000 en el tercio inferior, entre el cadenamiento 2+500 al 3+000 en la base de la sección del túnel, entre el cadenamiento 3+000 al 5+500 debido a la elevación del trazo de proyecto pasa únicamente por arcilla y en el cadenamiento 6+000 se detecta una lente de arena en la parte superior del túnel. Se encuentra la formación arcillosa superior mayor a 40 m. hasta aproximadamente el cadenamiento 2+600, de ahí hasta el cadenamiento 6+000 de 20.0 m.. En algunas zonas cubriendo esta primera capa se encuentran rellenos heterogéneos recientes (productos de excavaciones y demoliciones) el espesor de ellos es de aproximadamente 50-80 cm..

2.3) PROPIEDADES DEL SUBSUELO.

La estructura que posee un suelo dado es fundamental para su comportamiento y en particular en lo referente a su resistencia, compresibilidad y permeabilidad. La formación lacustre del Valle de México aún cuando presenta un mismo patrón estructural tiene propiedades heterogéneas. En las estructuras floculadas típicas de las arcillas depositadas en agua, el grado de floculación depende del tipo y concentración de las partículas de arcillas y del electrolito. Debido a la alta salinidad de los lagos y en especial del lago de Texcoco, se encuentran suelos floculados de peso ligero y muy compresibles, con alto contenido natural de agua y elevada relación de vacíos.

También una característica peculiar de las arcillas blandas es su susceptibilidad al remoldeo conocido como Sensitividad, la cuál se define como la relación entre la resistencia sin drenaje de la muestra inalterada y la remoldeada.

$$S = \frac{t \text{ inalterada}}{t \text{ remoldeada}}$$

Al remoldearse las arcillas, lo que se provoca es una notable reducción en su resistencia debido a la destrucción de la estructura del suelo y a la pérdida de la fuerza atractiva de sus partículas.

Otra medida para identificar a las arcillas es el contenido natural de agua que con frecuencia llega a ser casi igual que el límite líquido. No obstante es difícil predecir los problemas que pueden presentarse al excavar en suelos blandos si no se tiene un estudio cuidadoso de la estratigrafía y de las propiedades de los materiales.

Para conocer las características estratigráficas, físicas e hidráulicas del subsuelo se efectuaron sondeos. Algunos sondeos alcanzaron profundidades hasta de 70.0m, los suelos blandos se muestrearon con tubo Shelby hincado a presión y los suelos duros con tubo dentado hincado a rotación. La fisura (II-5) muestra un corte típico, con profundidad de 20 m. suficiente para tener elementos necesarios para visualizar el problema.

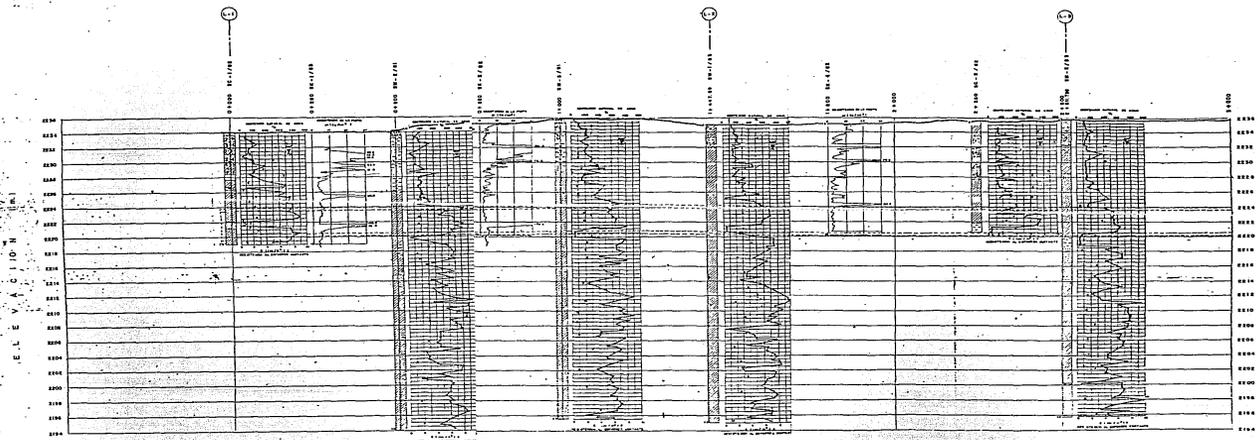
En el laboratorio, de las muestras representativas obtenidas con tubo Shelby, se determinaron los siguientes parámetros: densidad de sólidos, relación de vacíos, contenido natural de agua, grado de

saturation inicial, peso volumétrico húmedo y seco la fis (II-6) muestra las propiedades típicas del trazo. Los datos anteriores se refieren a las propiedades índice del suelo y nos permiten su clasificación. Para determinar el comportamiento mecánico del suelo se obtuvieron : La Resistencia a la Compresión Simple, Deformación a la Ruptura y Compresibilidad.

En base al estudio de Mecánica de Suelos y a la estructura floculada de estas arcillas se observan que son relativamente rígidas. Sin embargo el comportamiento de su curva esfuerzo-deformación es completamente diferente en muestras remoldeadas o inalteradas. Además como consecuencia de los altos contenidos de agua se tiene bajos pesos volumétricos húmedos y elevadas relaciones de vacíos.







SIMBOLOGIA

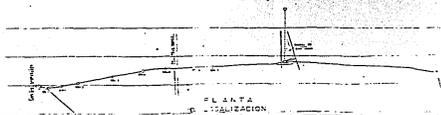
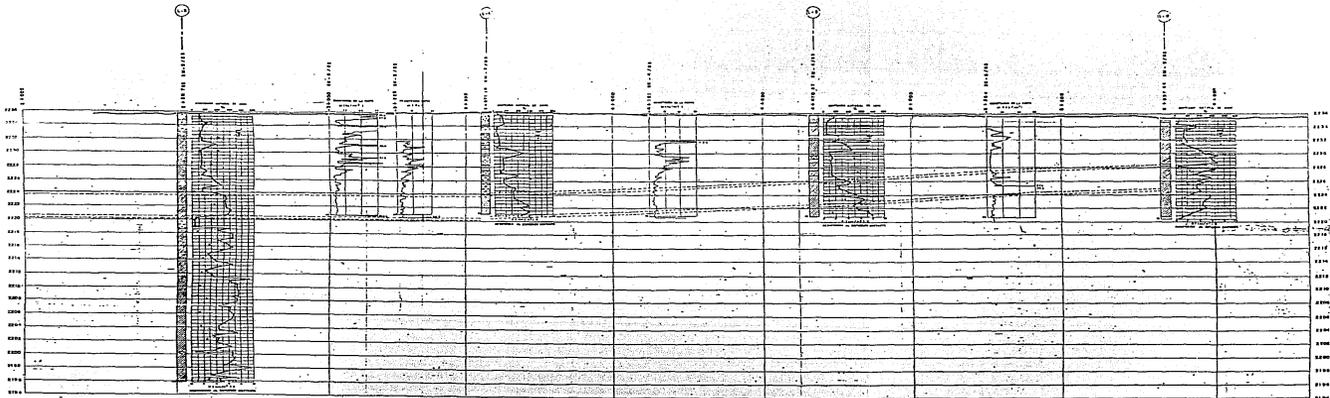


FIGURA 2.3 CORTE ESQUEMATICO CAD 0+000 AL 3+000 Km.

ELEVACION [m]



SIMBOLOSIA



FIGURA II-4 CORTE ESQUEMATICO  
CAD 31000 AL 61000 Km.



| PROF. | DENSIDAD DE LOS SÓLIDOS $\rho_s$ | RELACION DE VACIOS INICIAL $e_1$ | CONTENIDO NATURAL DE AGUA W | GRADO DE SATURACION INICIAL $G_1$ | RESISTENCIA A LA TRACCIÓN SIN AGUA $\sigma_r$ | DEFORMACION A LA RUPTURA $\delta_r$ | PESO VOLUMETRICO   |                    | CLASIFICACION S.U.C.S.           |
|-------|----------------------------------|----------------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|---|-------------------------------------|--------------------|--------------------|----------------------------------|
|       |                                  |                                  |                             |                                   |   |                                     | MOJADO $\gamma_h$  | SECO $\gamma_d$    |                                  |
| m.    | —                                | —                                | %                           | %                                 | kg cm <sup>-2</sup>                           | %                                   | kg m <sup>-3</sup> | kg m <sup>-3</sup> |                                  |
| 1.20  | 2.26                             | 2.27                             | 90.6                        | 90.2                              | 0.88  | 5.02                                | 1318               | 692                | MH                               |
| 2.30  | 2.43                             | 1.73                             | 66.5                        | 93.4                              | 0.33  | 3.27                                | 1483               | 891                | —                                |
| 4.20  |                                  | MATERIAL                         | EN                          | GRUPOS                            |   |                                     |                    |                    | MH                               |
| 5.60  | 2.42                             | 3.44                             | 134.2                       | 94.4                              | 0.43  | 1.64                                | 1275               | 548                | —                                |
| 6.50  | 2.35                             | 3.87                             | 170.5                       | 103.5                             | 0.58  | 2.68                                | 1305               | 482                | MH                               |
| 9.40  | 2.10                             | 6.39                             | 305.5                       | 100.4                             | 0.46  | 4.35                                | 1153               | 284                | —                                |
| 10.50 | 2.28                             | 8.08                             | 355.8                       | 100.4                             | 0.29  | 2.33                                | 1145               | 251                | —                                |
| 11.40 | 2.11                             | 8.01                             | 369.2                       | 97.3                              | 0.24  | 1.88                                | 1100               | 234                | —                                |
| 12.30 | 2.33                             | 7.21                             | 301.3                       | 97.4                              | 0.31  | 3.49                                | 1139               | 284                | —                                |
| 13.50 | 2.22                             | 7.56                             | 335.8                       | 98.6                              | 0.28  | 3.50                                | 1131               | 259                | —                                |
| 14.40 | 2.19                             | 8.85                             | 401.2                       | 99.3                              | 0.74  | 4.32                                | 1115               | 222                | —                                |
| 15.50 | 2.32                             | 8.37                             | 341.3                       | 94.6                              | 0.09  | 2.69                                | 1093               | 248                | Material muy frágil con fisuras. |
| 16.14 | 2.31                             | 4.13                             | 186.2                       | —                                 | 0.58  | 2.19                                | 1291               | 451                | —                                |
| 17.30 | 2.18                             | 6.44                             | 295.3                       | 100.0                             | 0.27  | 5.94                                | 1159               | 293                | —                                |

FIGURA II-6

### III.-DESCRIPCION DEL SISTEMA EXCAVADOR.

#### 3.1) INSTALACIONES EN SUPERFICIE. (DESCRIPCION DE SU FUNCIONAMIENTO).

En las instalaciones superficiales, se cuenta con oficinas administrativas, las cuales tienen como objetivo controlar y supervisar la obra (lo anterior lo realiza el personal responsable).

Existen instalaciones destinadas para la acumulación ordenada de diversos materiales (llamadas patio de almacén y almacén) fig III-1. Se tienen talleres en donde se realizan las distintas obras de reparación, mantenimiento y habilitado de equipo, estos son ; Taller de carpintería, mecánico, eléctrico y soldadura. Se tienen instalaciones que proporcionan servicios a la obra como son ; seguridad comedores, sanitarios, agua potable y servicios medicos. En lo referente al sistema de rezaca se cuenta con el siguiente conjunto de estanques para el tratamiento del lodo:

- Estanque de desecho.-En el cual se efectua la descarga del lodo extraido del frente de la excavación. Su función consiste, además de la anterior, en proporcionar una primera etapa de sedimentación.
- Estanque de sedimentación.-Con funciones de sedimentación y para la extracción del lodo que es bombeado al Río Churubusco y el que alimenta a la desarenadora.
- Estanque de lodo tratado.-Almacena a los lodos procesados por la sedimentación y el lodo tratado por la desarenadora.
- Estanque de ajuste.-En el que se hace la preparación del lodo disminuyendo su densidad al agregarle agua tratada para cumplir con los requerimientos de suministro.
- Estanque de Suministro.-Estanque de donde se bombea el lodo al frente de la excavación.

Todos los estanques sirven a su vez como Cárcamos de Sedimentación. La planta de inyección se localiza dentro de la lumbrera pero fuera del túnel (por ello se considera instalación superficial)(fig III-2).

En la planta de inyección, es donde se prepara la lechada que posteriormente se coloca entre el ademe y el terreno excavado para evitar que existan filtraciones en el túnel. La planta de inyección consiste en un tanque dosificado (almacena el agua necesaria para cada lechada y se llena por gravedad), silos (almacenan, conservan y vacían los materiales de arena y cemento).

Por encima de la lumbrera se encuentra localizada una grúa pórtico (es un marco de acero estructural), la cuál puede desplazarse 40 m. en el sentido del eje del túnel (fig III-1) y tiene como finalidad bajar las dovelas y el equipo al túnel y sacar lo que ya no se necesite. Tiene una capacidad de 5 TON.

La planta de fabricación de dovelas se localiza enfrente de L-4. Las dovelas son el ademe primario de un túnel excavado en suelos blandos con el auxilio del escudo. La unión de una serie de dovelas o de segmentos forman un anillo. En la fig III-3 se muestra una dovela, un anillo y una serie de anillos. Estas dovelas son de concreto y deben de tener las siguientes características:

- Capacidad de carga suficiente para soportar la presión total (suelo+agua) sin que existan deformaciones excesivas y filtraciones abundantes.
- Resistencia a los esfuerzos ocasionados por un manejo brusco en su manejo y colocación.
- Resistencia a los esfuerzos producidos por los setos de empuje durante el avance del escudo.
- Resistencia a la humedad y los efectos del agua del terreno sobre el sedimento mismo, así como resistencia a la corrosión.
- Buen acabado de fabricación.

Generalmente las dovelas empleadas en tramos rectos de túnel son llamadas normales, debido a que todos los anillos formados con estas dovelas tienen el ancho constante (dimensión paralela al eje del túnel). Las dovelas empleadas en curvas ya sean horizontales o verticales poco pronunciadas son llamadas dovelas correctivas y tienen la característica de que al formar un anillo logran que este tenga un ancho máximo (para colocarlo en la parte exterior de la curva) y un ancho mínimo (para colocarlo en la parte interior de la curva). En la fig III-4 se observa la diferencia entre un anillo normal y uno correctivo.

El ciclo de fabricación de dovelas consiste en lo siguiente:

-Limpieza.-Es fundamental, pues de ello depende la calidad de la pieza colada y la vida útil del molde. La operación culmina con la aplicación de una delgada capa de líquido desmoldante, cuya función específica es facilitar el despegue eficiente de la pieza colada reduciendo en lo posible las adherencias de concreto en el molde, lo que a su vez, facilita su limpieza.

-Armado.-A continuación, habiéndose afianzado las paredes móviles del molde limpio, se procede a colocar el acero de refuerzo expresamente diseñado para el particular trabajo estructural de las dovelas. Se añaden las cajas metálicas que alojarán a los tornillos de unión entre dovelas, cuidando su precisa ubicación, y se fija el inserto tubular central, que más adelante servirá para el manejo de las piezas en el interior del túnel, además de construir el acceso para la inyección de contacto entre terreno y dovelas.

-Colado.-El molde con su acero de refuerzo, cajas e insertos, es transportado y elevado por un polipasto eléctrico hacia la mesa vibratoria de colado, donde es depositado para recibir el concreto procedente de una planta dosificadora de capacidad adecuada (fis III-5) provista de una banda transportadora para producir el concreto hacia el molde, mientras que la vibración de la mesa de colado, complementada con vibradores de inmersión, permite el acomodo eficiente de la revoltura.

-Afinar.-Terminada la operación de colado, se resaca el molde a su posición original en donde es emparejada y pulida en su cara superior la dovela, hasta darle el acabado requerido.

-Curado a vapor.-Sin mover el molde de su lugar, se le cubre con una caseta plegable de lona resistente al calor, en cuyo interior se hace circular vapor de agua para subir gradualmente la temperatura del concreto de acuerdo a un cierto patrón prefijado buscando con ello que se alcance en poco tiempo la resistencia mínima suficiente que requiere el concreto para ser extraído del molde.

-Desmolde.-Cuando el concreto a alcanzado suficiente resistencia, se abaten las paredes laterales del molde y se extrae la dovela con la ayuda de un polipasto eléctrico, conduciéndola al extremo de la nave de fabricación, es revisada, se gira 180° para facilitar su manejo posterior.

En el molde ya liberado, se repite la operación de limpieza para continuar con un nuevo ciclo de trabajo. La dovela recién colocada, se incorpora al almacén en general de la planta donde adquiere su resistencia de proyecto y usarse cuando sea necesaria. En la fis III-6 y III-7 se muestra la secuencia de trabajo.

### 3.2) INICIO DE EXCAVACION Y CICLO DE TRABAJO.

Para iniciar la excavación de un túnel, es necesario un tratamiento previo de inyección (fig III-9) en un área vecina a la lumbrera, lo cual tiene como fin garantizar la estabilidad del suelo arcilloso al abrir el hueco para encajar la máquina; la inyección consiste en una lechada de cemento con bentonita (la fig III-8 se muestra el proceso de inyección).

- 1) Esta inyección se realiza a través de barrenos o perforaciones practicadas en las paredes de la lumbrera (fig III-9), siguiendo una secuencia de abajo hacia arriba y a separación máxima de 3 m. en elevación. El procedimiento de la lechada con bentonita depende primordialmente de las necesidades de estabilidad; y la presión a que se realiza la inyección, del tipo de material que se tenga en torno a la lumbrera.
- 2) En el fondo de la lumbrera se construye una cuna de concreto, la cual tiene como función soportar y guiar el escudo (fig III-10).
- 3) Construir un atraque que sirva de apoyo a los gatos de empuje en los primeros avances del escudo (fig III-8).
- 4) Se baja el escudo al fondo de la lumbrera y se apoya en su cuna de recepción. Si el peso o dimensiones del escudo no permiten bajarlo completamente arado, entonces debe bajarse en partes y por consiguiente es necesario:
- 5) Soldar las uniones del escudo incluyendo el faldón para integrar propiamente el escudo.
- 6) Instalar tuberías en lumbreras (aire, agua, bombeo, etc.)
- 7) Instalar bombas del escudo.
- 8) Instalar equipo de inyección de contacto (fig III-11).
- 9) Demoler la pared de la lumbrera.
- 10) Colocación de semianillos de dovelas para atraque del escudo e iniciar hincado.

Se arman semianillos de dovelas al pie de los gatos, empujandolos hacia el muro de atraque hasta hacer contacto con este. Cuando los semianillos reaccionan contra el muro de atraque se comienza a mover el escudo, deslizando sobre la cuna y logrando un avance igual a la carrera de los gatos. A continuacion se retraen los gatos y se colocan dovelas empezando por la cubeta hasta formar otro semianillo que permita utilizar un mayor número de gatos para continuar el avance (fis III-12).

La necesidad de formar semianillos en la zona de lumbrera, es la de dejar un hueco en el endovelado que permita comenzar a rezagar el material producto de las primeras excavaciones, así como la de introducir las dovelas, material y equipo necesario.

Esta secuencia de ir colocando dovelas formando semianillos para lograr los primeros avances se continua hasta que el escudo ha penetrado una longitud tal que el próximo anillo a ensamblar quede bajo el muro de la lumbrera. Es ahí donde se hace necesario el ensamble de un anillo completo de dovelas con el fin de contener el material de la clave del túnel pero en cuya parte superior no se podrá apoyar aún los gatos del escudo.

Si es necesario el empleo de los gatos superiores del escudo, dadas las condiciones del terreno y las dificultades de avance, se procedera a colocar troqueles que brinden suficiente rigidez al anillo armado.

Cuando se há avanzado una longitud tal que garantiza que el peso propio de las arcillas y su fricción con el terreno circundante proporcionan suficiente apoyo, se procede a quitar los troqueles y los semianillos de dovelas que sirvieron como atraque, reorganizando el sistema de via en lumbrera.

El siguiente paso es construir una trabe de borde en torno a el primer anillo que fué ensamblado completamente, uniendo o anclando los armados de lumbrera y anillo por medio de la trabe (para ello es necesario demoler un poco el anillo de dovelas y la pared de la lumbrera). La función de esta trabe de borde es dar continuidad estructural entre lo que es la pared de la lumbrera y el túnel.

A partir de este momento, las operaciones para lograr el avance se realizan en forma ciclica, por lo que se establece un ciclo de trabajo.

Ciclo de trabajo (fis III-13). El ciclo de trabajo se inicia al poner en circulación el sistema de lodos a travez del desvio, hasta que se regulariza el flujo y presión deseados. Enseguida se abren las válvulas que comunican al flujo con la cámara frontal presurizada y se continua circulando el lodo hasta su nueva

regularización en flujo y presión. Con el flujo ya establecido se inicia la fase de excavación, haciendo girar al cortador, abriendo las ranuras y avanzando toda la máquina con los sats de empuje.

Simultáneamente con la excavación y empuje se va efectuando la inyección de concreto, entre dovela y terreno excavado (espacio anular), tan pronto como aquellas quedan libres del sello del faldón. Terminando la excavación se confirma la topografía mediante la posición del escudo y anillos de dovelas vecinos.

Dentro del ciclo de trabajo debe de considerarse la topografía, debido a que en cada avance es necesario asegurarse de que tanto el alineamiento como la pendiente son los correctos.

El empuje define los alineamientos y pendientes del proyecto con la ayuda de un sistema combinado láser-teodolito. Esta combinación se monta en un soporte especialmente diseñado, fijo a el revestimiento primario.

La posición del láser-teodolito y la orientación de la luz láser en cada tramo, se calcula con equipo de procesamiento electrónico de datos y es registrado por una computadora. La luz láser se dirige continuamente a dos tarjetas fijas en el escudo; en las intersecciones de la luz con las tarjetas aparecen puntos rojos brillantes. Conforme el escudo se mueve, los puntos rojos trazan trayectorias en las tarjetas (fis III-14).

La posición relativa de la trayectoria marcada por el punto comparada con la trayectoria calculada, indica la desviación del escudo de la posición deseada.

En una sección del túnel en tangente, la trayectoria calculada es una recta inclinada. En una sección del túnel en curva, la trayectoria calculada se aproxima a una hipérbola. A lo largo de la trayectoria graficada se marcan estaciones a ciertos intervalos para tener referencias (fis III-14 y III-15).

Como ejemplo de la posición directa de la posición y tendencia del escudo en base a las lecturas obtenidas en las tarjetas láser, se tiene el mostrado en la fis III-16.

En la fisura III-17 tenemos un ejemplo de la determinación directa del desplome y pendiente real del escudo en base a lecturas obtenidas en las tarjetas láser.

En el techo del compartimiento del operador del escudo, se montan las tarjetas (se usan dos tarjetas en lugar de una), las tarjetas se colocan en soportes con pasadores y pueden girar hacia arriba o hacia abajo según estén en uso o no. Los soportes también pueden moverse lateralmente alrededor del centro del escudo para compensar el giro del escudo.

Si por alguna razón el laser se mueve por accidente, la luz no pasa a través de los puntos de control y el operador no vea el punto rojo. Un punto de control (fig III-18) es una placa perforada que se coloca entre el laser y el escudo; la luz del rayo debe pasar en todo momento a través del orificio y se colocan normalmente tres puntos de control.

El uso de laser con tarjeta elimina mucho tiempo de comprobación después de cada empuje y ayuda a acelerar el ciclo de trabajo. Para una rápida revisión de giro y pendiente del escudo, el operador pueda usar una plomada y una placa graduada en grados de giro y porcentaje de pendiente (fig III-19).

Los datos que se obtengan de la plomada y la placa graduada se pueden interpretar para obtener la pendiente y giro del escudo, un ejemplo de tal interpretación se tiene en la fig III-20 y III-21).

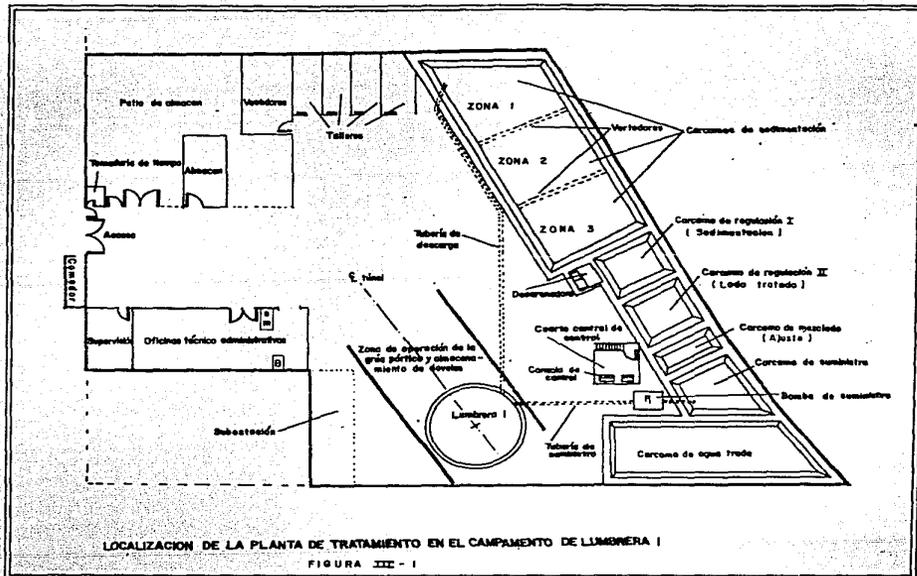
Terminado el avance se limpia la plantilla del faldón para proceder a colocar el ademe primario formado por dovelas (fig III-22).

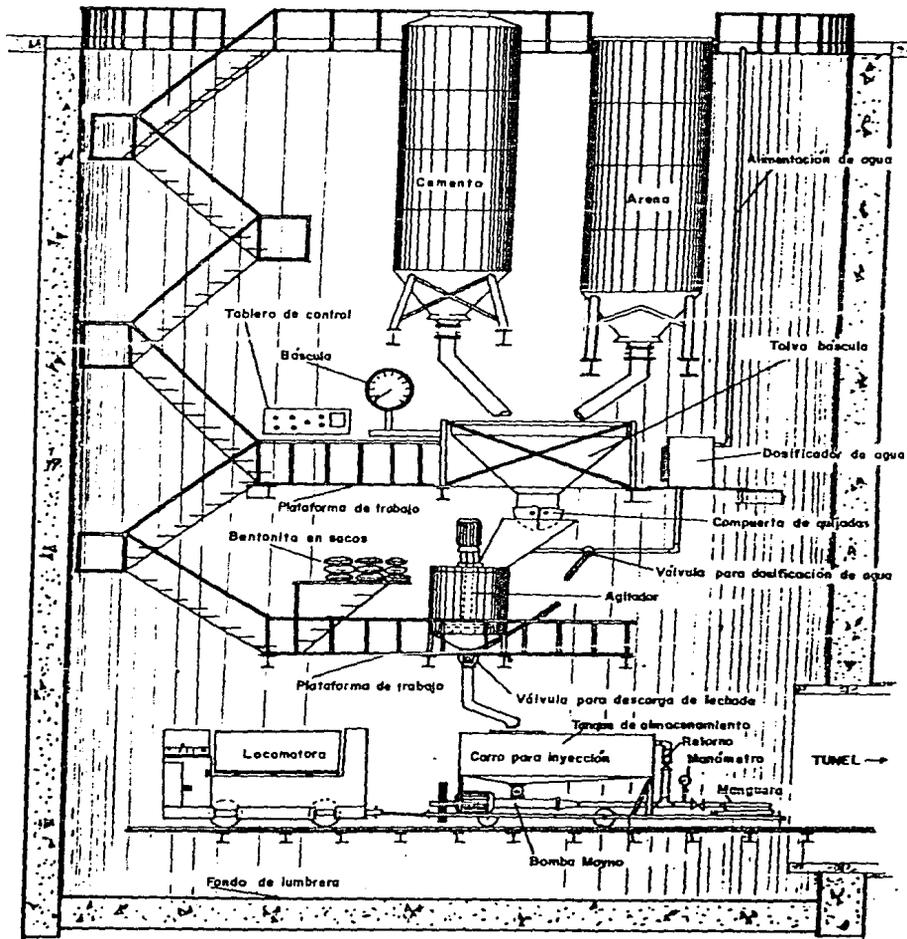
El montaje de los segmentos se hace mediante un brazo erector (fig I) que está colocado en la parte posterior del escudo. El brazo tiene facilidad de girar, desplazarse o retraerse longitudinalmente y acoplarse a la dovela para ponerla en su posición final. La colocación del segmento se inicia del piso hacia los lados y en la clave se coloca una pieza de cierre o llave también llamada cuña. Cada dovela colocada lleva sello de hule en sus cuatro caras para evitar infiltraciones (fig III-23).

A medida que el anillo se va ensamblando, los datos de empuje se van retirando, a continuación se aprietan los tornillos que aprietan las cajas que unen los segmentos entre sí y con el anillo anterior. Con esto se cierra un ciclo de trabajo.

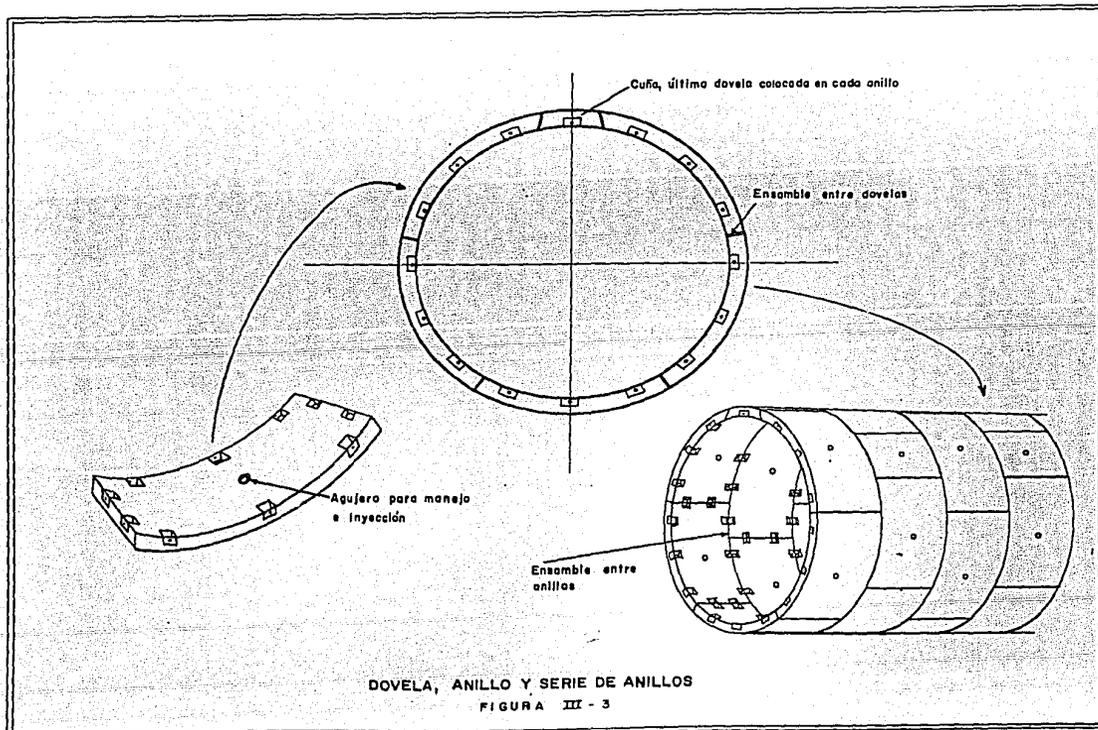
Cuando el escudo a llegado a su destino, que por lo general es una lumbrera, se procede a demoler la pared de la misma y a construir la cuña de recepción del escudo. Después se efectúan los últimos empujes a el escudo para lo cual, se ensamblan los anillos que sean necesarios para dejarlo en el centro de la lumbrera y terminar el túnel. También se construye una trabe de borde igual a la del inicio del túnel.

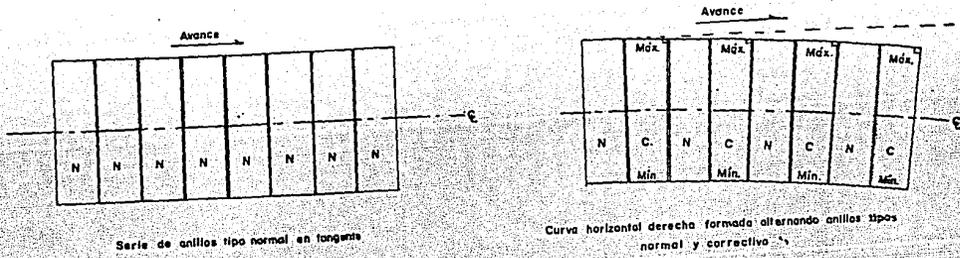
La estancia del escudo en una lumbra de comunicación, es aprovechada para darle el mantenimiento necesario, con el fin de que no presente problemas en el próximo tramo a excavar.



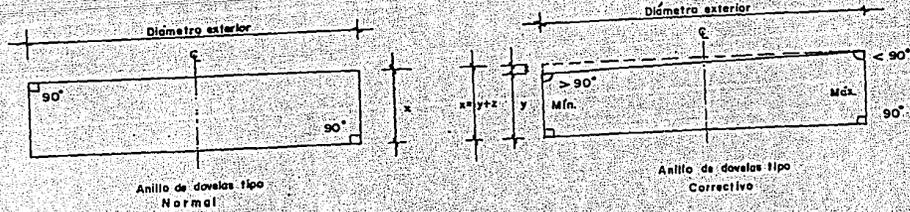


PLANTA DOSIFICADORA PARA INYECCION, INSTALADA EN PARED DE LUMBRERA  
 FIGURA III - 2





P L A N T A



P L A N T A

DIFERENCIAS ENTRE ANILLOS TIPO NORMAL Y TIPO CORRECTIVO

FIGURA III - 4

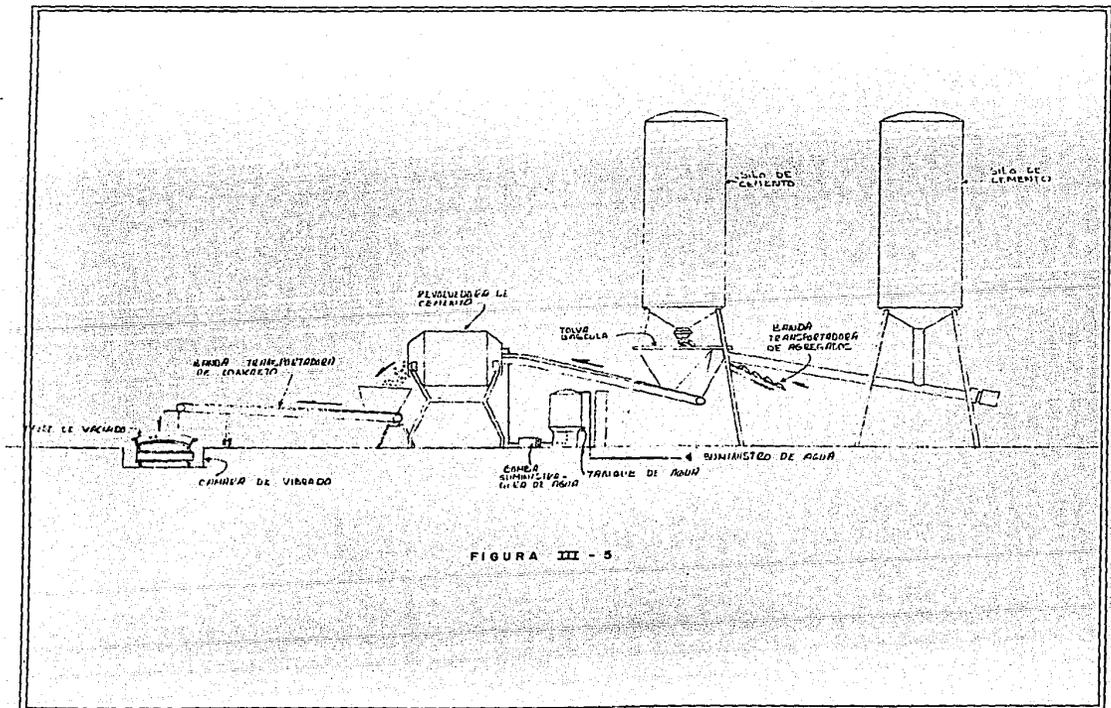
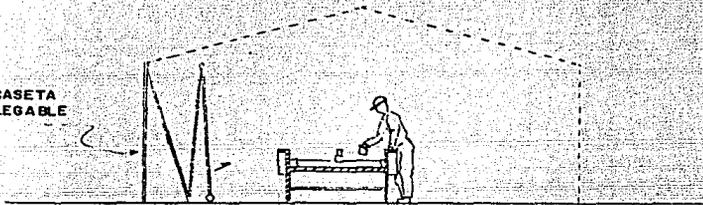
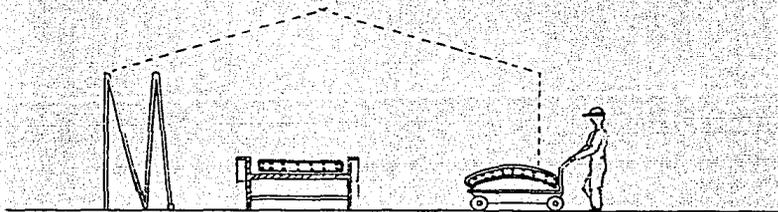


FIGURA III - 5

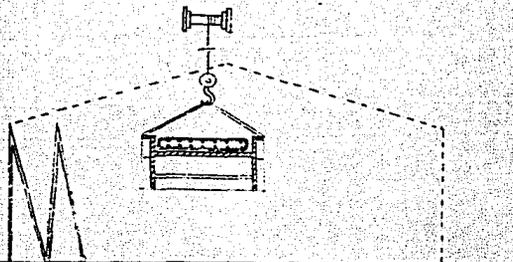
CASETA  
PLEGABLE



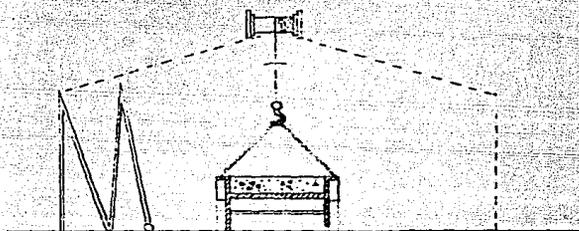
LIMPIEZA Y ENGRASADO DE MOLDES



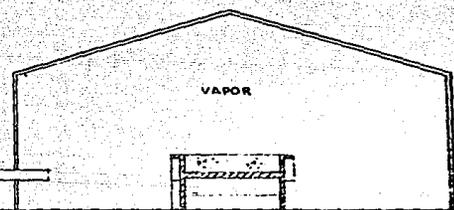
SUMINISTRO DE ACERO DE REFUERZO Y COLOCACION DEL ACERO  
EN MOLDE



TRANSPORTE DE MOLDE CON ARMADO A VACIADO Y VIBRADO

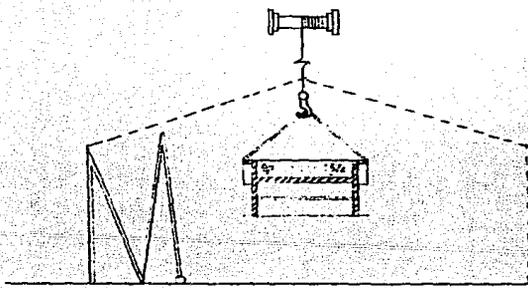


RETORNO DEL MOLDE CON VACIADO Y ARMADO A CAMARA DE CURADO

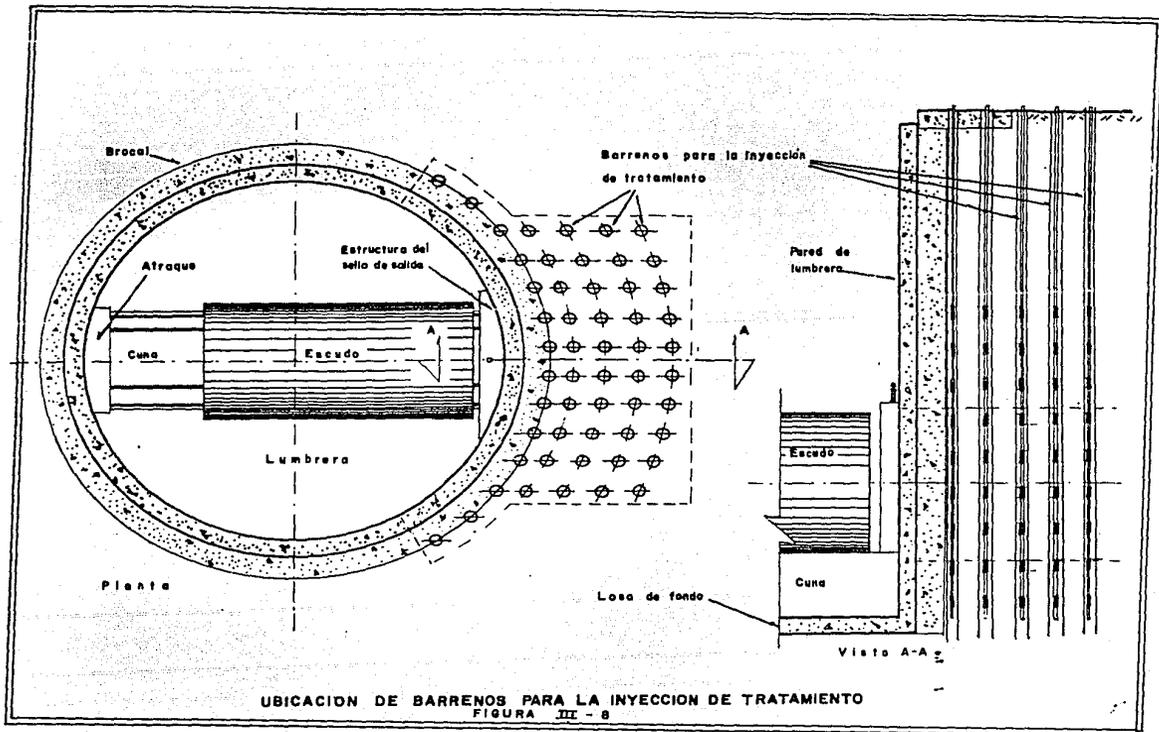


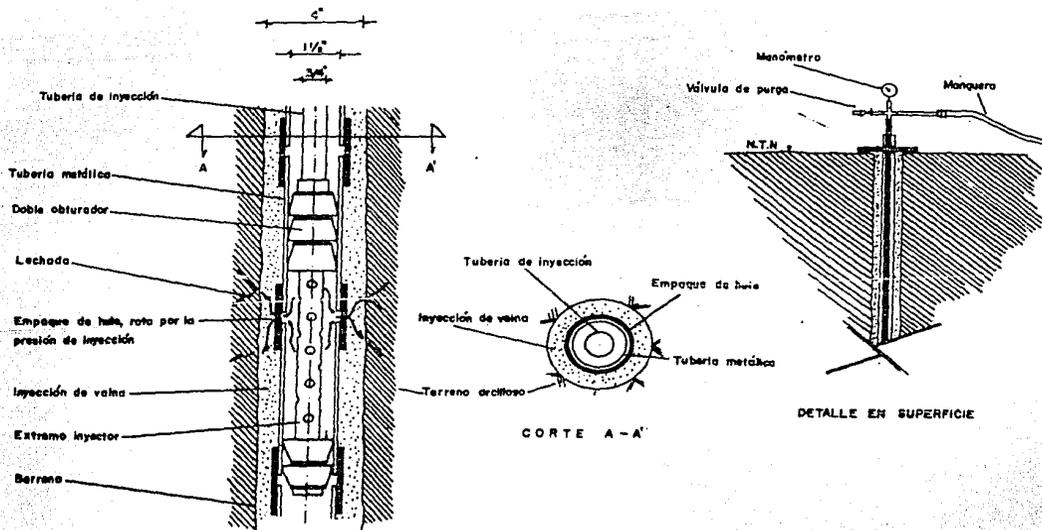
SUMINISTRO DE VAPOR

CURADO DE LA DOVELA A VAPOR CON UN INCREMENTO DE TEMPERATURA DE 20 A 50°C EN UN TIEMPO PROMEDIO DE 4 hrs.



DESMOLDE DE DOVELA Y TRANSPORTE DE DOVELA A CONTROL DE CALIDAD  
FIGURA III - 7

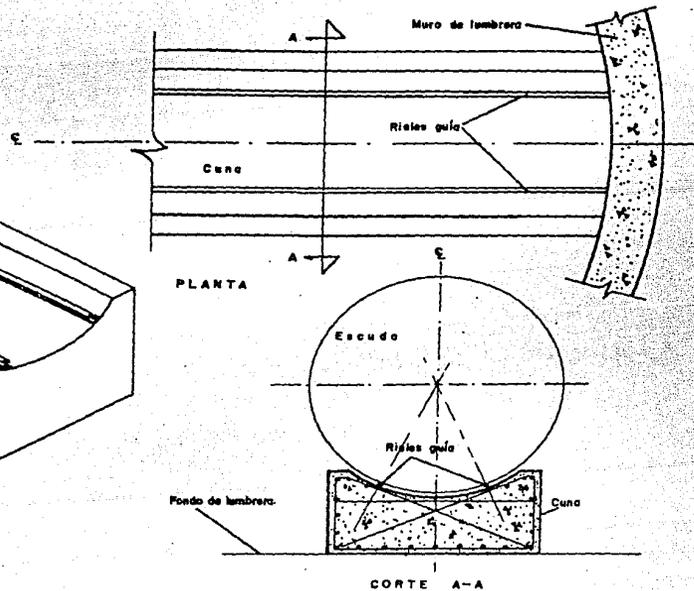
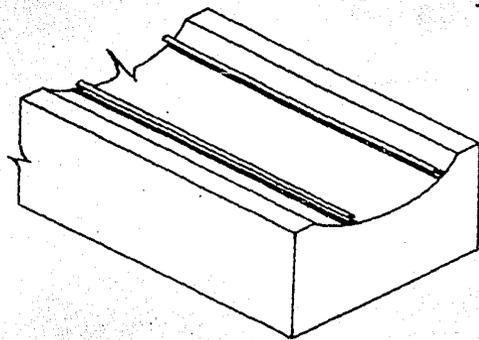




CORTE LONGITUDINAL DE BARRENO, EN UNA ESTACION "n"

INYECCION DE TRATAMIENTO DEL SUELO PARA EL INICIO DE LA EXCAVACION

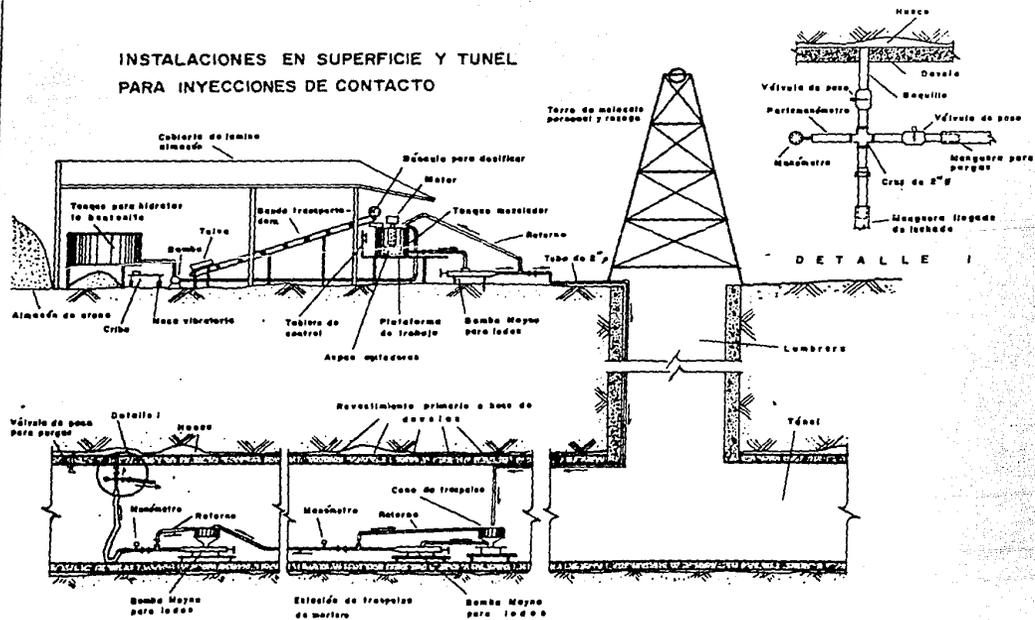
FIGURA III - 9



CUNA DE CONCRETO PARA RECIBIR AL ESCUDO EN LUMBRERA

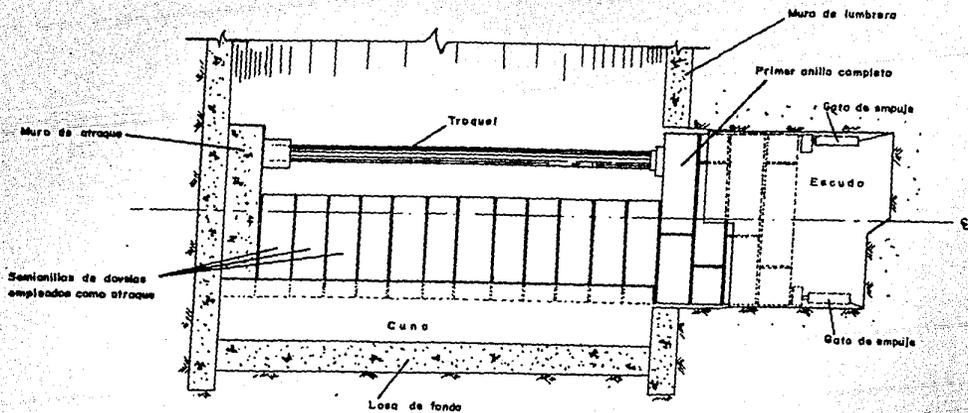
FIGURA III - 10

INSTALACIONES EN SUPERFICIE Y TUNEL  
PARA INYECCIONES DE CONTACTO



CORTE LONGITUDINAL

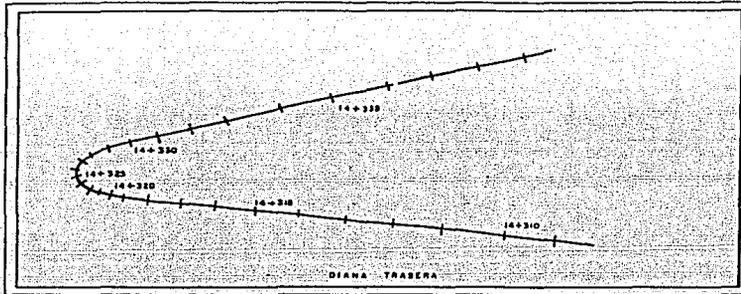
FIGURA III - II



CORTE LONGITUDINAL

TROQUELAMIENTO DEL PRIMER ANILLO EN TUNEL  
 FIGURA III-12





EJEMPLO DE TARJETA LASER

Fig. III-14

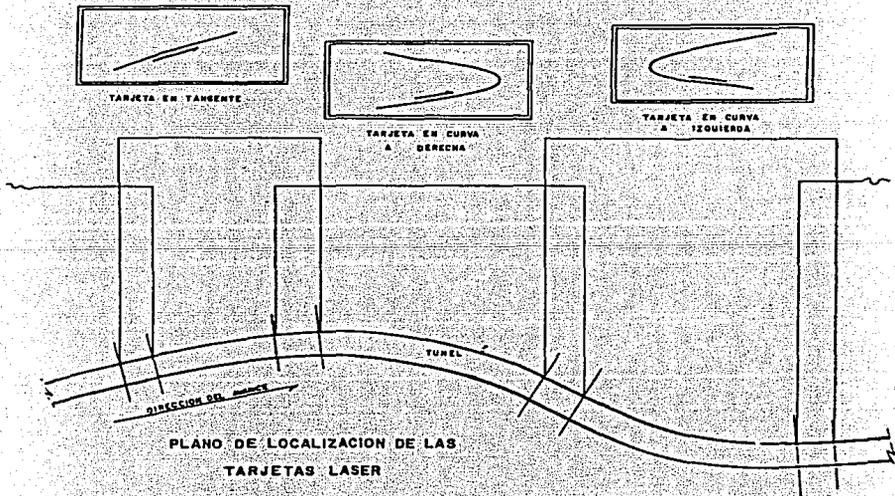
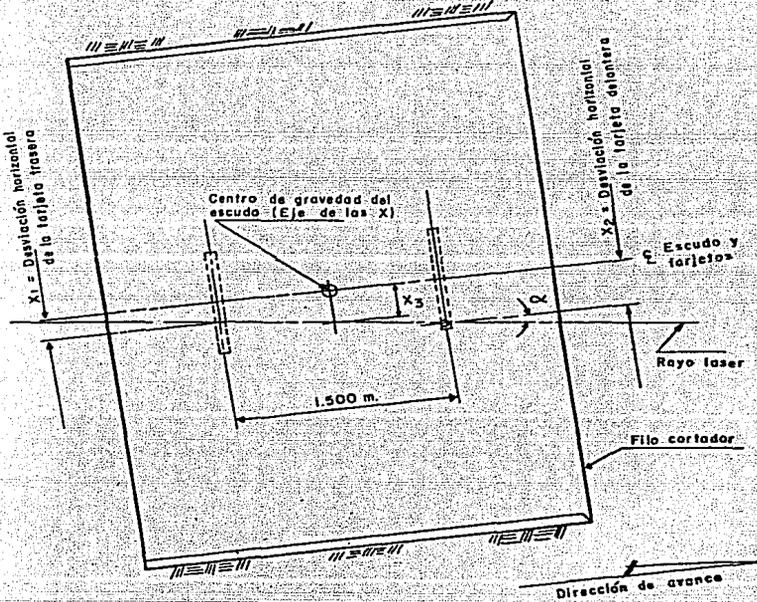


Fig. III-15



PLANTA

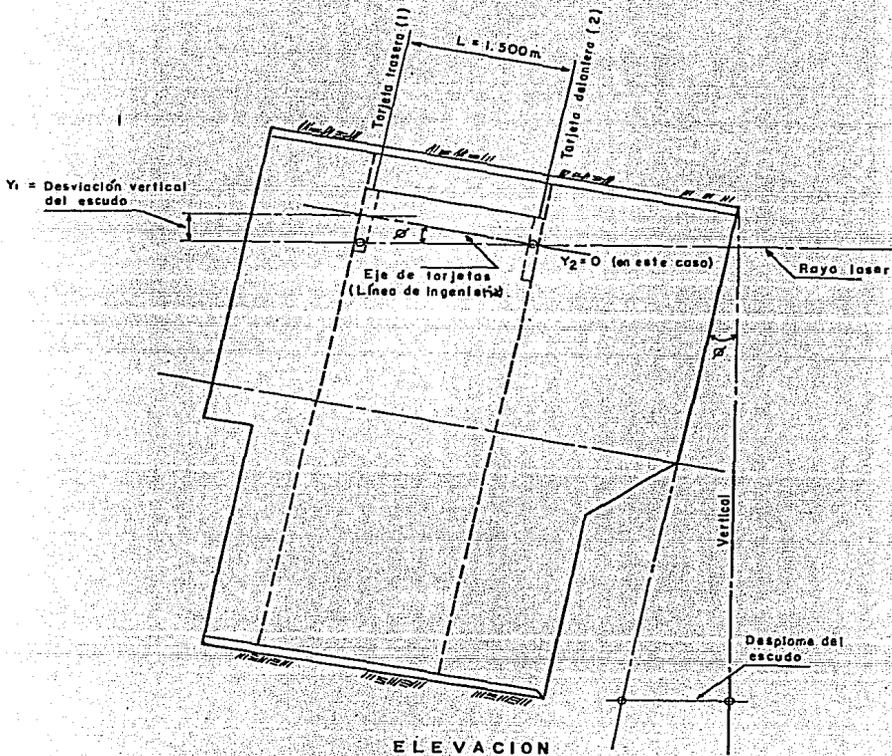
Fórmulas:

$$\text{Tendencia} = \frac{X_2 - X_1}{1.5} \times 100$$

Localización del centro de gravedad  $X_3$

$$X_3 = \frac{X_2 + X_1}{2}$$

EJEMPLO DE LA DETERMINACION DIRECTA DE LA POSICION Y TENDENCIA DEL ESCUDO, EN BASE A LECTURAS OBTENIDAS EN LAS TARJETAS LASER.



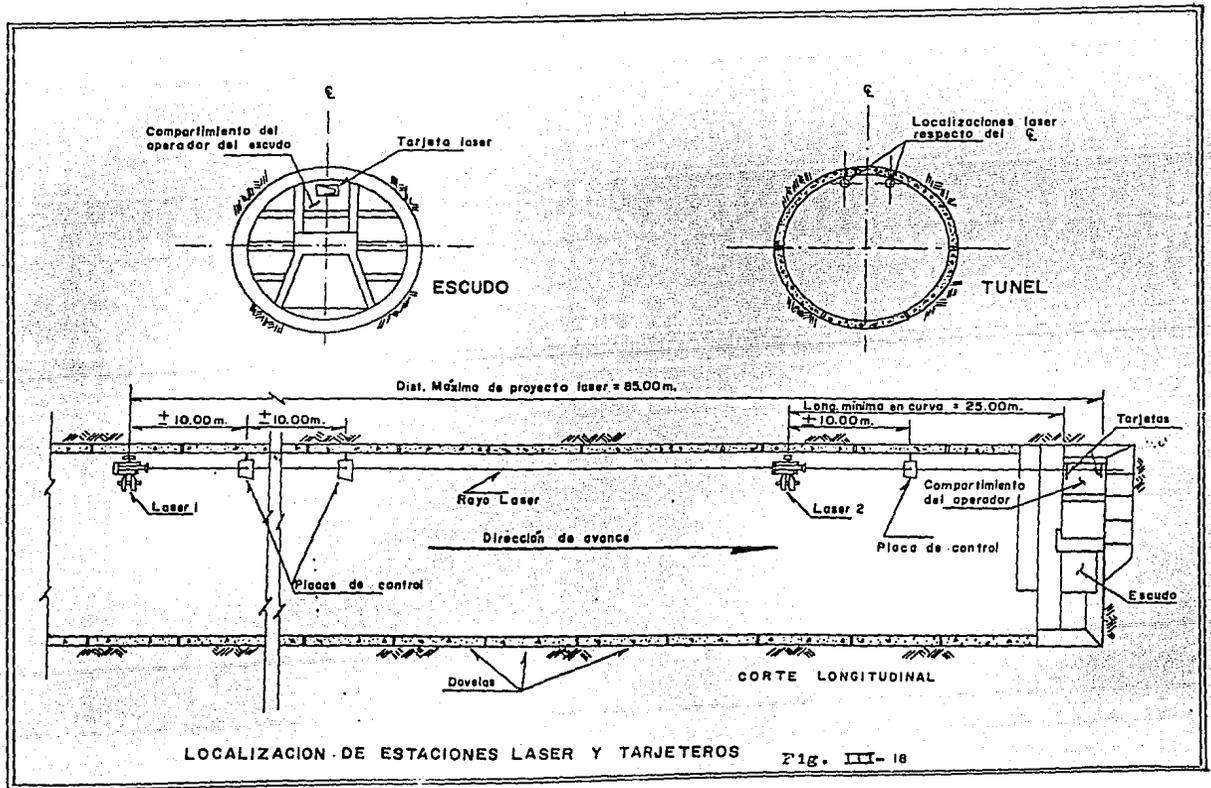
ELEVACION

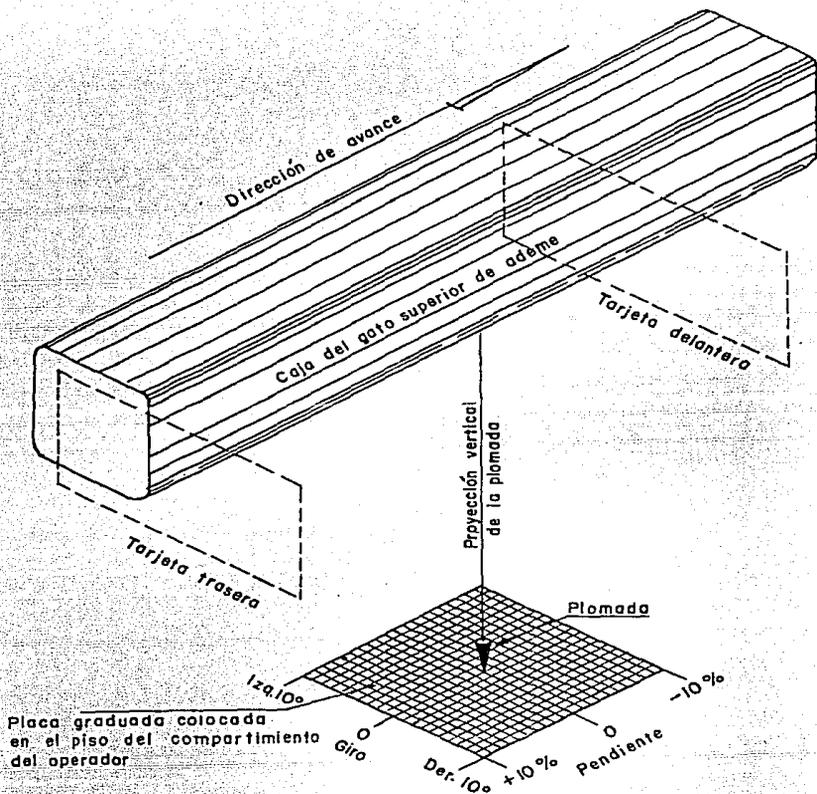
Formula:

$$\tan^{-1} \phi = \frac{Y_2 - Y_1}{L}$$

DETERMINACION DIRECTA DEL DESPLOME Y PENDIENTE REAL DEL ESCUDO EN BASE A LAS LÉCTURAS OBTENIDAS EN LAS TARJETAS LASER

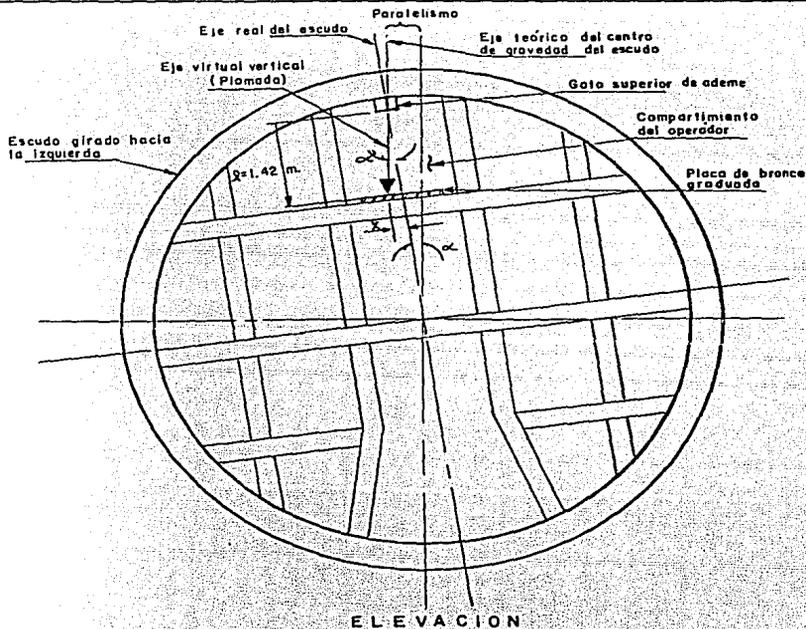
Fig. III - 17





PLACA Y PLOMADA PARA EL CONTROL DE GIRO  
Y PENDIENTE DEL ESCUDO

Fig. III - 19



ELEVACION

INTERPRETACION DE GIRO DEL ESCUDO

Fórmula:  

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{x}{l}$$

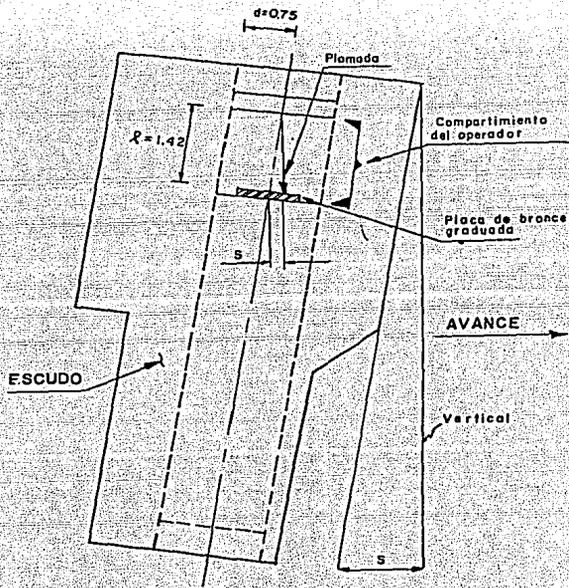
$$\alpha = \alpha'$$

- Datos
- $l = 1.420 \text{ m}$  = Longitud de la plomada
  - $x$  = Desplazamiento transversal de la plomada producido por el giro del escudo
  - $x'$  = para  $1^\circ 00' 00''$  de giro =  $0.017455 \times 1.42 = 0.025 \text{ m}$

Nota: El eje longitudinal de la placa y plomada, coinciden con el propio del escudo.

DETALLE DE LA DETERMINACION DEL GIRO DEL ESCUDO EN BASE A DATOS DE LA PLACA Y PLOMADA

Fig. III - 20



P E R F I L

INTERPRETACION DE LA PENDIENTE DEL ESCUDO

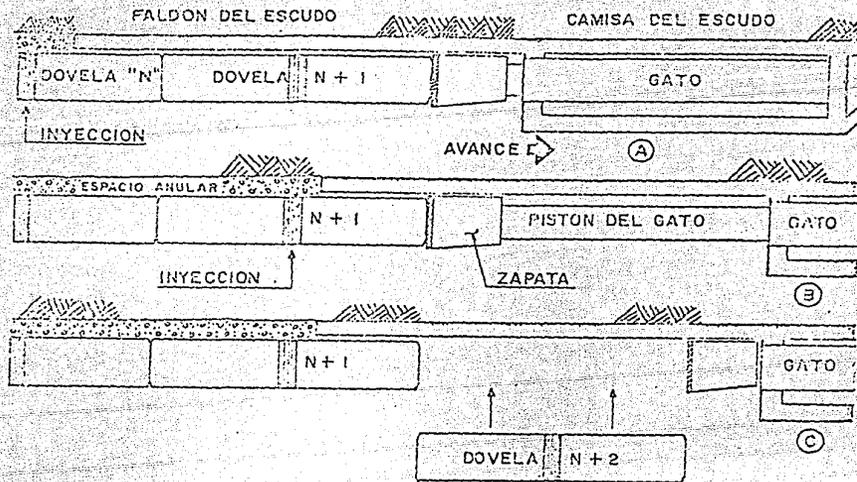
Datos:

$l = 1.42$  m.       $S$  = Desplazamiento longitudinal producido por el desplome (pendiente) del escudo.

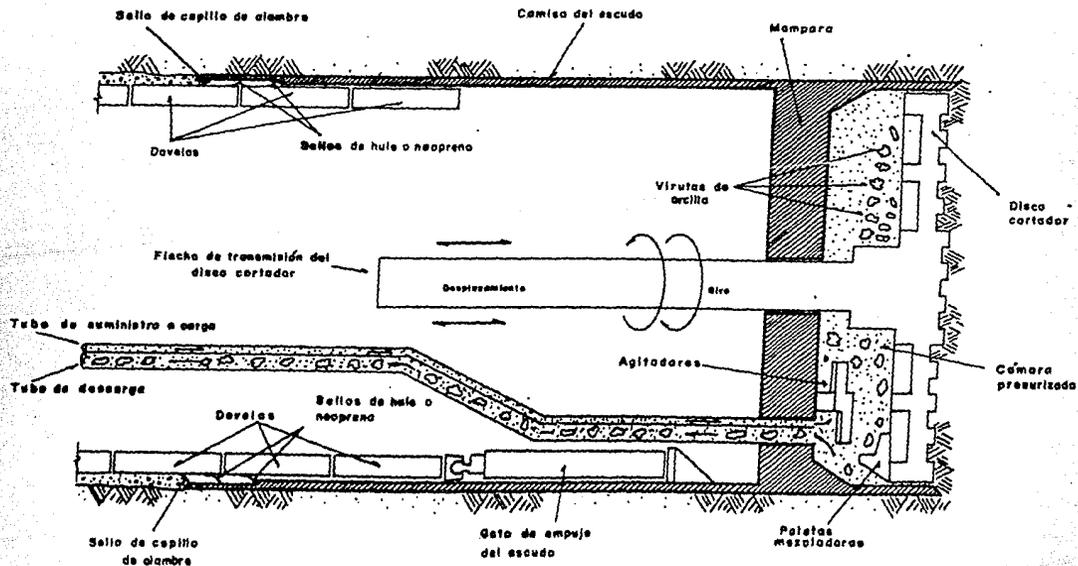
Fórmula: Pendiente % =  $\frac{S}{l} \times 100$

°°       $S = \left( \frac{\text{Pend. \%}}{100} \right) l$        $S$  unitario =  $\left( \frac{1\%}{100} \right) 1.42 = 0.0142$  m.

DETERMINACION DE LA PENDIENTE DEL ESCUDO  
EN BASE A DATOS DE PLACA Y  
PLOMADA



FUNCIONAMIENTO DEL ESCUDO  
 FIGURA II - 22



ESQUEMA DEL ESCUDO CORTADOR DE FRENTE PRESURIZADO.

FIGURA III - 23

#### IV).- INSTRUMENTACION.

##### 4.1.- Importancia de la medición en túneles.

Al medir el comportamiento de un túnel se proporciona al ingeniero, proyectista y constructor, el verdadero carácter del medio en el cual se realiza una obra subterránea. El objeto de estas mediciones es obtener la evolución real de los fenómenos que acontecen en un túnel y que anteriormente a el inicio de la obra solo podrían ser supuestos, dadas las características del terreno, por modelos analíticos de cálculo. La información que se obtienen mediante un programa sistemático y racional de mediciones proporciona elementos de juicio de suma importancia para el estudio de las obras subterráneas y constituye una de las mejores herramientas del ingeniero para calibrar las medidas de seguridad adoptadas durante el tuneleo y para anticiparse a los fenómenos.

Para tal efecto, las mediciones deben de seguir un programa establecido y los resultados de las mismas deben ser evaluados e interpretados de inmediato, solo así tendrán un valor verdadero y eficiente como medio de información. No se puede en realidad hablar en forma teórica de los procedimientos y criterios de evaluación de las mediciones, debido a que este aspecto corresponde casi por entero a la práctica en el tuneleo, en la cual el ingeniero irá normando sus criterios en base a su propia experiencia. Sin embargo, si es posible abordar algunos de los aspectos fundamentales en cuanto a los objetivos y posibles medios de utilización de las mediciones en las obras subterráneas.

Con la instrumentación y medición de los tuneles se persiguen, en general, los siguientes objetivos:

- Contar con elementos de juicio confiables en la toma de decisiones respecto a los procedimientos de excavación y construcción. Las magnitudes y velocidades de deformación, debidamente interpretadas, pueden sugerir modificaciones en el ritmo de avance y en la forma de atacar la excavación, en vista de la seguridad de la obra y el riesgo aceptado por el constructor.
- Se pretende la obtención de criterios de evaluación que permitan calibrar los medios adoptados en el sistema de soporte. Las condiciones de diseño inicial son ajustadas, con el

apoyo de las mediciones, a las necesidades de el terreno.

- Determinación de las causas del movimiento del terreno, así como la magnitud y distribución del mismo, y con ello, anticipar su efecto en el medio que rodea a las obras y en las estructuras de superficie cercanas (factor de gran importancia en túneles construidos en zonas urbanas).

En resumen, las mediciones tienen su principal interés en el conocimiento del estado real de un túnel y su evolución con el tiempo proporciona parámetros del comportamiento del túnel muy útiles en los procesos de toma de decisiones y mejoramiento de los diseños, comprobadas ventajas en el plano de la seguridad y economía de las obras.

Cabe mencionar que la interpretación de los resultados de medición no es sencilla dado que los mismos están sujetos a dispersiones e incertidumbres debidas a las condiciones particulares de medición en todo caso, la interpretación requiere para llegar a conclusiones validas, del criterio de ingenieros especializados.

Un programa de mediciones puede elaborarse, definiendo las secciones de medición en zonas bien precisas del trazo del túnel localizadas en puntos de interés, o bien, en secciones preestablecidas. El ritmo y frecuencia de las mediciones debe ser acorde con el avance del túnel, la mayor frecuencia se tendrá cuando el frente de excavación esté más próximo a la sección instrumentada, antes y/o después de su paso en relación a la misma, y puede modificarse con el avance conforme se observe la tendencia al equilibrio en la sección.

Los instrumentos utilizados para efectuar las mediciones deben no solamente ser confiables, sino a la vez, precisos y resistentes, de fácil empleo y rápida colocación en la obra. Los sistemas complicados se evitan al máximo, los instrumentos de comportamiento mecánico son siempre preferibles a los eléctricos que suelen ser afectados por la humedad prevaliente en los túneles. La simplificación en la instrumentación consiste en el manejo del menor número de piezas y la utilización de principios de medición simple.

4.2.-BREVE DESCRIPCION DE ALGUNAS DE LAS MEDICIONES MAS UTILIZADAS ASI COMO DE LOS MEDIOS DE INSTRUMENTACION QUE SUELEN UTILIZARSE./

a) Mediciones del movimiento superficial del terreno (asentamientos superficiales).

Las mediciones del movimiento superficial del terreno se realizan por medio de nivelaciones topográficas de referencias fijas (bancos de nivel, fis IV-1) siguiendo el trazo del túnel y a los lados en secciones transversales que abarcan entre 50 y 100m a cada lado del eje del trazo del túnel y siguiendo el avance de la excavación. Este tipo de instrumentación nos da las deflexiones transversales en sentido de avance de excavación.

b) Medición del movimiento vertical del subsuelo entre la superficie y la clave del túnel.

La medición de los movimientos verticales del subsuelo, se efectúa por medio de extensómetros mecánicos equipados con varios puntos de medición, comunmente cuatro de ellos, anclados a diferentes profundidades, en una perforación que se realiza desde la superficie del terreno. Los puntos captadores de los movimientos del subsuelo se anclan a la profundidad deseada dentro de una perforación de 7.6cm de diámetro, el movimiento es captado por este dispositivo de anclas y es transmitido por una serie de alambres acerados. Cada alambre se fija por un lado al ancla y en su otro extremo se fija a un cantiliver que se localiza en el brocal de la perforación. El cantiliver registra el movimiento permitiendo una deflexión de hasta 25.4mm, este movimiento es medido por un micrómetro con aproximación de 0.01mm. Como dispositivo de medición lo constituyen los llamados extensómetros de contrapeso cuyo principio de funcionamiento es igual al ya descrito, en este caso el movimiento sufrido por el ancla y transmitido por el alambre es captado por un contrapeso que hace variar las lecturas en el micrómetro (fis IV-2).

c) Mediciones del movimiento horizontal del subsuelo entre la superficie del terreno y la clave del túnel.

Para realizar estas mediciones, se instrumentan secciones de medición en perforaciones realizadas desde la superficie del terreno hasta una profundidad cercana al nivel del túnel, por medio de inclinómetros. La tubería del inclinómetro está formada por tramos de tubos circulares de aluminio o plástico de 3" de diámetro y 75cm de longitud, los cuales presentan dos ranuras opuestas entre sí, y están unidos por medio de coples de 30cm de longitud, este traslapo se

realiza a base de remaches y flejes, cubriendo toda la longitud del cople con cinta plástica y recubriéndola finalmente con parafina y brea.

En el interior de la tubería del inclinómetro se tiene un dispositivo formado por un alambre tensado, que se mantiene fijo a su posición inicial, y una pieza formada por una resistencia eléctrica en contacto con el alambre central. La resistencia eléctrica está unida a la tubería del inclinómetro en las ranuras de la misma de modo que siga los movimientos que el suelo le induce (fig IV-3).

La tubería del inclinómetro se introduce, en la perforación efectuada en el terreno, con las ranuras dispuestas en dirección perpendicular al eje del túnel. Una vez que la tubería llega a el fondo de la perforación se llena el espacio vacío que deja la tubería y la perforación con una mezcla de cemento y lodo bentonítico, o de suelo cemento, cuya resistencia sea equivalente a la del terreno vecino, para que el subsuelo transmita el movimiento a la tubería.

Los movimientos del subsuelo, captados por la tubería del inclinómetro, hacen variar la capacidad de resistencia eléctrica del dispositivo con la inclinación del inclinómetro. Puesto que ese movimiento provoca un desplazamiento relativo de la resistencia eléctrica en contacto con el alambre central, en relación a éste que se mantiene fijo. El registrador es un puente eléctrico tipo Wheatstone que obtiene los cambios de resistencia siendo la capacidad de lectura de hasta un minuto de inclinación.

Este tipo de dispositivo nos indica los movimientos en forma vertical paralelos a el paso del escudo (fig IV-4).

En suelos blandos existe cierta incertidumbre sobre la confiabilidad de la instalación de la tubería para inclinómetros. Debido a que la precisión de las mediciones con inclinómetros está condicionada por los siguientes factores:

- a) Procedimiento de instalación.
- b) deformabilidad lateral.
- c) longitud de los tramos de tubería.
- d) longitud de la celda de medición.
- e) su precisión.

Además la tubería de inclinómetros debe de satisfacer dos condiciones poco compatibles:

- transversalmente debe ser rígida
- lateralmente muy deformable.

d) Medición de los movimientos de convergencia de las paredes de un túnel.

Para medir las convergencias de un túnel son comúnmente utilizados los extensómetros de cable INVAR. Este aparato consiste en una cinta de acero que se acopla por un extremo a un ancla fija en la pared del túnel y por el otro extremo se sujeta al aparato de medición (distómetro), el cual a su vez se fija, por su extremo libre, a otra ancla fija en la pared opuesta del túnel, (fis IV-5).

El principio de medición consiste en que los movimientos que tensan las paredes del túnel son captados por las anclas, modificándose la separación inicial entre las mismas, que es medida con el extensómetro. El cable INVAR se tensa invariablemente con una tensión constante (normalmente 8ks), el distómetro proporciona los movimientos relativos entre las anclas con una aproximación de 0.01 mm y 10 cm de carrera. Con este dispositivo es posible realizar varias líneas de medición en una misma sección del túnel para llevar un registro de la evolución de las convergencias en el túnel.

e) Piezómetros.

Nos indican los hundimientos o movimientos que las presiones ejercen directamente sobre la corona del túnel. (fis IV-6).

En general debido a la separación que existe entre lumbreras, se recomienda:

1) Establecer por lo menos 4 estaciones, separandolas 300 m entre sí.

2) Las secciones de nivelación se ubicarán en lugares adecuados, sobre el trazo del túnel.

3) Las secciones de nivelación para cada estación será en número de 6, separandolas a cada dos diámetros (8m) y abarcando en el sentido transversal 20m, a cada lado del eje del túnel.

4) La lectura inicial se efectuará cuando el frente de la excavación se localice a 25 diámetros (40m), de la primera sección de nivelación, se harán lecturas diarias hasta que el frente se localice a 8 diámetros (32m) de la última sección de nivelación, cuando el escudo

este a un diámetro de la sección de nivelación se haran mediciones en la mañana y en la tarde. Posteriormente cuando el escudo deje la zona de nivelación, las lecturas se haran diarias, después cada semana hasta que no se observe ninguna variación en las lecturas.



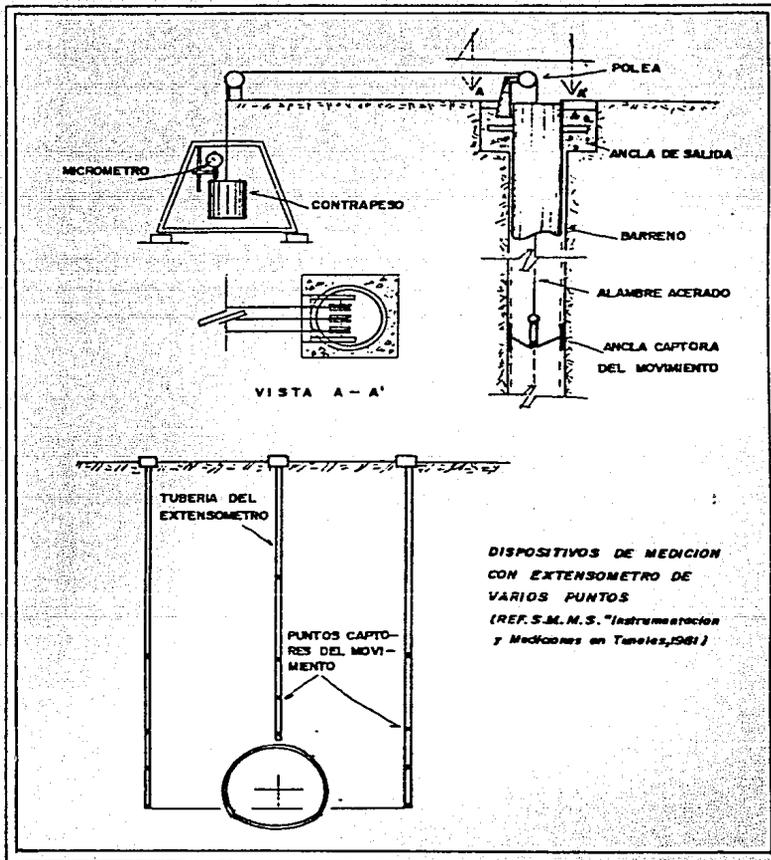


FIGURA IX - 2

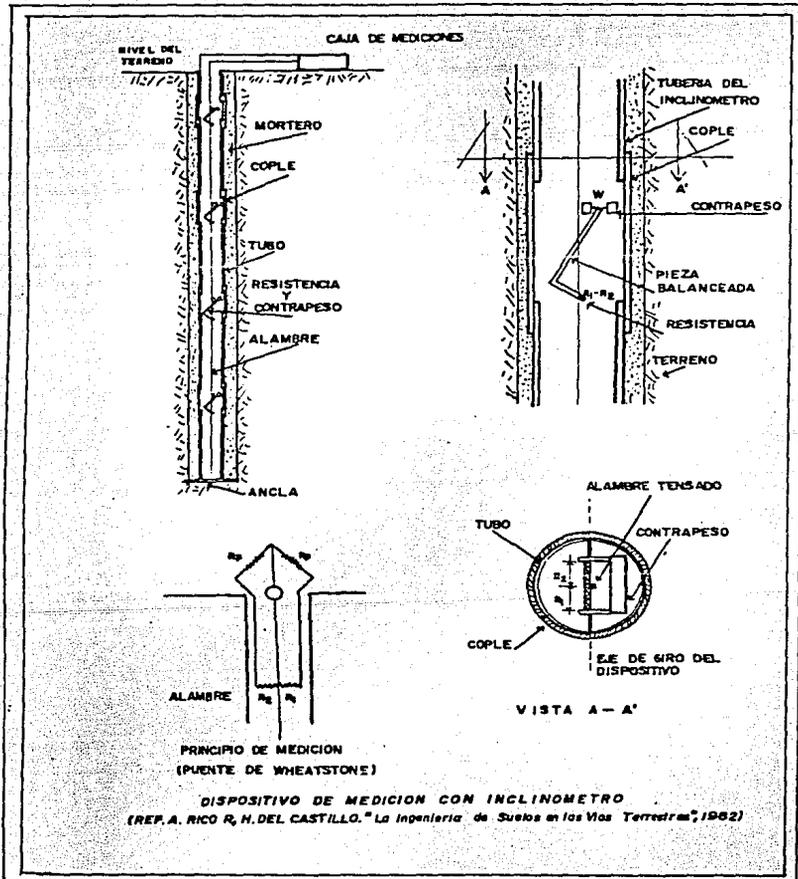


FIGURA IV - 3

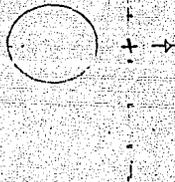


FIGURA IV-4

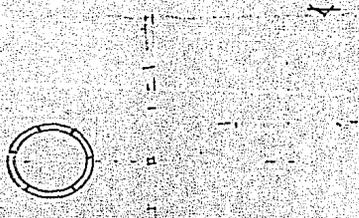
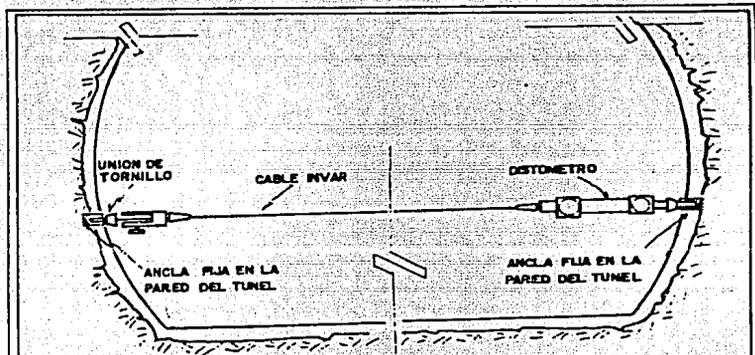
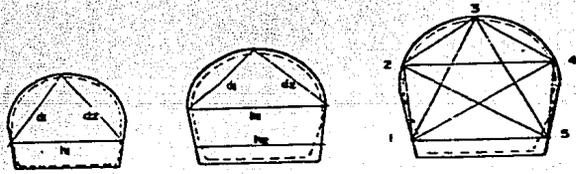


FIGURA IV-5



(a) EXTENSOMETRO DE CINTA INVAR PARA MEDICIONES DE CONVERGENCIA



(b) ARREGLOS DE LINEAS DE MEDICION PARA SECCIONES DE TUNEL DE DIFERENTES DIMENSIONES

MEDICIONES DE CONVERGENCIA EN TUNELES  
 (REF. S.M.M.S. "Instrumentación y Mediciones en Tunnels", 1981)

## V).-ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO DEL TUNEL./

### 5.1)ASPECTOS GENERALES.

La apertura de una cavidad en el interior de una masa del terreno, origina una serie de cambios en las condiciones de esfuerzo y deformación alrededor de la cavidad respecto a los originales de la masa. Estos cambios son resultado de muy variados factores, por lo cual en la mayoría de los casos un planteamiento teórico esta casi siempre limitado.

Dentro de la masa del terreno el soporte o ademe de un túnel representa un cuerpo extraño y el comportamiento de éste dependera de la interrelación entre el soporte y las características del terreno. En la mayoría de los túneles, el soporte es importante para la estabilidad de las paredes así como para evitar el desarrollo de deformaciones excesivas que afecten su funcionamiento o bien que, traducidas en asentamientos, afecten otras edificaciones superficiales. Es conveniente mencionar que al colocar el soporte, éste no es necesariamente solicitado por el terreno. Una vez abierta la cavidad del túnel, las paredes del mismo al perder su confinamiento natural, tenderan de inmediato a desplazarse hacia el interior del túnel; si el comportamiento del terreno es elastico las deformaciones aumentaran linealmente con el tiempo hasta alcanzar en corto lapso, el alivio de presiones y un nuevo estado de equilibrio; en caso de comportamiento plástico o viscoso se tendrá un periodo mas o menos prolongado de deformaciones lentas que podrian llevar al cierre de la cavidad.

Antes de excavar la cavidad del túnel, el terreno esta en un estado de confinamiento natural, la excavación del túnel proporciona al terreno la posibilidad de deformarse al eliminar el confinamiento. Las deformaciones del terreno hacia el interior del túnel dependen del estado de confinamiento a que el material haya estado sometido, por el peso propio de los estratos subyacentes, y en algunos casos, por esfuerzos residuales de movimientos tectónicos y asentamientos, además, dependen del comportamiento de la propia masa durante el proceso de alivio y de redistribución de presiones, así como de la influencia de su contenido de agua y otras características del terreno.

Si el soporte es colocado en un lapso de tiempo intermedio, antes de que el terreno alcance su deformación total y si además entre soporte y terreno hay una holgura o espacio libre no mayor a las deformaciones que es capaz de sufrir el terreno circundante sin fallar entonces, el soporte entrará en interacción con el terreno.

Una vez que el soporte a sido cargado, la sollicitación posterior ya no es tan solo dependiente del comportamiento del terreno o del soporte, sino del comportamiento, la muestra que el soporte se colocara de acuerdo a las sollicitaciones que le induzca la masa del terreno, mismas que estaran influidas por el comportamiento del soporte, iniciandose asi una serie de acciones y reacciones entre terreno y soporte.

Por lo tanto es lógico pensar que para abordar el problema de un analisis, es necesario conocer las características tanto del terreno como del soporte, entre las que se pueden señalar:

- Estado de esfuerzos naturales antes de abrir la cavidad.
- Propiedades físicas del terreno tales como: anisotropia, heterogeneidad, grietas, fallas, discontinuidades, cohesión, composición, granulometria, propiedades plásticas, etc.
- Rigidez y resistencia del soporte, así como la influencia del tiempo y del método de construcción a utilizar.

En lo referente a tuneles en suelos, existen dos cualidades distintivas que influyen en su comportamiento; primeramente tenemos su historia geológica y en segunda su comportamiento mecánico, en el cual influyen sus características de cohesión y fricción interna, así como sus propiedades plásticas.

Por su historia geológica podemos distinguir a los suelos en transportados y residuales, los primeros se depositan de modo que adquieren una estratificación característica que corresponde al agente de deposición y al medio en que se depositan y si no es influida por otros agentes externos, como los tectónicos, las presiones que se transmitan a las paredes del túnel son casi exclusivamente debidas a el peso propio de los estratos.

Los suelos residuales, como es sabido, llevan la herencia de la roca que los originó y ello es visible por la presencia de fisuras y fallas en su estructura, por otra parte es muy probable que se manifiesten los mismos esfuerzos residuales que soportaba la roca primitiva y por lo tanto, un túnel en este tipo de suelo, no solo podría ser sollicitado por carga, sino también por esfuerzos de tipo residual.

De el segundo aspecto referente a las propiedades mecánicas de los suelos, puede decirse que la presencia de agua en el subsuelo tiene gran significación, en suelos relativamente poco permeables el ajuste de las presiones de agua no siempre es rápida, por lo cual las presiones de poro evolucionarán con el tiempo y consecuentemente también así lo harán las presiones efectivas. Para evaluar estos fenómenos se requiere del conocimiento de algunos parámetros fundamentales del subsuelo, como su permeabilidad, ángulo de fricción interna, cohesión y resistencia al esfuerzo cortante.

En un suelo muy plástico, como en el caso de algunas arcillas, los problemas más importantes están relacionados con la fluencia y la expansividad. El desarrollo de los nuevos estados de esfuerzo dependen de la permeabilidad del suelo y de la variación de la resistencia al esfuerzo cortante aunada a los fenómenos de flujo plástico y expansión.

En arcillas, el alivio de esfuerzos origina, por la diferencia de presiones, un flujo de agua hacia las proximidades del túnel que favorece a la expansión del suelo, produciendo la pérdida progresiva de sus resistencia al esfuerzo cortante. El flujo consiguiente de la arcilla, tiende a cerrar la cavidad del túnel, hasta adquirir el valor de su resistencia al cortante mínima, conocida como cohesión última.

El fenómeno es influido por la permeabilidad de la arcilla y por la presión a la que haya sido consolidado el material; durante su historia de cargas, las arcillas preconsolidadas, tiene normalmente una alta capacidad de expansión y la presión que pueden ejercer sobre un soporte del túnel puede exceder al peso propio del material de cubrimiento en tuneles poco profundos. El efecto de flujo plástico puede, además provocar fisuramientos, grietas y aun desmoronamientos del material superficial de la galería, debido al alargamiento radial del suelo y su consecuente acortamiento circunferencial lo que eventualmente podría llevar a la desintegración total de las paredes del túnel.

Si se permite el drenaje del agua del terreno hacia la cavidad aun en pequeñas cantidades y poco a poco, se puede provocar un proceso de consolidación que altera el estado de esfuerzos, incrementando las presiones alrededor de la cavidad y que desencadenará deformaciones de la masa y asentamientos de la superficie.

5.2) Tipos y causas de presión sobre tuneles.

La principal causa de carga sobre tuneles se encuentra en el peso propio de la masa de los estratos que están por encima del techo del túnel originando empujes en los ademes, estos varían en magnitud con la influencia del tiempo por la evolución de las deformaciones y de otros fenómenos como los relacionados con los contenidos de agua en el terreno.

Las cargas se pueden clasificar en las siguientes categorías:

- a) Aflojamiento de la masa del suelo
- b) El peso de la masa subyacente y las fuerzas tectónicas.
- c) Expansión de la masa debido a las acciones físicas o químicas.

Estos mecanismos dan origen al desarrollo de los siguientes tres tipos de presiones sobre tuneles:

- 1) Presión por aflojamiento.
- 2) Presión genuina de montaña
- 3) Presión por expansión.

1) Presión por aflojamiento:

Las consideraciones que se han hecho respecto a este tipo de presión se deben principalmente a TERZAGHI y en ellas el efecto de arqueo tiene una muy importante aplicación.

El efecto de arqueo, también conocido como efecto de silo porque se observa en materiales granulares almacenados en silos, es una propiedad que tienen suelos granulares y rocas de transmitir su peso, cuando se permite un pequeño desplazamiento vertical, hacia los lados de la zona desplazada. El efecto se puede visualizar de la siguiente manera.

Supongase una porción de suelo de longitud infinita que descansa sobre una base firme como muestra la fig V-2a. La altura que tiene el suelo es  $h$ . La presión que el suelo ejerce es uniforme y equivalente al peso del suelo que gravita sobre la misma. Supongase ahora que la base tiene una placa móvil de longitud también infinita pero con un ancho igual a  $B$  (fig V-2) y que, mediante ella, permitimos un desplazamiento muy pequeño, al permitir este desplazamiento al suelo colocado justo por encima de la placa tenderá a moverse junto con ella en la misma cantidad  $Dh$ , sin embargo, este desplazamiento habrá de ser impedido por el desarrollo de esfuerzos cortantes relativos entre la masa cedente y la que está fijamente sostenida y con esto, el peso de la masa de suelo superior a una zona aflojada es transmitida por un efecto que es similar a el trabajo de un arco estructural (de ahí su

nombre) hacia los lados de la placa cedente en la base, fija incrementando en esta zona la presión y aliviandola en la placa móvil.

El efecto de arqueo ocurre, como ya lo mencionamos, en silos de almacenamientos de materiales granulares como semillas, en este caso, cuando se presenta una cedencia del material en la base, este empieza a trabajar por arqueo transmitiendo su peso por fricción a las paredes del silo, así que en la base del mismo solo gravita la porción de material aflojada que no es soportada por su propio arco y el resto del material transmite su carga a las paredes del silo. En realidad en el caso del silo, si lo consideramos de dimensiones reducidas, el efecto más bien se asemeja al de un medio domo, mientras que en el primer ejemplo, al suponer la placa y la base de longitud infinita, se trata de un caso de deformación plano (fig V-3).

Existen varias teorías sobre arqueo, fundamentalmente nos referiremos a la de TERZAGHI en la cual se supone que los planos verticales ac y bd (fig V-2b) son superficies de deslizamiento y que la presión de la frontera cedente es igual a la diferencia entre el peso total de la masa de suelo colocada dentro de esta frontera (ac y bd) y la resistencia friccionante desarrollada a lo largo de las superficies de deslizamiento. La experiencia a mostrado que en realidad tales superficies tiene una forma como la ae y bf con una separación mayor al ancho B de la superficie de cedencia, por lo que en realidad la resistencia friccionante es mayor y el peso del material 'aflojado' es por lo tanto menor, si se considera como se dijo al principio, se obtienen resultados conservadores, del lado de la seguridad.

La cedencia que necesita el suelo para desarrollar un efecto de arqueo la debe de proporcionar el techo del túnel por efecto de las cargas que sobre el actúan; evidentemente el tiempo que tarde en colocarse el ademe influye en el desarrollo de estos efectos. Si el techo queda sin protección, las cargas se irán incrementando, además de que se formarán cunas de material desprendido que aumentan según pasa el tiempo, como se muestra en la figura V-4. El valor de que se muestra en la figura depende de la cohesión del suelo y la altura máxima,  $h_{max}$ , tiene un valor de:

$$h_{max} = \frac{B}{2 \tan \alpha}$$

donde B = ancho del túnel  
t

$$\alpha = f(\text{cohesión})$$

En el frente de la excavación el efecto de arqueo se ve influido por la pared del material que aún forma el frente y que genera un efecto de arqueo tridimensional o de medio domo que, por supuesto, es

más efectivo que el arco bidimensional del que hemos hablado.

La carga por aflojamiento es el peso del material no sostenido por su propio arco, es decir, el material inestable que cede a los desplazamientos tendiendo a penetrar en la cavidad del túnel.

De lo antes expuesto queda claro que para que la estructura de soporte de un túnel sea eficiente tendrá que deformarse una cierta cantidad que favorezca la creación del arco, pero a su vez, deberá tener limitada su libertad de desplazamiento para evitar que el terreno se afloje en exceso.

El balance entre cedencia y confinamiento que se requiere, se obtiene con un soporte que interactúe con el terreno.

## 2) Presión genuina de montaña.

Este tipo de presión se presenta cuando los esfuerzos de confinamiento, aunados a los que se desarrollan por la excavación, exceden la resistencia a la compresión no confinada del material que forma todo el contorno del túnel. Muchos autores piensan que la genuina presión de montaña se presenta en el material que a soportado grandes esfuerzos de confinamientos debidos a el peso del material subyacente y esfuerzos tectónicos muy altos, que evidentemente se asocian a las masas de material localizadas a grandes profundidades respecto a la superficie, en las que el confinamiento a sido preservado eficientemente. Otros autores manifiestan que es un estado plástico latente, que antecede a la presión de montaña, podría originalmente no existir y que, sin embargo, aparece por la sobreposición de los esfuerzos primarios antes mencionados y que posteriormente surgen por efecto de la excavación. Las primeras manifestaciones de estas condiciones del suelo, aparecen cuando la cavidad del túnel, esto origina movimientos en las paredes del mismo que, si son impedidas mediante un soporte, originan la aparición de fuertes presiones sobre este, que llegan a valores muy altos para ser soportados en forma convencional si permitir el desarrollo de estos movimientos se crea una zona aliviada de esfuerzos alrededor del túnel, formada de material en su límite plástico aunque se ha observado que el material altamente presforzado puede fluir continuamente hacia el cierre de la cavidad.

El fenómeno depende del suelo y del tipo de ademe utilizado, en donde es de gran importancia la flexibilidad del soporte, como hemos dicho, en muchos casos se requiere de tan solo una pequeña cedencia por parte del ademe para aliviar los esfuerzos de confinamiento y es también y es también importante el tiempo de la puesta en obra del soporte.

Un terreno altamente preesforzado, por esfuerzos geostáticos o de origen tectónicos, requiere una cedencia mayor por parte del ademe para el alivio de los esfuerzos contenidos en su masa. La cedencia del ademe simultáneamente a los desplazamientos del terreno en torno al túnel vienen acompañados de una relajación casi instantánea de la presión. El ademe en este sentido, debe permitir los movimientos que requiere el terreno para disminuir su pre-esfuerzo hasta un límite en el cual, una mayor deformación produciría aflojamiento en la masa que generalmente conducen a la degradación del terreno y a un incremento posterior de las cargas; por ello, el ademe o soporte del túnel, viene a jugar un papel muy importante en su interacción con el terreno, del que se derivan las cargas que tendrán que soportar. Es interesante entender que el concepto de carga aquí expuesto debe su nombre precisamente al hecho de que su origen se atribuye al confinamiento sufrido por el terreno durante su historia geológica, produciendo un efecto de pre-esfuerzo que posteriormente se transformara en carga sobre el ademe.

### 3) Presión por expansión.

La presión por expansión se presenta en algunos casos particulares en los que se localizan materiales con tendencia a expandirse por absorción de agua en el contorno del túnel. Casos típicos son las arcillas, las pizarras y lutitas o bien, cualquier tipo de terreno interestratificado con arcillas o alterado y convertido en arcilla. El fenómeno ocurre por la aparición de zonas del terreno en torno al túnel menos esforzadas o aflojadas, de manera que el agua intersticial, que contiene el suelo, tiende a fluir por diferencia de presiones, a estas zonas y los materiales antes mencionados tienden a expandirse y a fluir hacia el interior del túnel incrementando las cargas que deben ser soportadas por el ademe.

Debido a la excavación, quedan en condición de zonas menos esforzadas las de la periferia del túnel, otra zona crítica suele ser el piso o cubeta, a no ser que se use un soporte en la periferia completa del túnel.

Además del caso de las arcillas, la presión por expansión puede ser consecuencia de algunas transformaciones químicas por hidratación, como por ejemplo, la transformación de la anhidrita en yeso. No resulta fácil, sin embargo, distinguir entre la expansión que aquí se menciona y la expansión del terreno relacionada con la presión genuina de montaña; para ello se recomienda efectuar identificaciones adecuadas de las características físico-químicas de los suelos y pronosticar, en lo posible, los efectos que llegue a sufrir el suelo por incrementos en su contenido de agua.

Aunque no es fácil prever los valores que alcance la presión por expansión, cuando se han medido, se ha visto que puede llegar a valores muy altos, cuando la arcilla es altamente expansiva, y que se

desarrolla durante períodos largos de tiempo (semanas o meses). En la medida en que lo pueda permitir la obra o proyecto del túnel, es recomendable dejar que el terreno se expanda para aliviar de presiones al ademe, evitando en todo caso la posible degradación del terreno.

Los procesos de expansión se relacionan con la presencia de agua en la masa del suelo, pero el agua puede también provocar otros efectos de carga sobre el soporte o ademe del túnel.

#### 4) Presión de Agua.

La acción que ejerce el agua que contiene el terreno sobre el ademe de un túnel es la de una presión exterior, independiente de la carga de suelo o roca, que actúa con una distribución hidrostática en el caso de un nivel de agua establecido y un ademe impermeable, o bien, con una distribución variable de la carga piezométrica que depende de las condiciones del túnel (permeabilidad) y de las propiedades de permeabilidad del terreno. El hecho de que el revestimiento de un túnel funcione o no como un dren, tendrá gran influencia respecto al nivel de carga de agua en el subsuelo, así como también influyen sus propias características de permeabilidad. Al funcionar un túnel como dren, se introduce el abatimiento del nivel de aguas freáticas como se muestra en la figura V-5, en su lado izquierdo, cabe mencionar que, cuando sea calculado un revestimiento, suponiéndolo con funciones de dren, deberán tomarse las medidas constructivas prácticas para que efectivamente, funcione como tal. Los valores de agua se muestran esquemáticamente en la misma figura.

Ahora bien, para una correcta evaluación de la presión de agua, es indispensable la instalación de piezómetros con los que se obtengan valores de la presión de agua en puntos de interés a diferentes profundidades. En términos generales, es mediante la interpretación de datos piezométricos como se habrán de evaluar las presiones de agua.

5.3) Estabilidad del túnel. A) Estabilidad del frente.

Para determinar la estabilidad del frente en suelos cohesivos existe el criterio de Broms y Bennermark, el cual indica que el frente es estable si se cumple la siguiente condición:

$$\gamma H < \frac{6 C}{1.25}$$

En donde:  $\gamma$  = Peso volumétrico del suelo  
 H = Profundidad al centro del túnel  
 C = Cohesión media

Si la condición no se cumple, para poder soportar el frente, es necesaria una presión estabilizadora ( $P_e$ ). La cual se calcula:

$$P_e = \gamma H - \frac{6 C}{1.25}$$

En la tabla I se muestra el resumen del análisis y se indica la presión necesaria requerida. Es conveniente observar que entre el cadenamiento 0+0000 al 1+474 Km se requiere el uso de un escudo presurizado para poder trabajar con las presiones requeridas, la presión estabilizadora es mayor de 1.4 ks/cm<sup>2</sup>. Entre el cadenamiento 1+474 al 4+670 Km, la presión estabilizadora esta entre 0.50 y 1.1ks/cm<sup>2</sup> por lo cual es recomendable usar un escudo auxiliado por aire comprimido. Para el cadenamiento 4+670 al 5+837.5Km la presión estabilizadora es menor de 0.05 ks/cm<sup>2</sup> por lo cual es recomendable usar el escudo de frente abierto. Sin embargo, considerando el aspecto económico se decidió construir el túnel con un escudo presurizado (en toda la línea de proyecto).

B) Estabilidad de las paredes.

De acuerdo con la teoría de la elasticidad y considerando que las paredes del túnel están sujetas a esfuerzos de compresión provocados por el peso propio del suelo se llega a valores de 2 H en la pared del Túnel y este valor va disminuyendo a medida que el punto considerado se aleja del mismo (H=Profundidad correspondiente al centro del túnel).

Cuando H es mayor que la cohesión del suelo, se produce en las paredes del túnel, deformaciones plásticas ocasionando hundimientos superficiales excesivos, lo cual puede ser evitado mediante el empleo de un escudo que evite la plastificación o falla de las paredes.

En el trazo del túnel se cuida que se cumpliera esta condición.

C) Presiones verticales y horizontales.

Para el cálculo de las presiones verticales y horizontales, se utilizaron las siguientes expresiones:

$$PV = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + \sum_{i=1}^t \gamma'_i h_i + \gamma_w h_t$$

$$PH = 0.5 \left[ \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i + \sum_{i=1}^t \gamma'_i h_i \right] + \gamma_w h_t$$

- En donde:
- PV=Presion Vertical
  - PH=Presion horizontal
  - $\gamma_i$ =Peso Volumetrico de cada estrato
  - $\gamma'_i$ =Peso Volumetrico sumersido de cada estrato
  - $\gamma_w$ =Peso Volumetrico del agua
  - $h_i$ =Espesor de cada estrato
  - $n$ =Numero de estratos arriba del nivel freatico
  - $t$ =Numero de estratos entre el nivel freatico y el centro del tunel

En la tabla II se presentan los resultados obtenidos. Es conveniente mencionar que los resultados en la práctica estan proximos a la realidad para tuneles en suelos en donde el techo del túnel es menor de cinco diámetros de excavación.

5.4) Interpretación de la instrumentación.

a) Bancos de Nivelación:

De lo observado en las curvas de igual asentamiento figs V-6, se observa que antes de que el escudo llegue a la zona de nivelación, se da un hundimiento inicial y conforme se aleja de la zona va dejando tras de sí un hundimiento.

Cuando el escudo está a una distancia de 10 m de la zona de nivelación, se forma una serie de elipses concéntricas que nos van dando en dirección al eje de la línea de proyecto el mayor valor y al contrario el menor (figs V-7a y V-7b).

Como caso típico tenemos, el mostrado en la fig V-7, referente a la estación 2+410, el escudo se detuvo por falta de agua tratada (durante 5 días aproximadamente) presentándose varios problemas: filtraciones, el escudo comenzó a hundirse, se incrementaron los asentamientos.

El terreno comenzó a recuperarse un mes después (el asentamiento máximo es de 17 mm), a 2 meses el movimiento tiende a estabilizarse.

El 19 de Septiembre se registró un sismo, esto ocasionó que los hundimientos mostrarán un nuevo decremento, tendiendo en algunos casos a un hundimiento, 5 meses después y a 1 mes del sismo tienden a estabilizarse los movimientos (fig V-8). Estadísticamente hasta el cadenamiento 0+387.5 el valor promedio de asentamientos es de 25 mm con una desviación estandar de +/- 5 mm. Esta relación ocurre en un tiempo promedio de 38.5 días y con una desviación de +/- 7.4 días. Después del cadenamiento 0+387.5 la media en los desplazamientos es de 17.6mm con una desviación de +/- 5.6mm.

Los asentamientos medidos dos meses después del paso del escudo son en general del 30% de los causados por el proceso constructivo (excavación, colocación de dovelas e inyección). Estos asentamientos posteriores pueden deberse principalmente a la consolidación del anillo de suelo remoldeado por el proceso constructivo. Debido a que la permeabilidad de la arcilla remoldeada es muy baja (menor que 10<sup>-8</sup> cm/s.) es de esperarse que no se haya alcanzado el 100% de consolidación del suelo remoldeado y que en el futuro se presenten asentamientos adicionales del orden de 0.5 a 0.7cm, esto se observa en la figura V-9.

B) Inclinómetros.

Los resultados muestran en general una recuperación de los movimientos verticales inducidos por las etapas constructivas del túnel.

Los movimientos en la dirección N-S, figura V-10, (perpendiculares al eje del túnel) muestran que los desplazamientos verticales máximos (hacia afuera del túnel) ocurren al llegar el frente del túnel a la estación de medición; en los inclinómetros cercanos al paso de la excavación y durante la colocación de las dovelas en los inclinómetros mas alejados. Los desplazamientos verticales generados cerca del túnel, se recuperan paulatinamente hasta alcanzar una recuperación de un 30 después de la etapa de colocación e inyección de las dovelas.

Los movimientos en la dirección del avance del túnel (E-W, figura V-11) muestran que cuando el escudo esta pasando por la sección instrumentada se tiene los máximos desplazamientos, los cuales se localizan a una elevación abajo de la del eje del túnel. La magnitud de estos movimientos es del orden de 2.5 a 3.0 cm iguales o superiores a los medidos en la dirección perpendicular (N-S).

c) Piezómetros.

Los resultados obtenidos (figura V-12) muestran que cuando el frente del túnel pasa por la sección instrumentada, se registra un leve incremento de presión de poro (del orden de 0.4 a 1.0 T/m<sup>2</sup>); es posible que sea una consecuencia de la presión que se utiliza en el lodo bentonítico. Al pasar el frente del escudo cae la presión de poro al nivel inicial, para incrementarse nuevamente (ligeramente) durante la inyección de lechada a través de las dovelas. El efecto del tuneleo en términos de incrementos de presión de poro en el suelo, no se extiende mas alla de un diametro del túnel.

En general se muestra que los incrementos de presión de poro causados por el paso del escudo, se disipan en un lapso de 10 a 16 días.

d) Convergencias.

La deformación inicial de las dovelas al perder la protección del escudo es de 9 a 7 mm (fig V-13); posteriormente la deformación es de 0.09 a 0.05 mm/día la cual tiende a cero en un lapso de 10 a 15 días. La deformación total es del orden de 10 a 12 mm.

TABLA I .- PRESION ESTABILIZADORA EN EL FRENTE DEL TUNEL.

| Método de excavación                                      | Cadenamiento (km) | Presión Estabilizadora (kg/cm <sup>2</sup> ) | Presión Recomendable (kg/cm <sup>2</sup> ) |
|---|-------------------|--|--|
| Escudo con frente cerrado y lodo bentonítico presurizado. | 0 + 000 - 0 + 250 | 1.45   | 1.5  |
|   | 0 + 250 - 0 + 750 | 1.31   | 1.3  |
|   | 0 + 750 - 1 + 224 | 1.35   | 1.4  |
|   | 1 + 224 - 1 + 448 | 1.34   | 1.4  |
| Escudo con frente cerrado y aire presurizado.             | 1 + 448 - 1 + 474 | 1.10   | 1.1  |
|   | 1 + 474 - 1 + 875 | 0.74   | 0.8  |
|   | 1 + 875 - 2 + 381 | 0.78   | 0.8  |
|   | 2 + 381 - 2 + 511 | 0.46   | 0.5  |
|   | 2 + 511 - 3 + 041 | 0.46   | 0.5  |
|   | 3 + 041 - 3 + 571 | 0.64   | 0.7  |
|   | 3 + 571 - 4 + 121 | 0.49   | 0.5  |
| 4 + 121 - 4 + 670   | 0.50              | 0.5  |  |
| Escudo con frente abierto                                 | 4 + 670 - 5 + 254 | 0.05   | 0.0  |
|   | 5 + 254 - 5 + 837 | 0.01   | 0.0  |

TABLA II .- PRESIONES VERTICALES Y HORIZONTALES

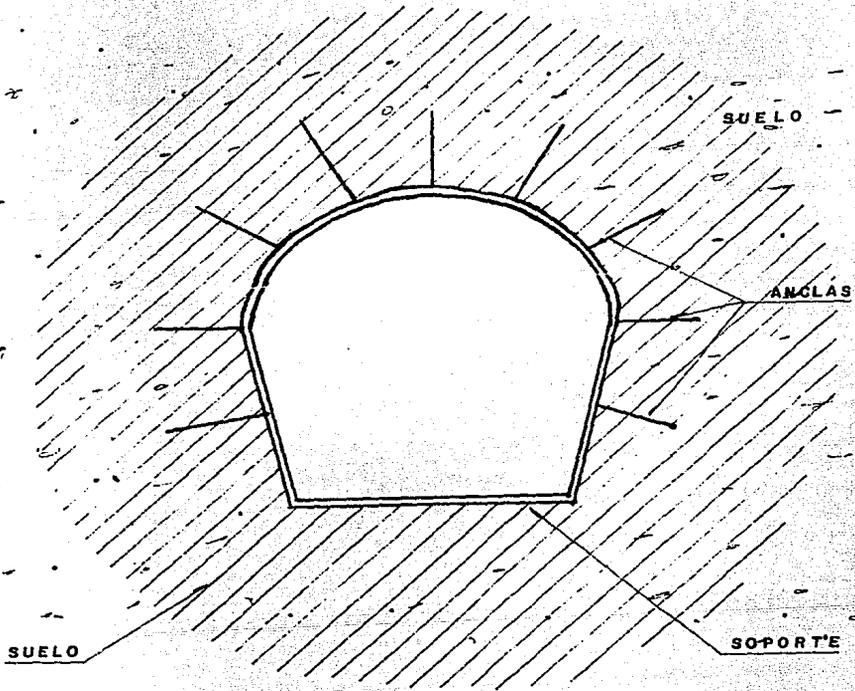
| TRAMO         | CADENAMIENTO      | P.V.<br>t/m <sup>2</sup> | P.H.<br>t/m <sup>2</sup> |
|---------------|-------------------|--------------------------|--------------------------|
| L - 1 a L - 2 | 0 + 000 - 0 + 250 | 13.25                    | 12.50                    |
|               | 0 + 250 - 0 + 750 | 14.70                    | 13.13                    |
|               | 0 + 750 - 1 + 224 | 14.73                    | 13.40                    |
|               | 1 + 224 - 1 + 448 | 14.62                    | 13.32                    |
| L - 2 a L - 3 | 1 + 448 - 1 + 474 | 14.62                    | 13.32                    |
|               | 1 + 474 - 1 + 875 | 13.84                    | 12.85                    |
|               | 1 + 875 - 2 + 381 | 15.97                    | 14.18                    |
|               | 2 + 381 - 2 + 511 | 15.52                    | 13.81                    |
| L - 3 a L - 4 | 2 + 511 - 3 + 041 | 15.52                    | 13.81                    |
|               | 3 + 041 - 3 + 571 | 17.01                    | 14.53                    |
| L - 4 a L - 5 | 3 + 571 - 4 + 121 | 16.71                    | 14.26                    |
|               | 4 + 121 - 4 + 670 | 12.52                    | 11.65                    |
| L - 5 a L - 6 | 4 + 670 - 5 + 254 | 12.52                    | 11.65                    |
|               | 5 + 254 - 5 + 837 | 9.35                     | 9.20                     |

NOTACION:

Pv = PRESION VERTICAL

Ph = PRESION HORIZONTAL

NTN



UNIDAD ESTRUCTURAL SOPORTE - SUELO

FIGURA X - 1

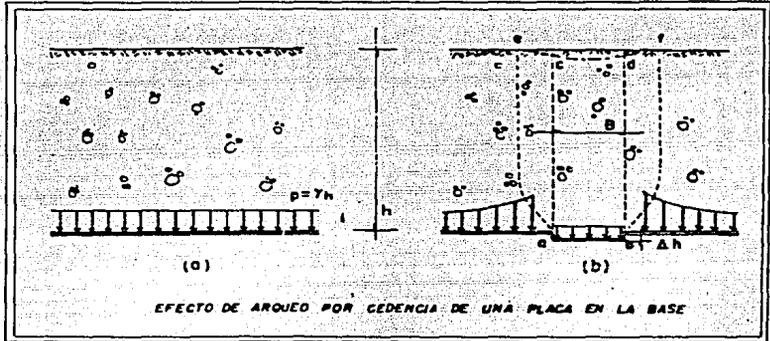


FIGURA V - 2

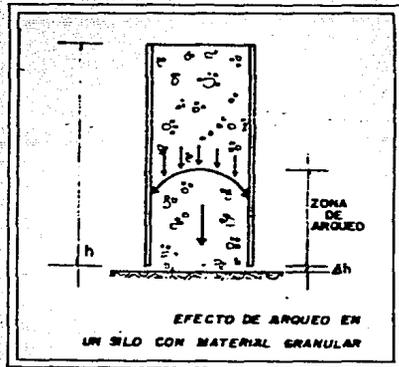
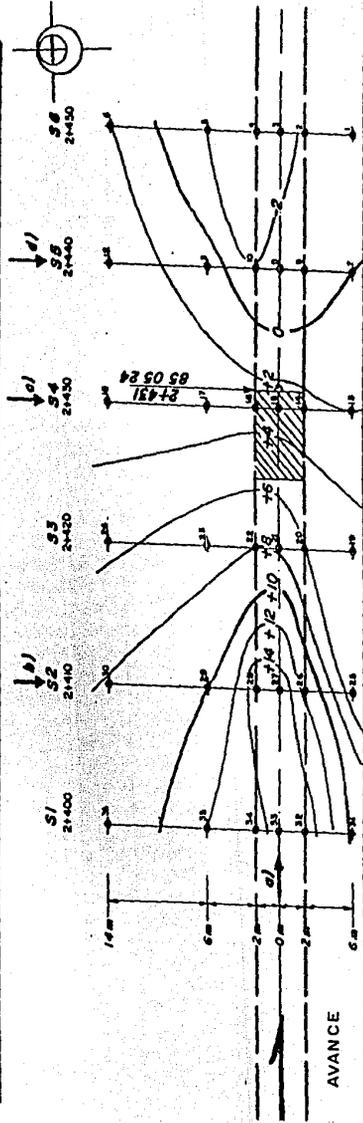


FIGURA V - 3



VOMBRE DE LA CALLE:  
**MARCELINO BUENDIA**

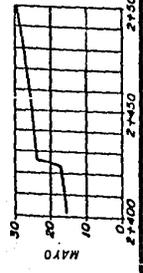


AVANCE

ESTACION 2+400 A 2+450

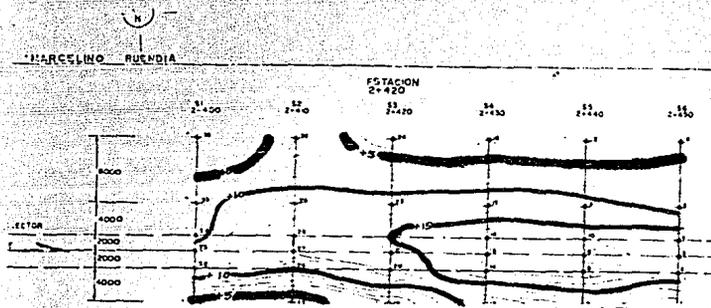
CALLE 13

65 05 13 DIA  
 2+350 CADENAMIENTO  
 ASENTAMIENTO  
 BUFAMIENTO

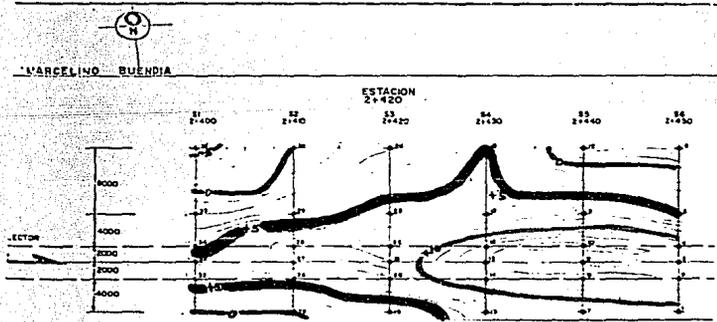


PORCENTAJE PROMEDIO  
 DE AVANCE 6.5 m/418

FIGURA 3'-6



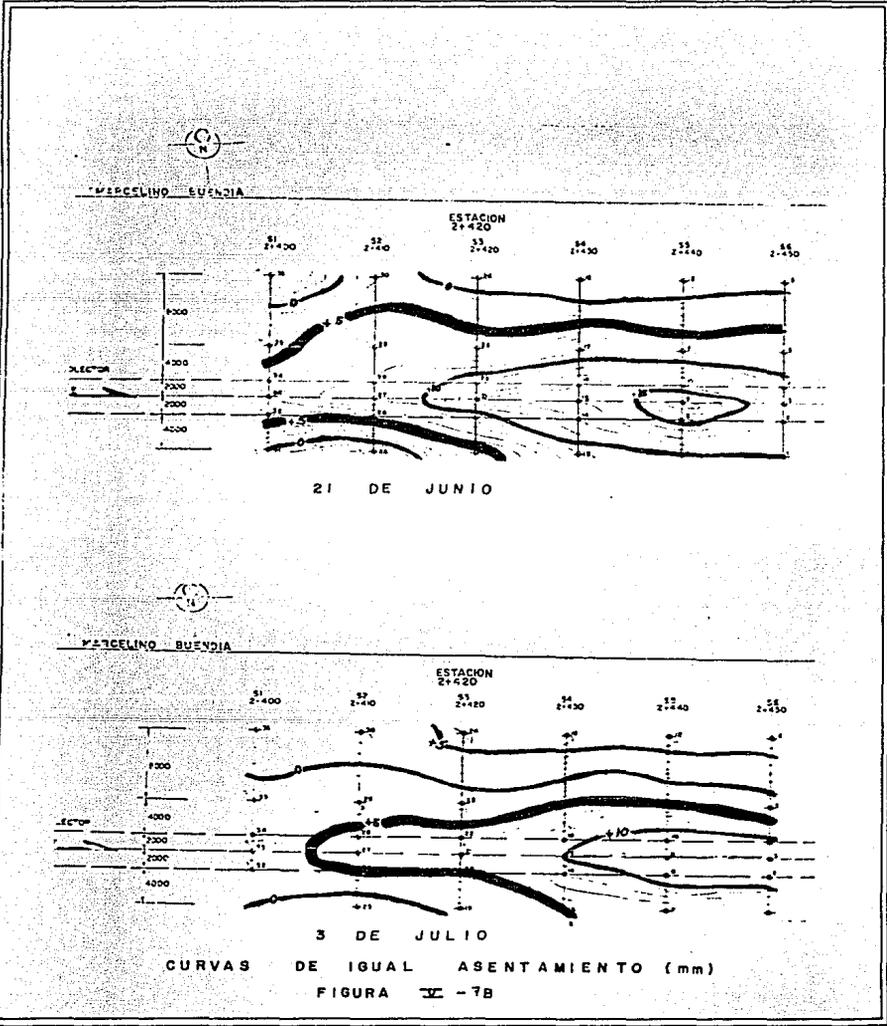
15 DE JUNIO

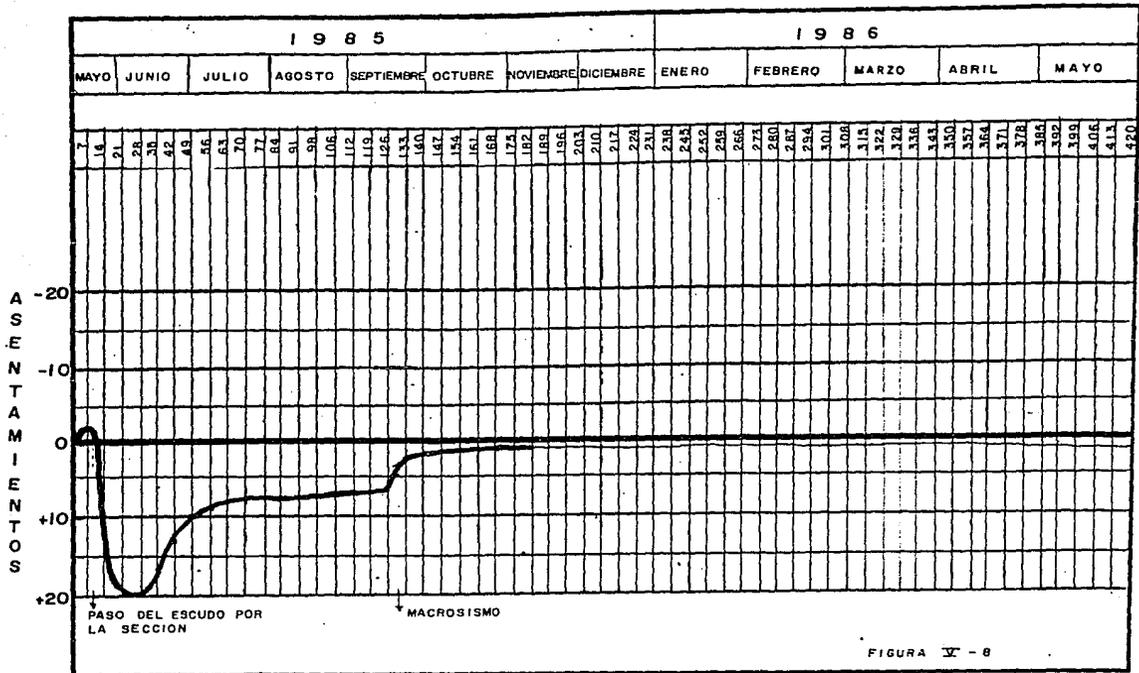


17 DE JUNIO

CURVAS DE IGUAL ASENTAMIENTO (mm)

FIGURA V-7A





ESTACION 2+400 A 2+450

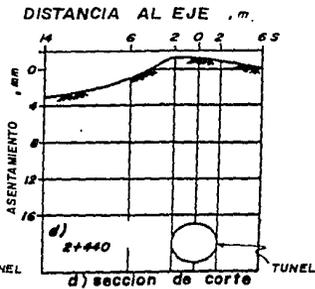
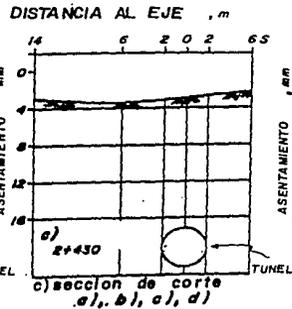
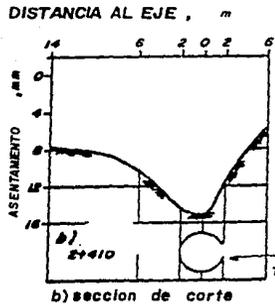
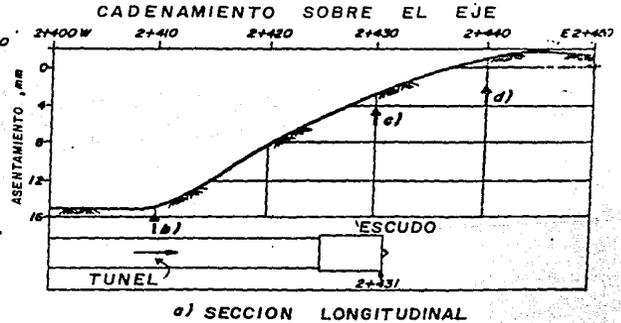
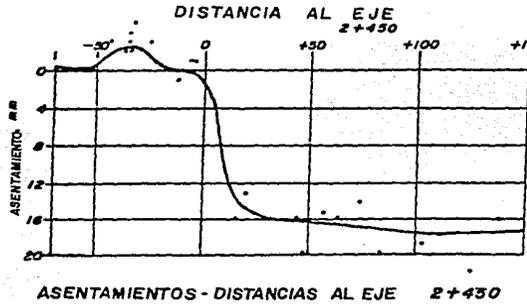
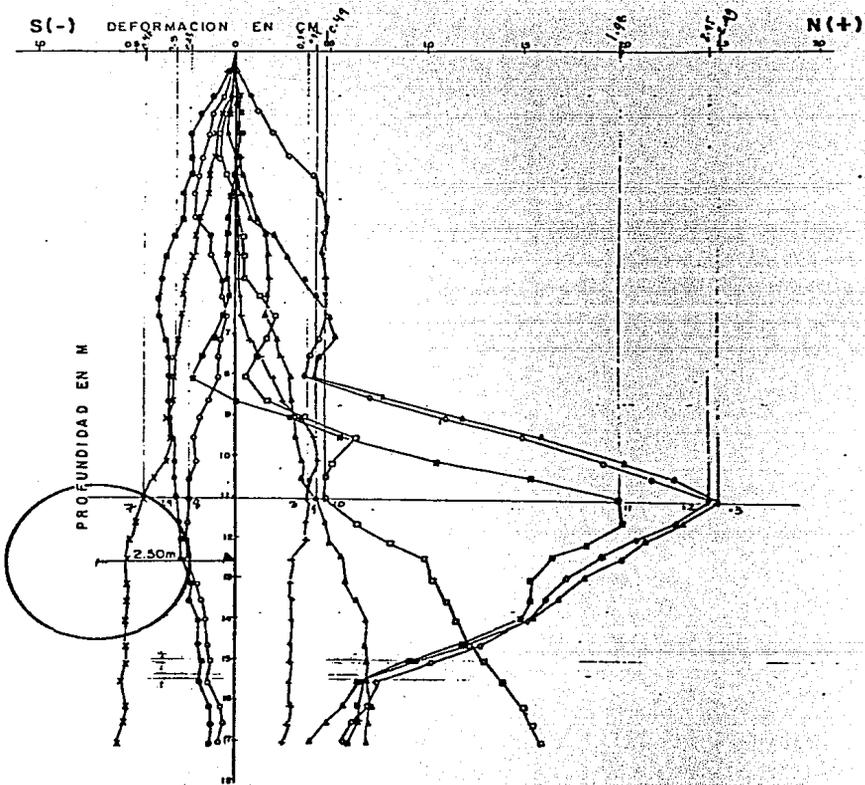


FIGURA X - 9

CUANDO EL ESCUDO LLEGA AL CADENAMIENTO 2+431

No. I-7 ORIENTACION N-S



DISTANCIA

- 129.3
- 81.3
- 34.3
- 20.3
- 11.3
- 8.3
- + 2.7
- + 18.7
- + 29.7

SIMBOLOGIA

- 29-VIII-64
- ⊕ 3-IX-64
- ⊗ 7-IX-64
- 8-IX-64
- △ 9-IX-64
- 10-IX-64
- ⊗ 11-IX-64
- ◇ 12-IX-64
- △ 13-IX-64

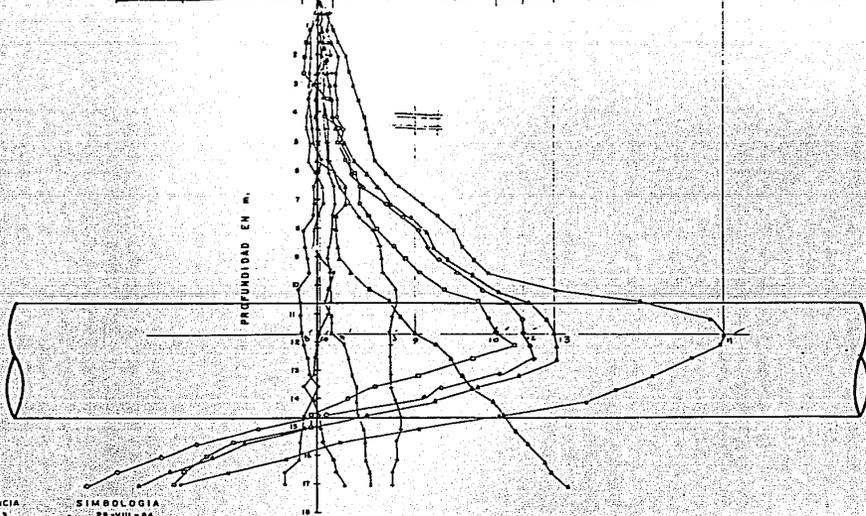
FIGURA I - 10

DEFORMACIONES HORIZONTALES

INCLINOMETRO Nº I-7 ORIENTACION E-W

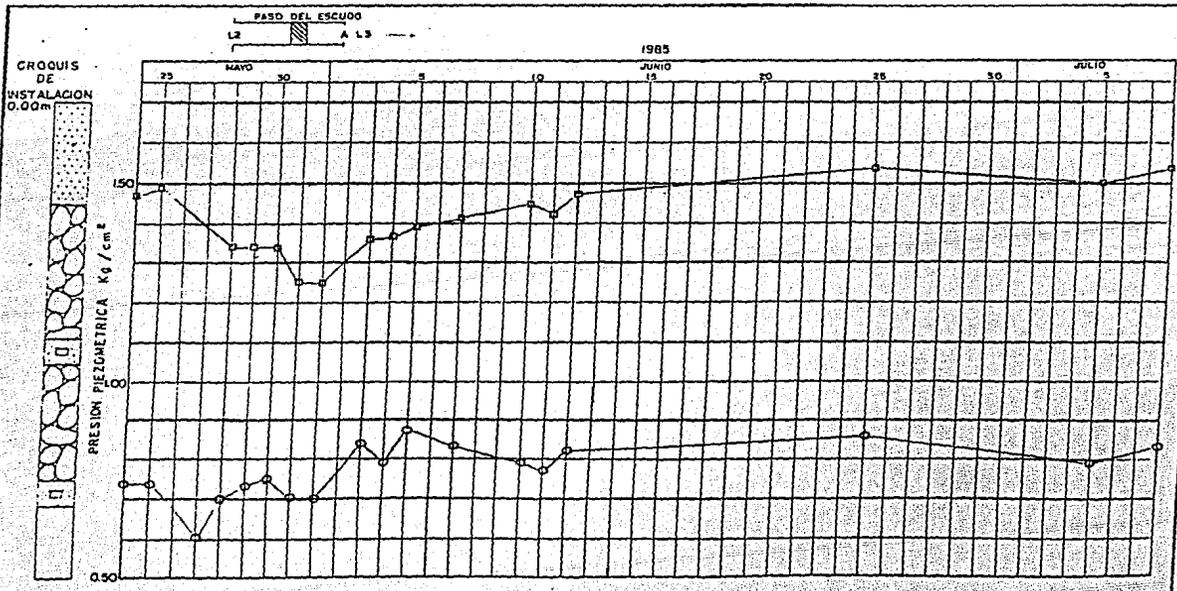
DEFORMACION EN cm. W(-) 1.5 1.0 0.5 0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5 3.0 3.5 4.0 E(+)

PROFUNDIDAD EN m.



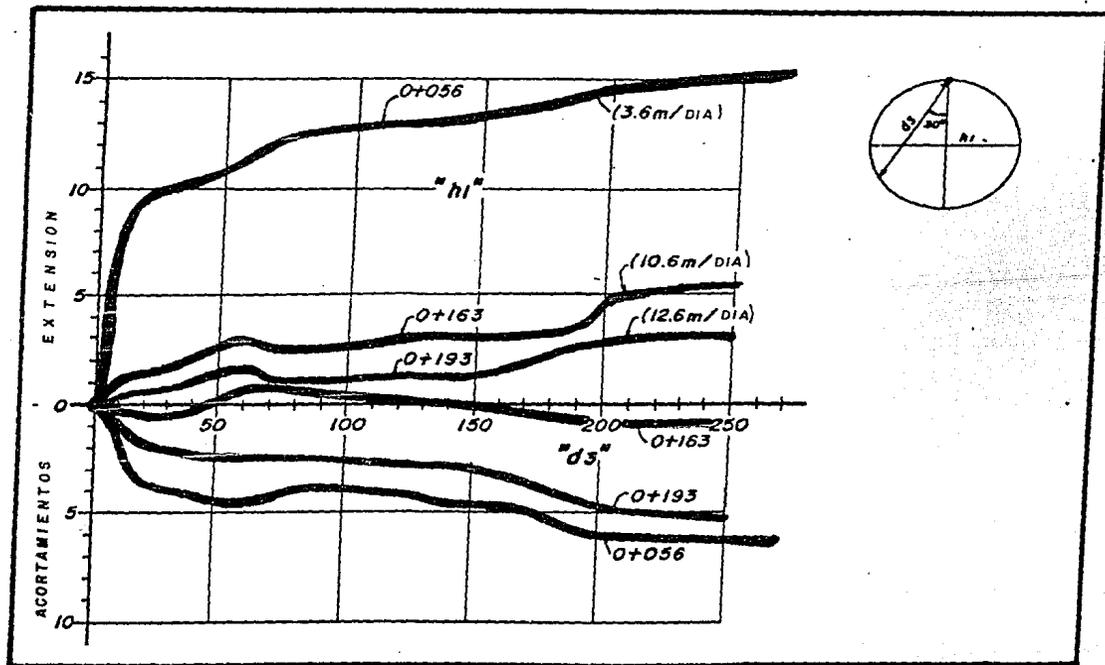
| DISTANCIA | SIMBOLOGIA |
|-----------|------------|
| - 12.3    | 18-01-84   |
| - 21.3    | 3-12-84    |
| - 34.3    | 7-12-84    |
| - 20.3    | 8-12-84    |
| - 11.3    | 9-12-84    |
| - 8.3     | 10-12-84   |
| - 1.7     | 11-12-84   |
| - 19.7    | 12-12-84   |
| - 29.7    | 13-12-84   |

FIGURA X - II



| SIMBOLO | PIEZOMETRO NR | PROFUNDIDAD (m) | TIPO      |
|---------|---------------|-----------------|-----------|
| ○       | PN-1          | 8.00            | Neumático |
| □       | PN-2          | 15.00           | Neumático |
|         |               |                 |           |
|         |               |                 |           |

FIGURA X-12



DEFORMACIONES DEL DIAMETRO

FIGURA I-13

VI.-CONCLUSIONES.

Debido al crecimiento de la Ciudad de México, es necesario la instalación de nuevos servicios (como es el drenaje, vías de comunicación, etc). Por lo anterior en los últimos años y en base a una serie de estudios se tiene como solución óptima la construcción de obras subterráneas.

No obstante por la estructura floclada de las arcillas del Valle de México, los elevados contenidos de agua y relaciones de vacíos así como la alta sencitividad, muestran características importantes a considerar en el comportamiento de los túneles que ahí se tenga proyectado construir.

La excavación de túneles en arcillas blandas presenta principalmente los siguientes problemas:

- Estabilidad del frente
- Estabilidad de las paredes
- Asentamientos en superficie
- Deformaciones del revestimiento primario

Por lo cual actualmente para el tuneleo en arcillas blandas se cuenta con el escudo cortador con frente de lodo el cual presenta las siguientes ventajas:

- Seguridad en el frente de excavación
- Permite trabajar a presión atmosférica normal
- Ciclo de excavación rápido
- No altera el nivel freático
- Reduce el remoldeo
- Requiere de menor personal

Sin embargo implica el uso de sistemas electrónicos automatizados por la imposibilidad de ver el frente.

Debido a que es un método nuevo de excavación en México, fue necesario realizar una instrumentación, para percibir el comportamiento del suelo.

En lo referente a instrumentación, se empiezan a percibir cambios 40-30 m antes de que el escudo llegue a la sección instrumentada. Cuando el escudo cruza la zona instrumentada se observan asentamientos de 10-12 mm (approx). Entre el segundo y tercer mes los asentamientos tienden a estabilizarse.

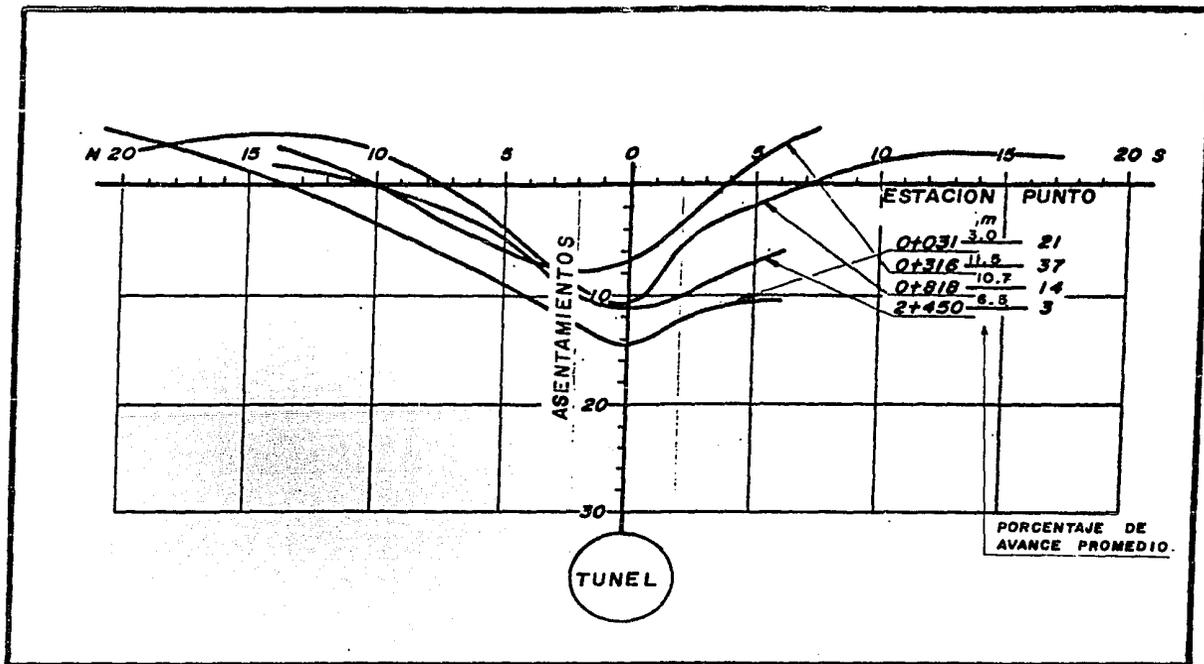
Existe una correlación entre el tiempo de avance y los movimientos registrados, a mayor rapidez en el avance ( en el proceso constructivo), las deformaciones registradas son menores. Cuando el

escudo se detiene por algun imprevisto o el avance es mas lento, se incrementan los asentamientos (fig VI-1).

Lo anterior es consecuencia de que el espacio anular dejado por el faldón y la tolerancia entre dovelas y faldón se traduce en asentamientos en superficie pero debido a el sistema de inyección casi simultáneo a la colocación de dovelas, estos se reducen.

No se consideran asentamientos a largo plazo por considerar el revestimiento del túnel impermeable.

Se observa que los resultados obtenidos en la instrumentación fueron menores a los esperados teóricamente. La mejor utilización que se puede dar a las mediciones de campo se obtiene cuando estas se logran vincular con los modelos analíticos del comportamiento del túnel. La incertidumbre de los modelos analíticos va siempre ligada a la incertidumbre en los parámetros utilizados de las propiedades del suelo, es por ello necesario realizar un estudio detallado de estos, que permita realizar estimaciones más acertadas. La experiencia adquirida por el Ingeniero y su intuición, son de gran utilidad para interpretar los datos ya sea por medio de un modelo analítico y o instrumentación.



CONTORNO DE ASENTAMIENTOS  
UN MES DESPUES DEL PASO DEL  
ESCUDO

BIBLIOGRAFIA

- 1) A. RICO R. Y H. del CASTILLO. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Vol. II, Cap.14, Ed. Limusa. México, 1982.
- 2) TUNEL S.A. Memoria Técnica de la Obra del Drenaje Profundo del Distrito Federal. México, 1975.
- 3) S.M.M.S. Instrumentación y Mediciones en Túneles. Simposio del 15 de Mayo de 1981. Oaxtepec, Mor., México.
- 4) DDF. Dirección General-DE OBRA, HIDRAULICAS. Interceptores Profundos y el Emisor Central. México, D.F. Agosto, 1969.
- 5) DIRAC, Estudio Geotécnico del Túnel Semiprofundo Iztapalapa Km 0+000 al 5+837.5 y Lumbreras Auxiliares. México D.F.
- 6) DGCOH, Justificación del Proyecto de Interceptores Profundos Para Resolver Definitivamente El Problema de Desahue de la Ciudad y El Valle de México.
- 7) SOLUM, Analisis de la Construcción de Lumbreras y Túneles En Suelos Blandos. Interceptores, Central y Oriente.
- 8) S.M.M.S., Túneles En Suelos Blandos y Firmes, México.
- 9) S.M.M.S., RAUL J. MARSAL Y MARCOS MAZARI, El Subsuelo de la Ciudad DE México, México.