



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-83-84

Señores:
LASES LOPEZ EDGAR JESUS.
HERNANDEZ RAMOS ARTURO.
Presente.

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor Ing. Hector Sangines García, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"INSTRUMENTACION DE TUNELES EN SUELOS BLANDOS"

- I.- INTRODUCCION
- II.- INSTRUMENTACION
- III.- RESULTADOS OBTENIDOS DE LAS MEDICIONES
- IV.- COMPARACION DE RESULTADOS POR METODOS ANALITICOS
- V.- CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 28 de mayo de 1992.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

RM
JMCS/RCR*rmfa



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.

Nº 68
2E1



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

“ INSTRUMENTACION DE TUNELES
EN SUELOS BLANDOS ”

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 N :
EDGAR JESUS LASES LOPEZ
ARTURO HERNANDEZ RAMOS



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D. F.

1992

I N D I C E

Hoja

CAPITULO I

1. INTRODUCCION	1
-----------------	---

CAPITULO II

2. INSTRUMENTACION	6
--------------------	---

2.1 Piezómetros	9
-----------------	---

2.1.1 Piezómetro abierto	11
--------------------------	----

2.1.2 Piezómetro neumático	13
----------------------------	----

2.2 Tubo de observación del nivel freático	16
--	----

2.3 Referencias superficiales	18
-------------------------------	----

2.3.1 Bancos de nivel superficial (BNS)	18
---	----

2.3.2 Testigos en estructuras	19
-------------------------------	----

2.4 Banco de nivel profundo (BNP)	22
-----------------------------------	----

2.5 Inclínometro	22
------------------	----

2.6 Extensómetro	24
------------------	----

2.7 Acelerógrafo	27
------------------	----

2.7.1 Acelerograma	29
--------------------	----

2.7.2 Aplicación	32
------------------	----

CAPITULO III

3. RESULTADOS OBTENIDOS DE LAS MEDICIONES	35
---	----

3.1 Medición de presión de poro	35
---------------------------------	----

3.2 Nivelaciones superficiales	46
--------------------------------	----

3.3 Medición del inclinómetro	60
-------------------------------	----

3.4 Secciones de convergencia	63
-------------------------------	----

CAPITULO IV

4. COMPARACION DE RESULTADOS POR METODOS ANALITICOS	70
4.1 Criterio de Daniel Reséndiz y Miguel P. Romo	70
4.1.1 Perfil de asentamientos a lo largo del eje del túnel	71
4.1.2 Perfil de asentamientos transversales al eje del túnel	77
4.2 Criterio empírico de Ralph B. Peck (1969)	82
4.2.1 Distribución de asentamientos	82
4.2.2 Cálculo de asentamiento máximo	82

CAPITULO V

5. CONCLUSIONES	88
5.1 Conclusiones generales	88
5.2 Conclusiones particulares	89

CAPITULO I

INTRODUCCION

1. INTRODUCCION

El explosivo crecimiento de la Ciudad de México, motivó que las fuentes de agua potable que la abastecían fueran agotándose y en su lugar se incorporaran nuevas fuentes de abastecimiento, entre las cuales la más inmediata fue bombear los acuíferos profundos de la Ciudad. Al causarse desequilibrio en las presiones del agua del subsuelo debido al bombeo, el material arcilloso compresible inició un proceso de consolidación que se tradujo en acelerar el llamado "Hundimiento Regional del Valle de México", lo cual afectó notablemente la red de alcantarillado creando contrapendientes en las estructuras hidráulicas destinadas a desalojar aguas residuales y pluviales.

A raíz de los problemas surgidos la Dirección General de Obras Hidráulicas del Departamento del Distrito Federal formuló el "Plan General para resolver los Problemas de Hundimiento, las Inundaciones y el Abastecimiento de agua Potable de la Ciudad de México". Dicho plan contempla las deficiencias que tiene el actual Sistema de Drenaje y plantea la conveniencia de construir una nueva solución a base de Interceptores.

Para evitar que el hundimiento regional del Valle afecte el funcionamiento de los Interceptores la Dirección General de Obras Hidráulicas del Departamento del D.F. decidió construirlos a una profundidad tal que, garantizara y facilitarán la descarga de cualquiera de ellos.

La causa principal por la que se originan desplazamientos en el terreno alrededor de una cavidad y por la que se generan cambios de esfuerzos importantes en el subsuelo, es la perturbación del estado de esfuerzos en éste, debido a la creación de dicha cavidad; razón por la cual es necesario colocar un soporte definitivo con objeto de lograr un nuevo estado de equilibrio. Dicho estado en condiciones de trabajo limitarán los desplazamientos alrededor de la cavidad.

A nivel mundial, el aumento en la construcción de túneles y su uso frecuente en grandes proyectos, en condiciones geotécnicas difíciles, requieren de un mejor apoyo en las bases de diseño, los hundimientos en los edificios y en las vías superficiales, se deben reducir a valores, tolerables por ellos, de manera que, no afecten el funcionamiento, estabilidad y arquitectura de los mismos.

En Geotécnia la herramienta que nos permite conocer la magnitud de los desplazamientos y presiones que genera la construcción de una obra determinada se conoce como "instrumentación", la cual consiste en mediciones que deben hacerse en una serie de aparatos instalados expofeso. La instrumentación deberá elegirse racionalmente, de acuerdo a los efectos que se requieren medir en función del fenómeno que se va a generar.

La correcta interpretación de los resultados de las mediciones en túneles, tiene aplicación a corto, mediano y largo plazo, siendo sus principales objetivos los siguientes:

Durante la construcción (corto plazo)

- a) Conocer el comportamiento del túnel y del subsuelo, así como de las instalaciones y edificaciones localizadas en su vecindad, a lo largo del tramo de construcción.
- b) Determinar la influencia de factores constructivos en el comportamiento, como la presión en el frente y la velocidad de avance de la construcción.
- c) Interpretar y concluir sobre el comportamiento.

Después de la construcción (largo plazo)

- a) Conocer el comportamiento a largo plazo del Sistema del Drenaje Profundo y la interacción entre los elementos que lo componen (túneles, lumbreras, colectores, cajas de control, estructuras colaterales, etc.), así como sus repercusiones en la operación hidráulica.
- b) Conocer la interacción entre las obras del Sistema de Drenaje y las edificaciones cercanas, así como con las instalaciones de especial interés, para tomar las medidas preventivas que eviten las afectaciones o mal comportamiento de las mismas.

- c) Obtener experiencia útil para mejorar el conocimiento sobre el comportamiento de las obras que se construyan con, sobre o a través del subsuelo, a fin de verificar los métodos de análisis ó en su caso, implementar nuevos procedimientos para éste propósito.

En esta tesis se describen los instrumentos más usados para observar el comportamiento de túneles construidos en suelos blandos, además, se presentan las mediciones de algunos tramos del Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México, comparándolas con magnitudes calculadas mediante los criterios de Daniel Reséndiz y M. Romo, Ralph Peck y por último se establecen las conclusiones que se derivan del desarrollo de este trabajo.

CAPITULO II

INSTRUMENTACION

2. INSTRUMENTACION

En la construcción de un túnel, la variación de las condiciones iniciales de esfuerzos en el medio que lo rodea es inevitable, lo cual puede concebirse en principio, como una masa en equilibrio dentro de un campo gravitacional. Los cambios que ocurran pueden ser en forma continua o por etapas, hasta alcanzar un estado de equilibrio en la masa del suelo. Esta condición implica cambios radicales en el estado de esfuerzos del subsuelo; ya sean temporales ó definitivos. Un túnel puede producir abatimiento en la presión de poro, provocando que la magnitud de los esfuerzos efectivos en la masa de suelo aumenten, originando asentamientos. Para poder determinar las condiciones hidrodinámicas que se generen, se deben instalar piezómetros en lugares estratégicos.

Otra de las razones por la cual se producen cambios en la presión de poro, es que el túnel representa siempre una zona de presión atmosférica (Escudo de Frente cerrado), por lo cual el agua tenderá a fluír hacia el interior del túnel, siendo necesaria la aplicación de la presión en el frente de este, de tal magnitud, que contrarreste el empuje

de la masa de suelo y se logre el avance en su construcción, tratando de no generar sobrepresiones que den origen a expansiones en la superficie del terreno o en el caso contrario hundimientos.

Como se mencionó, los asentamientos se originan por dos causas principales:

- 1) Por el abatimiento de la presión de poro, provocando que el túnel funcione como un dren.
- 2) Aplicando una presión o sobrepresión tal, que produzca un desequilibrio con la masa de suelo.

Para poder cuantificar la magnitud de dichos asentamientos es necesario realizar nivelaciones superficiales empleando bancos de nivel superficial (BNS) y testigos en edificaciones. Se debe establecer un banco de nivel de referencia fijo, lo más alejado posible de la zona de influencia de la excavación, para garantizar que los asentamientos que se registren sean exclusivamente debidos a la excavación del túnel. Sin embargo, al existir hundimiento regional las nivelaciones deben realizarse referidas a un banco de nivel profundo (BNP); lo cual nos permitirá diferenciar el asentamiento, por construcción del túnel y por el proceso de consolidación de los suelos en la región.

Para observar el comportamiento de alguna estructura importante que pudiese ser afectada por la construcción de un túnel, se justifica la instalación de un inclinómetro en la vecindad de la misma.

En la construcción del túnel se presentan deformaciones en el interior, que pueden ser convergentes y divergentes, por lo que es necesario efectuar sus mediciones, evaluando de esta manera la estabilidad de la estructura por deformación interna, o sea, la medición de la deformación del túnel en los sentidos horizontal y diagonal.

Para los túneles de los interceptores que se construyen en la Ciudad de México, a 30 m de profundidad, se ha diseñado un escudo adaptado a las condiciones del subsuelo, el cual utiliza licuadoras basadas en los prototipos hechos en dicha ciudad; aplicando presiones de aire hasta de 3 atmósferas para contrarrestar la tendencia del frente a moverse hacia el interior del túnel o para evitar pérdidas de agua al cruzar lentes arenosos. La estabilización del frente se puede hacer también con lodo bentonítico.

El equipo está diseñado para que el compartimento de ataque trabaje a presión, la excavación se obtiene por medio de la acción oscilatoria de la cabeza de corte, dicho equipo es impulsado por un sistema de 24 gatos hidráulicos para su avance.

La rezaga se retira de la cámara de excavación a través de dos tuberías colocadas en la parte inferior, en donde se encuentran tres coronas de aspas que licúan el material el cual es bombeado a la superficie. El escudo está equipado con un brazo erector para la colocación del revestimiento primario el cual es construido con piezas de concreto precolado (dovelas). El resto del equipo complementario consiste en cuatro plataformas de rastras, las cuales están constituidas de la siguiente manera:

- a) Brazo erector de dovelas y bombas de rezaga.
- b) Bombas de fluido de gatos hidráulicos.
- c) Equipo de emergencia idéntico al anterior.
- d) Control eléctrico para protección y operación del equipo

En la Fig. 2.1 se pueden apreciar cada una de estas partes .

2.1 Piezómetros

Este dispositivo permite determinar la **presión de poro** de un lugar a una cierta profundidad, al medir el nivel del agua que se establece en un tubo vertical, el cual tiene su extremo inferior permeable. Esta información es necesaria para los siguientes propósitos:

- a) determinar el estado inicial de esfuerzos del sitio en estudio,
- b) definir las condiciones de flujo de agua y
- c) conocer la influencia del proceso constructivo en la presión de poro.

La masa del subsuelo, donde se requiere conocer las condiciones hidrodinámicas, puede estar formada por partículas gruesas (arenas) o finas (arcillas o limos); de donde en el primer caso se utiliza el piezómetro abierto o del tipo Casagrande y en el segundo caso el neumático. Debido a que la permeabilidad en los suelos puede variar considera-

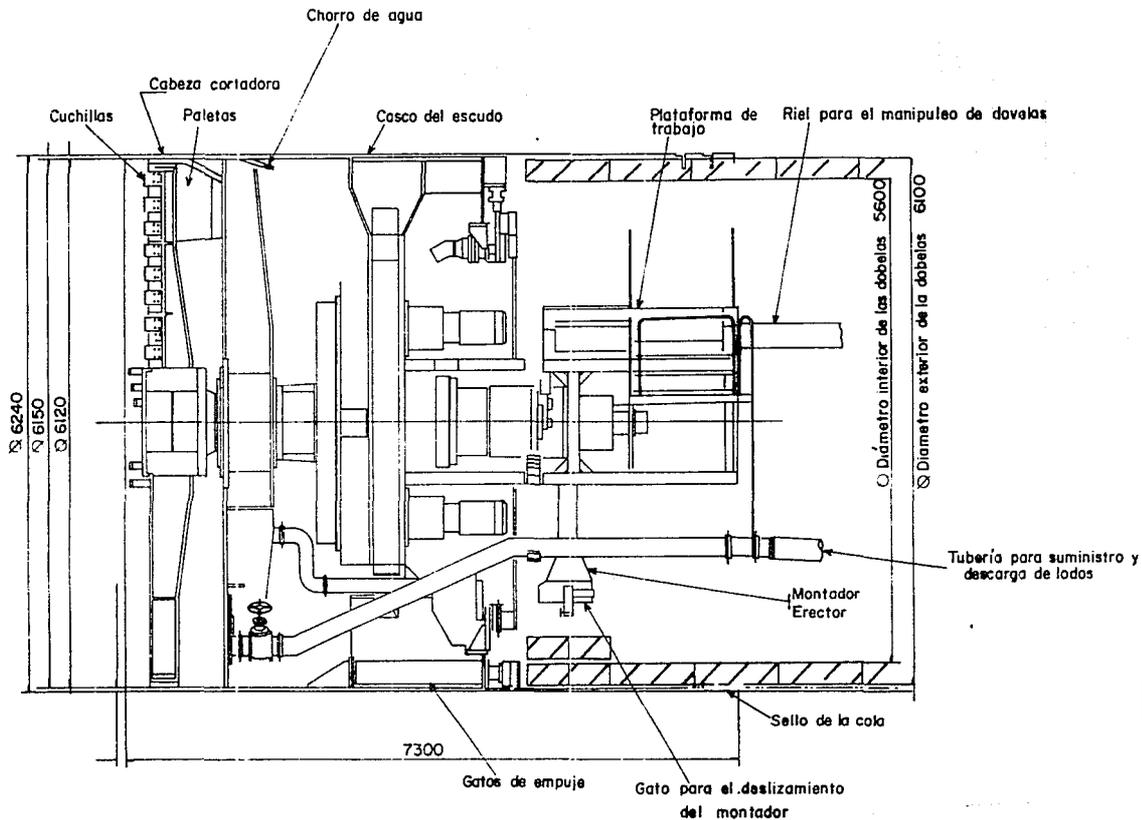


Fig. 2.1 Corte del escudo de frente cerrado

blemente, debe elegirse un piezómetro adecuado si requerimos de datos precisos y confiables.

2.1.1 Piezómetro Abierto

Este piezómetro consta de un tubo vertical usualmente de P.V.C. con coples cementados, o metálico de 3/4" (1.91 cm) de diámetro y una celda permeable en su parte inferior; esta celda tiene ranuras de aproximadamente 1 mm de espesor que permiten el paso del agua. Se acostumbra llenar la celda permeable con arena bien graduada de 0.15 a 2 mm y se cubre con fieltro o malla muy fina (Fig. 2.2).

El piezómetro se instala dentro de una perforación de 5" (12.7 cm) de diámetro y a una profundidad de 30 cm por abajo de la instalación del piezómetro encamisado por ademe metálico el cual se va extrayendo para vaciar arena bien graduada que servirá como filtro, se sella contra el interior de la camisa en capas de bentonita que se introducen en forma de bolitas para posteriormente ser apisonados con una herramienta cilíndrica especial. La bentonita se puede reemplazar por una mezcla de caolinita que endurece más rápido.

La posición del nivel de agua se puede determinar introduciendo una sonda conectada a un galvanómetro que registra el momento en que se cierra el circuito al hacer contacto con el agua.

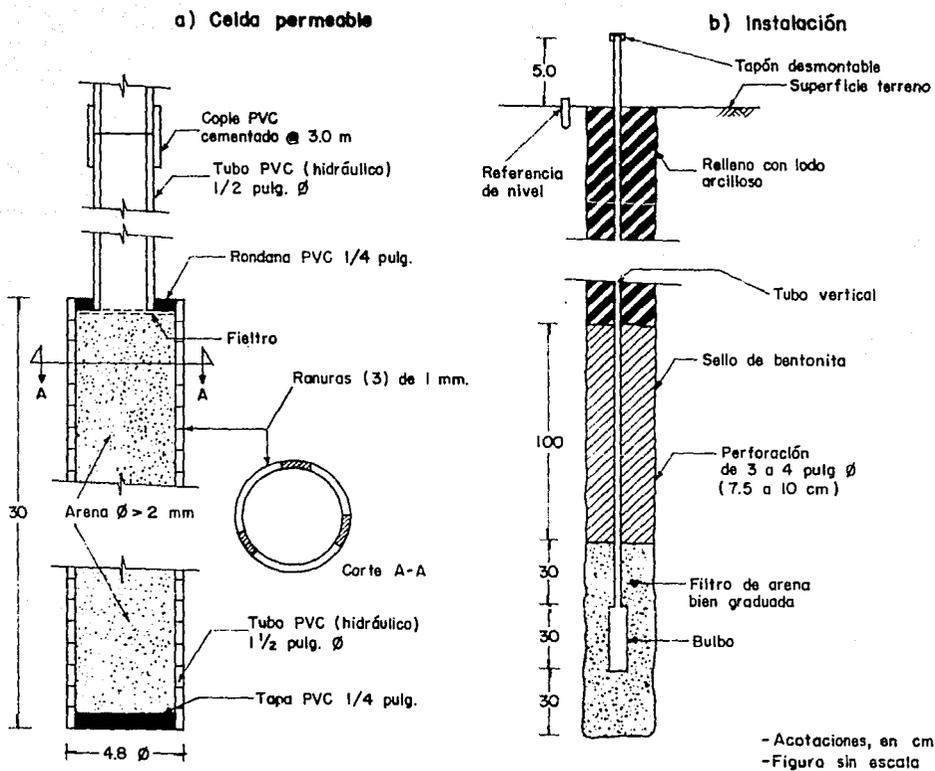


Fig. 2.2 Piezómetro abierto (Tipo Casagrande)

2.1.2. Piezómetro Neumático.

Este dispositivo, al igual que el piezómetro abierto, sirve para medir la presión de poro en el subsuelo. Es un sistema que consiste en una celda de presión hidrostática activada por aire a presión, dos tubos de plástico para la conducción del aire y un manómetro. El aire es inyectado por uno de los tubos conectados a la celda donde es interceptado por la presión de poro que actúa en el diafragma flexible y delgado (véase Fig. 2.3).

Cuando la presión del aire se iguala con la del agua a la profundidad de interés, el diafragma se deforma permitiendo el acceso del resto del aire a través del otro tubo que lo conduce hasta un medidor de alturas (manómetro de mercurio). En este momento se igualan las presiones antes dichas y por diferencia de alturas entre las dos columnas se obtiene la presión de poro; así mismo como el volumen de agua que se requiere para activar la membrana es muy reducida, su tiempo de respuesta es corto, lo cual hace que estos piezómetros sean particularmente adecuadas para detectar los cambios de presión de poro provocados a consecuencia de un proceso constructivo.

En la Fig. 2.3 se muestra un piezómetro neumático, en el que su sensor está formado por dos piezas cilíndricas unidas de acero inoxidable, ambas piezas aprisionan perimetralmente la membrana flexible de acero inoxidable de 0.002" (0.051 mm) de espesor, por debajo de la membrana se encuentra el bulbo perimetral de P.V.C. y la piedra porosa fina; por arriba se encuentran los dos arosellos, el exterior que sella herméticamente a la membrana y el interior más pequeño, que sirve para controlar la operación del aire a presión.

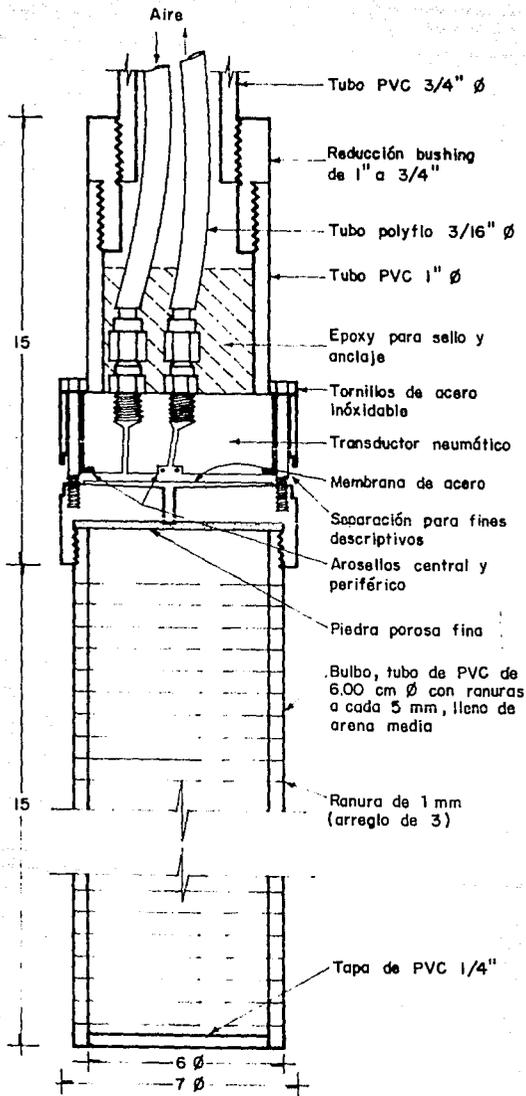


Fig. 2.3 Piezómetro neumático

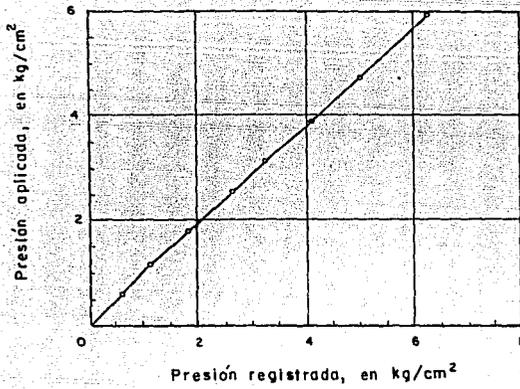


Fig. 2.4 Calibración de un piezómetro neumático

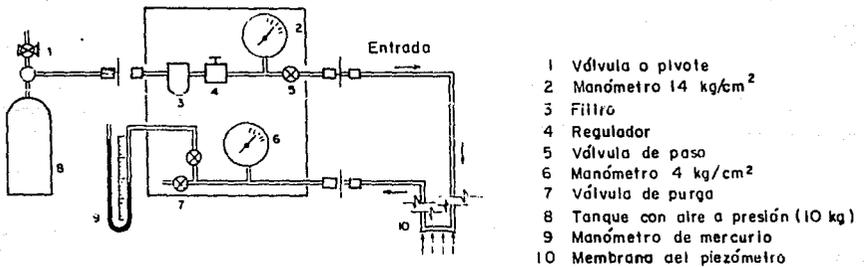


Fig. 2.5 Equipo de medición

Estos piezómetros se instalan en perforaciones verticales, cuidando que el tubo permeable se mantenga libre de lodo y quede confinado en un filtro de arena limpia. Las etapas de instalación son similares al del piezómetro abierto con el cuidado adicional de calibrarlos antes de su instalación, a una presión del doble de la de operación. La calibración consiste en aplicar una presión conocida al agua y medir la correspondiente en el piezómetro (ver Figs. 2.4 y 2.5).

2.2 Tubo de observación del nivel freático.

Este dispositivo nos permite determinar la posición del nivel freático, así como su variación estacional en los períodos de lluvias y sequía; sirve también para detectar el abatimiento de este nivel a largo plazo. Esta medición es indispensable para definir el estado de esfuerzos en la masa de suelo en el sitio donde se instale, así como su evolución con el tiempo.

El tubo de observación es un ducto vertical instalado en una perforación que se profundiza por lo menos un metro por debajo del nivel freático; su parte inferior es permeable para permitir la entrada del agua freática y la superior sellada con bentonita, para evitar que el agua superficial penetre al tubo. Este dispositivo puede ser de plástico P.V.C. cuyo diámetro es de 1" (2.54 cm) y de 1.5 m de longitud; para evitar que el suelo penetre al interior del tubo se utiliza un filtro geotextil. La instalación del tubo de observación del nivel freático es similar a la de los piezómetros (ver Fig. 2.6).

Estos dispositivos usualmente se instalan en el sitio donde se realizan los sondeos

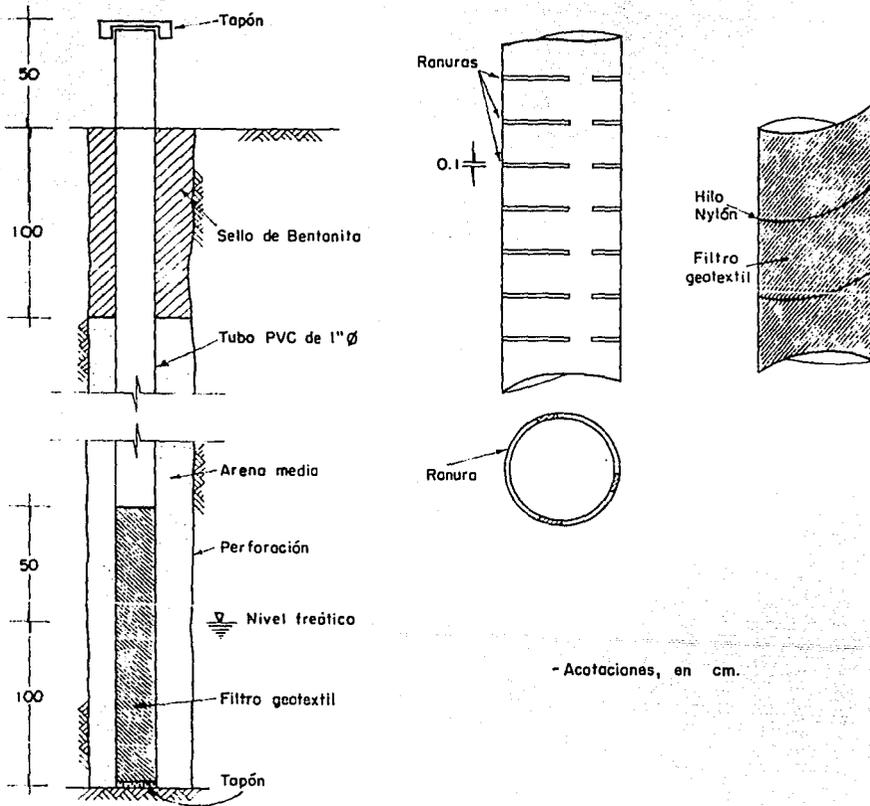


Fig. 2.6 Tubo de observación del nivel freático

de exploración, donde se instale una estación piezométrica o se tenga incertidumbre de la posición del nivel freático. Su medición se realiza mediante una sonda eléctrica al igual que en los piezómetros abiertos.

2.3 Referencias Superficiales.

Las referencias superficiales son puntos de control que nos permiten determinar los desplazamientos del terreno debido a la excavación del túnel. Estos puntos de control pueden ser de dos tipos, uno es el Banco de Nivel Superficial (BNS) y el otro, testigos pintados en estructuras.

2.3.1 Bancos de nivel superficial (BNS).

Los BNS son puntos que se colocan sobre la superficie del terreno distribuidos a lo largo del eje del túnel que proyecta construirse. Cuando superficialmente existen elementos de concreto o asfalto, es suficiente la colocación de tornillos con cabeza de gota como indicadores de los puntos que deben nivelarse previamente a la excavación del túnel (BNS), tomando como referencia una nivelación base; cuando existe terreno natural conviene la colocación de una mojonera que consiste en un cilindro de concreto en cuyo interior se ahoga una varilla o el tornillo antes descrito (ver Fig. 2.7).

Como apoyo a las nivelaciones, es importante definir un banco de nivel de referencia fijo (BN) fuera de la zona de influencia de la excavación, para garantizar que los

movimientos que se registren sean exclusivamente debidos a la excavación del túnel. En ocasiones la zona de excavación se encuentra afectada por hundimiento regional, causado por el proceso de consolidación de los suelos blandos, en este caso dicha nivelación se referirá a un banco de nivel profundo (BNP).

El registro de los asentamientos nos permitirá conocer y controlar el comportamiento y tendencia de los movimientos en la superficie debidos a la construcción. Este tipo de medición de asentamientos en superficie es bastante confiable siempre y cuando se cuente con puntos fijos (BN) correctamente instalados y distribuídos de tal manera que se vean lo menos afectados por causas externas, ajenas a la construcción.

2.3.2 testigos en estructuras.

Es una referencia pintada en una estructura o muro colocada en un lugar visible de la forma de un triángulo (ver Fig. 2.8).

Los testigos se instalan en todas aquellas estructuras, que basándose en el reconocimiento previo de la línea por donde se construirá el túnel, se identifiquen como propensas a sufrir daños, así como aquellas que por su importancia deben vigilarse cuidadosamente.

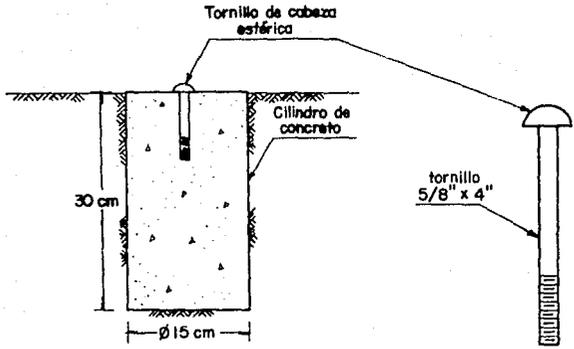


Fig. 2.7 Testigo superficial

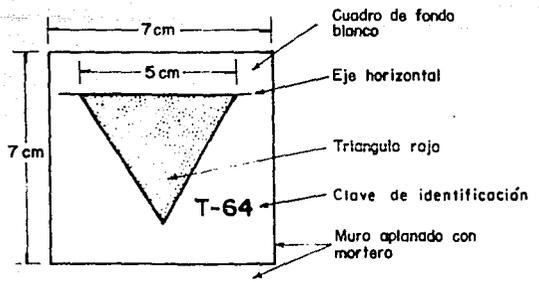


Fig. 2.8 Testigos en muros de estructuras

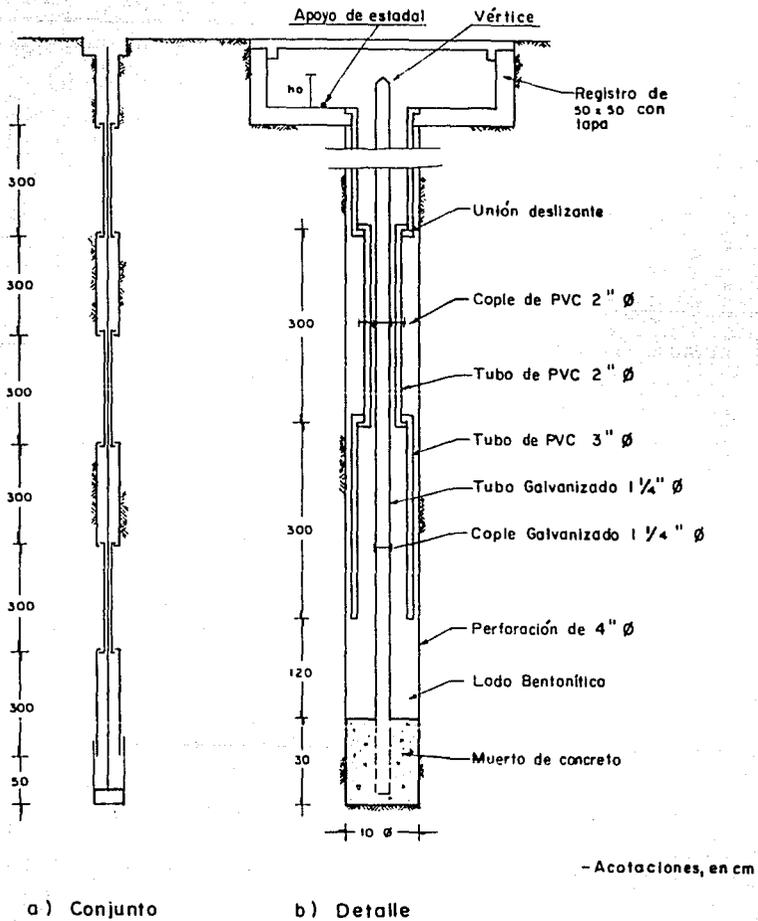


Fig. 2.9 Banco de nivel profundo

2.4 Banco de nivel profundo (BNP).

El banco de nivel profundo es un mecanismo tubular instalado o hincado en un estrato resistente, de tal manera que los desplazamientos que se tengan por la consolidación de los suelos puedan medirse; es decir, es una referencia que no sirve para medir el asentamiento provocado por la construcción del túnel pero que sí permite cuantificar el hundimiento regional debido a la existencia de materiales compresibles, pudiéndose tomar como una referencia confiable, para la medición de los desplazamientos verticales en la superficie sólo por consolidación (ver Fig. 2.9).

Se recomienda que la separación de los bancos no exceda de 3 km y su distribución debe elegirse de acuerdo al plano general de líneas de drenaje proyectadas; de tal manera que un mismo banco sirva como referencia en la mayor cantidad posible de tramos de construcción.

2.5 Inclinómetro

El inclinómetro es un aparato que permite medir las deformaciones horizontales del subsuelo, que se presentan por el paso de la excavación.

Consiste en instalar en la masa del subsuelo un tubo segmentado vertical con guías laterales, efectuándose en un barreno de 4 ½" (11.43 cm) de diámetro, rellenando el espacio anular entre la tubería y la pared de la perforación con una lechada agua -

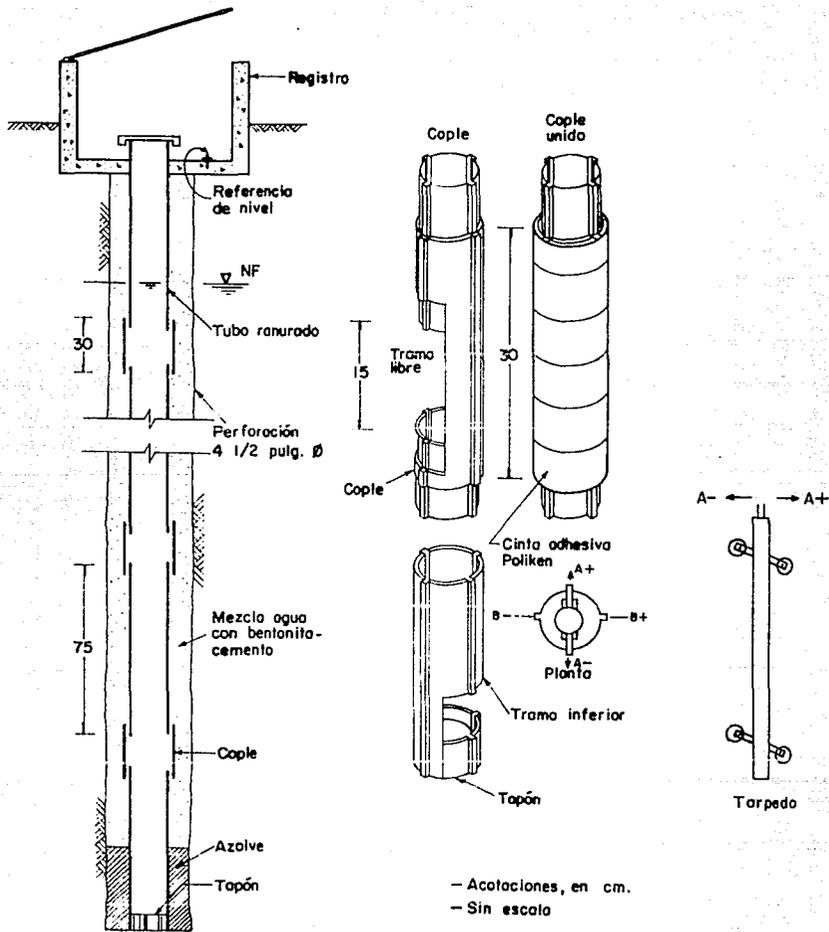


Fig. 2.10 Tubería para inclinómetro

bentonita - cemento. El inclinómetro es un instrumento provisto de deformímetros eléctricos fijados a un péndulo que acoplado a un puente de medición y calibrado previamente con él, mide las desviaciones angulares del eje longitudinal del aparato con respecto a la vertical; la integración trigonométrica de éstas inclinaciones a lo largo de una longitud de medición conduce a determinar los desplazamientos laterales que se presentan en la masa del subsuelo.

El sistema de medición consiste de un torpedo, provisto de un sistema alineado de rodaje, Fig. 2.10, el cual en su interior contiene el péndulo instrumentado con los deformímetros eléctricos. El péndulo queda aislado en un compartimento hermético, lleno de aceite delgado, que le proporciona aislamiento durante las mediciones, además de evitar que el péndulo oscile en forma brusca. El torpedo va unido a un cable de transmisión de los impulsos eléctricos, y ésta a su vez a un carrete de enrollamiento del mismo, dispuesto con las conexiones necesarias para acoplarlo al puente de registro.

2.6 Extensómetro

Es un instrumento que mide el desplazamiento relativo entre dos o más puntos. Es ampliamente usado en la instrumentación de túneles excavados en suelos blandos o roca. De acuerdo a su funcionamiento, existen diversos tipos de extensómetros, que para nuestro caso en túneles el más usual es el extensómetro de cinta invar, el cual como su nombre lo indica es una cinta que se fija en sus dos extremos a dos anclas y cuenta con un dispositivo medidor de distancias a base de un micrómetro con graduación de 0.01 mm y con un rango de 0 a 5 mm.

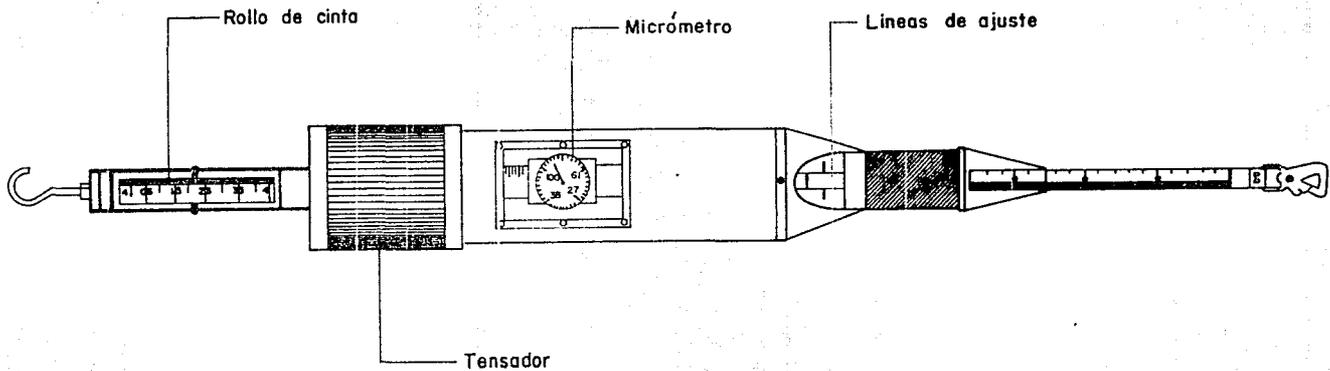
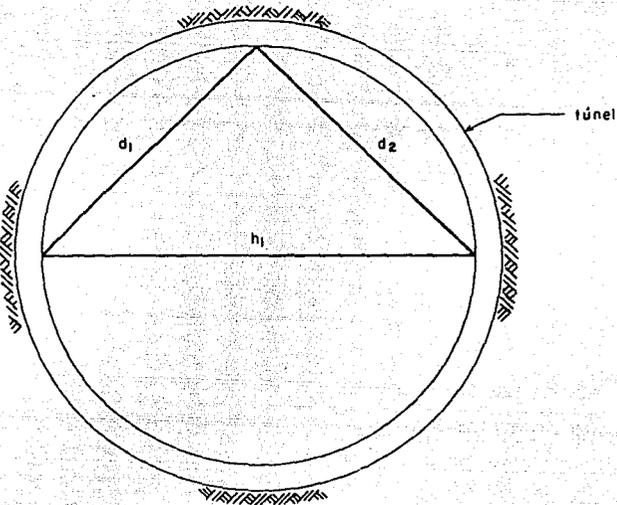


Fig. 2.11 Extensómetro de cinta "invar"

a) Convergencia de tres líneas



b) Convergencia de seis líneas

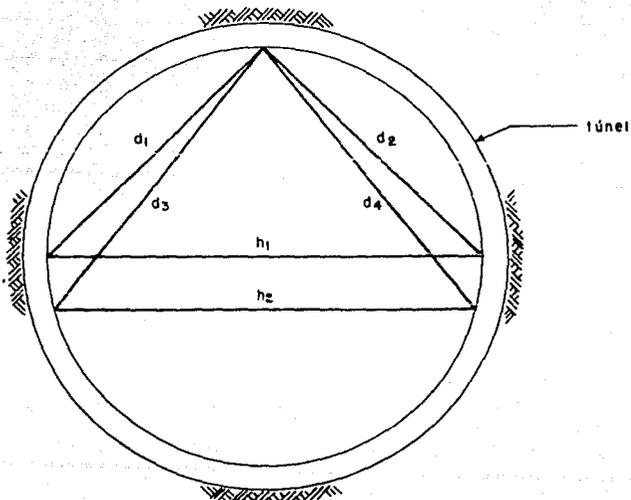


Fig. 2.12 Convergencias de tres y seis líneas

Los puntos de referencia, tipo ancla, se instalan inmediatamente después de ejecutada la excavación en la sección del túnel que se desea vigilar, desde el punto de vista de movimientos convergentes.

Para registrar los movimientos convergentes del subsuelo en la excavación de un túnel, desde el interior del mismo, consiste en que los movimientos que tengan las paredes del túnel lo capten las anclas instaladas cambiando la separación entre estos dos puntos de referencia; esta variación de distancia es la medida hecha por el extensómetro de cinta invar (ver Fig. 2.11).

Con este sistema se pueden realizar varias mediciones de cuerdas en una misma sección del túnel con respecto al tiempo.

En la Fig. 2.12 podemos observar el arreglo de las líneas de medición de tres y seis líneas así como la forma de identificarlas.

2.7 Acelerógrafo

Es un instrumento que se emplea para registrar movimientos intensos del terreno como función del tiempo. Estos producen gráficas en dirección vertical y en dos horizontales perpendiculares entre sí. Los períodos naturales de los elementos usualmente yacen en el intervalo de 0.05 a 0.10 seg. Los porcentajes de amortiguamiento

crítico quedan entre 50 y 100 por ciento. Los registros representan con buena aproximación las aceleraciones del terreno para componentes del movimiento del mismo. con períodos no menores que aproximadamente la mitad de los períodos naturales de los elementos.

Los registros suelen obtenerse inscribiendo mediante un estilete sobre rollos de papel cubiertos de parafina, o por un procedimiento óptico. Ambos métodos tienen el defecto de que la marca del cero no está estrictamente fija. La situación mejora si se traza esta marca a la vez que se hace el registro. Un método mejor consiste en registrar en cinta magnética usando frecuencia modulada. Ello tiene, además, la ventaja de que facilita procesar la grabación, ya que puede alimentarse a una computadora analógica o digitizarse para empleo en computadora digital.

La gran resolución en el tiempo exige una elevada velocidad en el papel o cinta. Son comunes velocidades de 1 a 2 cm/seg. En consecuencia, no es práctico pretender registros continuos. Los acelerógrafos comúnmente usados tienen uno o dos dispositivos de arranque. Estos disparadores operan cuando el movimiento del terreno llega a cierto umbral. El mecanismo de registro se detiene de 0.5 a 3.0 min después de arrancar, o varios segundos después del último contacto del disparador, y está listo para empezar a registrar de nuevo.

2.7.1 Acelerogramas

A medida que las ondas atraviesan las formaciones geológicas, éstas se vuelven más irregulares debido a las reflexiones y refracciones múltiples en los contactos entre materiales distintos, y se complican aún más por las dispersiones debidas a la dependencia de las velocidades de las ondas con respecto a la frecuencia. Como resultado se tiene que los acelerogramas sísmicos en terreno firme son extremadamente irregulares (véase Fig. 2.13a). En la superficie de estratos suaves, el filtrado de las ondas y sus múltiples reflexiones en la entrecara roca-suelo y en la superficie libre hace que los registros se asemejen al de un movimiento armónico (véase figura 2.13b). A partir de estos registros podemos obtener las velocidades $v(t)$ y los desplazamientos $d(t)$ por integración sucesiva.

Las ondas P son las primeras en llegar, seguidas por las S y finalmente llegan las ondas de superficie. Se considera que un registro está constituido por tres segmentos (véase Fig. 2.14). El primero contiene sólo ondas P; el segundo contiene P y S, y el tercero tiene algunas P pero principalmente S, L y R. Los períodos predominantes crecen sistemáticamente a lo largo de un acelerograma.

Las marcas de tiempo en los acelerogramas son importantes, ya que puede concederse poca fe a la velocidad de un rollo que se desenrolla. Este aspecto del problema también amerita atención, pues se ha demostrado que se pueden introducir errores importantes por lectura imprecisa de la escala de tiempo.

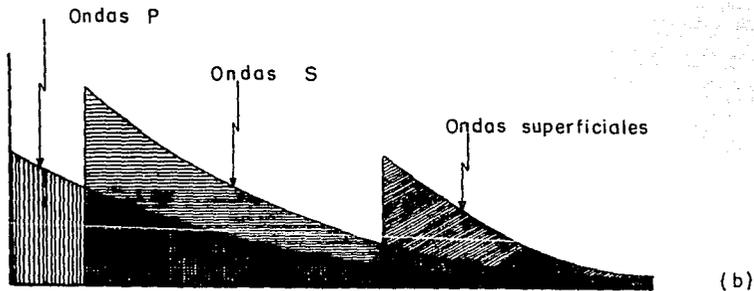
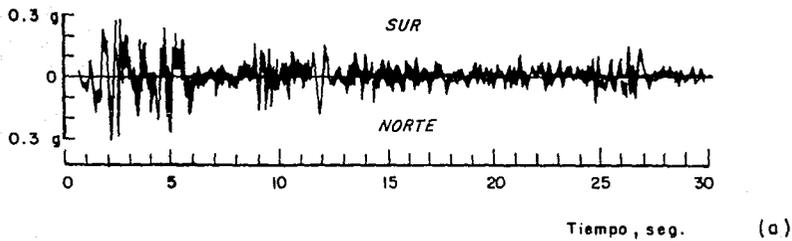


Fig. 2.13 Acelerograma de un sismo típico. a) componente NS registrado en el centro, CA en 1940. b) Tipos de ondas en el registro.

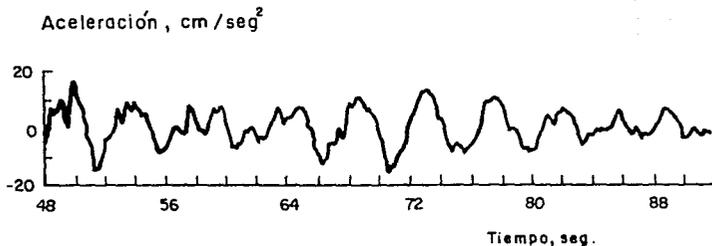


Fig. 2.14 Segmento de acelerograma de la componente NE del sismo del 28 de agosto de 1973, registrado cerca del Palacio de los Deportes en la Ciudad de México.

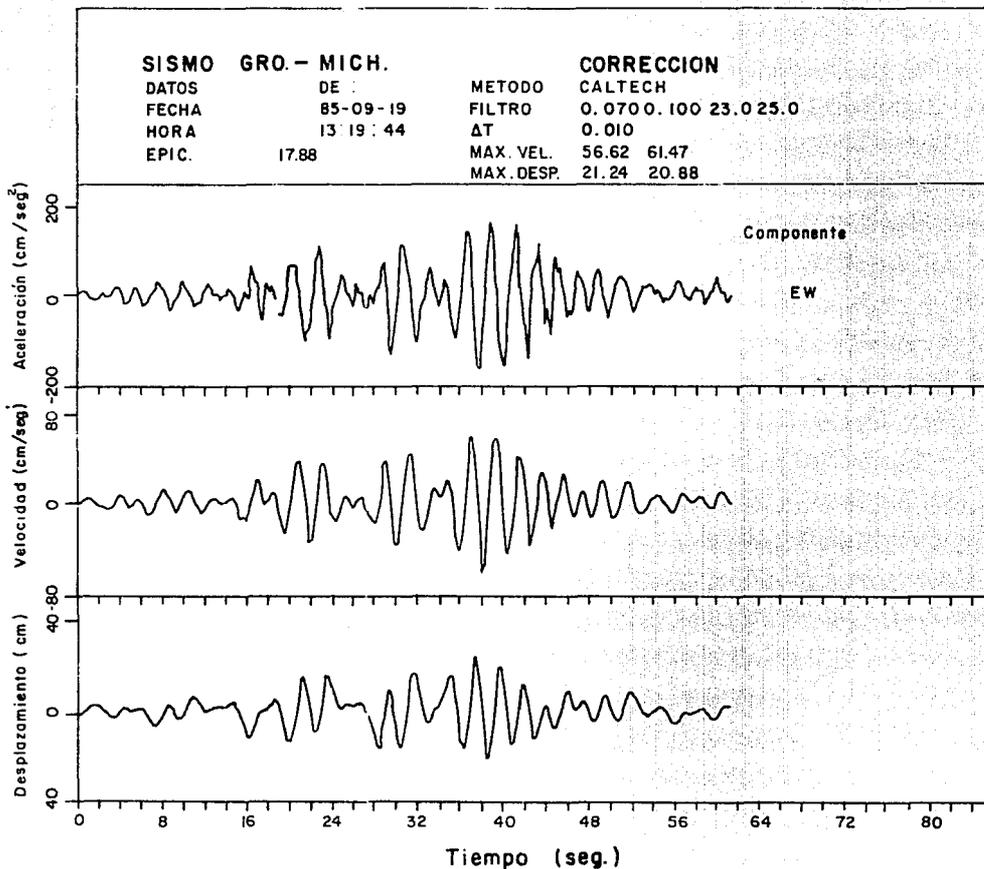


Fig. 2.15 Aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente EW del sismo de 19/09/85 en el centro SCOP, (SCT)

2.7.2 Aplicación

Mucho puede decirse respecto a la ubicación óptima de los acelerógrafos. En una ciudad los acelerógrafos deben instalarse de ser posible, en sitios que permitan obtener registros de movimientos superficiales del terreno para cada tipo específico de formación del suelo. También vale la pena monitorear las zonas próximas a las fronteras entre distintos tipos de terreno.

Para tener información aplicable al diseño de estructuras subterráneas y de las que poseen cimientos profundos, en algunos casos conviene acudir a acelerógrafos subterráneos. Sus registros arrojan luz sobre el filtrado de las ondas sísmicas a través de diversas formaciones del suelo. Y el estudio de la interacción suelo-estructura se facilita con la instalación de acelerógrafos en los cimientos de los edificios y en lugares cercanos.

Para obtener información sobre las deformaciones sísmicas inducidas en el suelo y los componentes rotacionales del movimiento (inclinación y torsión), los acelerógrafos deben colocarse en varios puntos de la superficie del terreno y deben interconectarse de manera que tengan marcas de tiempo comunes. También existen instrumentos que responden a las aceleraciones rotacionales. Estos pueden combinarse con acelerógrafos interconectados.

El estudio de las aceleraciones sufridas por estructuras en varios puntos de las

mismas puede basarse en acelerogramas. De preferencia los instrumentos para registrarlas deben estar interconectadas para que posean marcas de tiempo comunes. Las aceleraciones registradas son funciones de las fuerzas que obran en la estructura; también son respuestas de la estructura al movimiento del terreno.

Cabe señalar que en esta tesis no se incluyen resultados de acelerógrafos, ya que en los tramos de túnel de los Interceptores en cuestión, no se instrumentó ningún aparato, no así se destaca la importancia de instalar dicho instrumento en la vecindad de estructuras importantes como lo son las lumbreras, cuando en la región se producen movimientos sísmicos del terreno y cuya información nos proporcione el comportamiento de la interacción entre el suelo y la estructura.

CAPITULO III
RESULTADOS OBTENIDOS
DE LAS
MEDICIONES

3. RESULTADOS OBTENIDOS DE LAS MEDICIONES.

Para presentar los resultados de la instrumentación, se hace referencia de algunos tramos de instrumentación del Interceptor Oriente, realizados por Geotec. S.A. de C.V. En las Figs. 3.1 a 3.5 se muestra la localización de la instrumentación instalada, constituida de la siguiente manera: estaciones piezométricas, bancos de nivel superficial (BNS), bancos de nivel (BN), testigos en edificaciones y los sondeos mixtos (SM-1 y SM-5), realizados para el estudio de mecánica de suelos hecho por Geotec.

3.1 Medición de presión de poro

Con el fin de conocer el estado de presiones en el agua y la posición del nivel freático en el tramo del Interceptor Oriente, en la vecindad del sondeo SM-1 se instaló una estación piezométrica, formada por tres piezómetros (P-1 a 3) y un tubo ranurado (TNF). La instalación de piezómetros se hizo en perforaciones individuales, hechas ex-

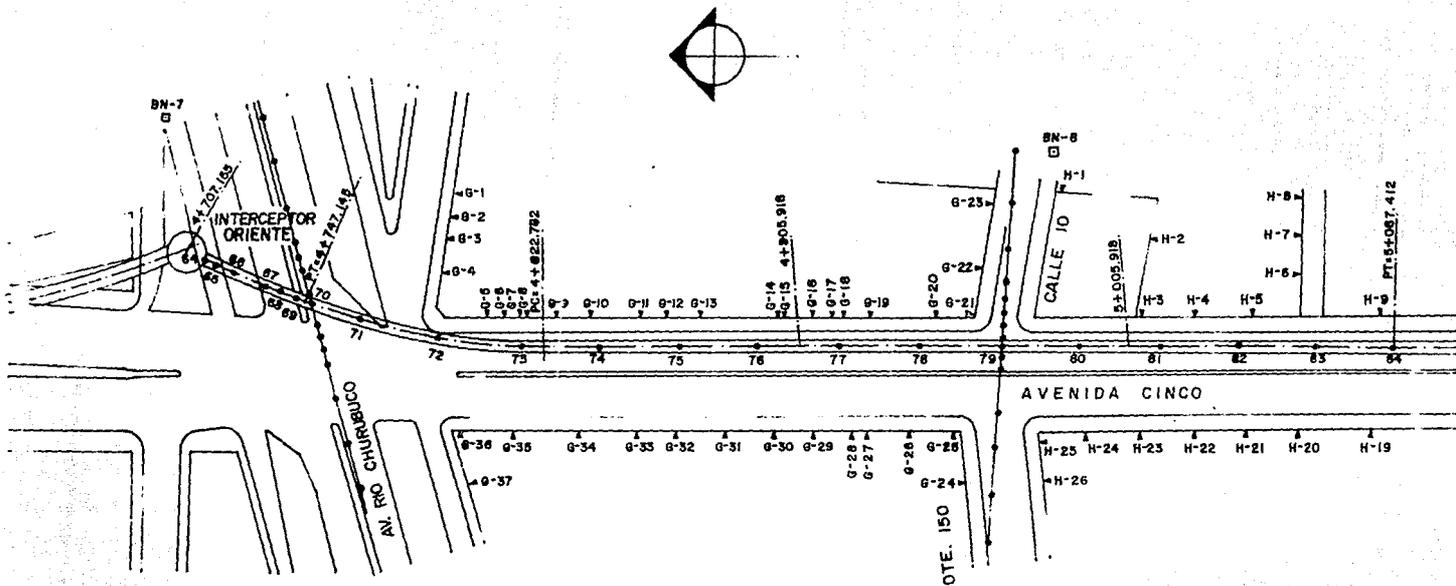


Fig. 3.1 LOCALIZACION DE LA INSTRUMENTACION
 INSTALADA TRAMO L110-L1A10

- BANCOS DE NIVEL SUPERFICIAL (BNS)
- ▲ TESTIGOS EN EDIFICACIONES
- BANCOS DE NIVEL (BN)
- ⊕ SONDEO MIXTO

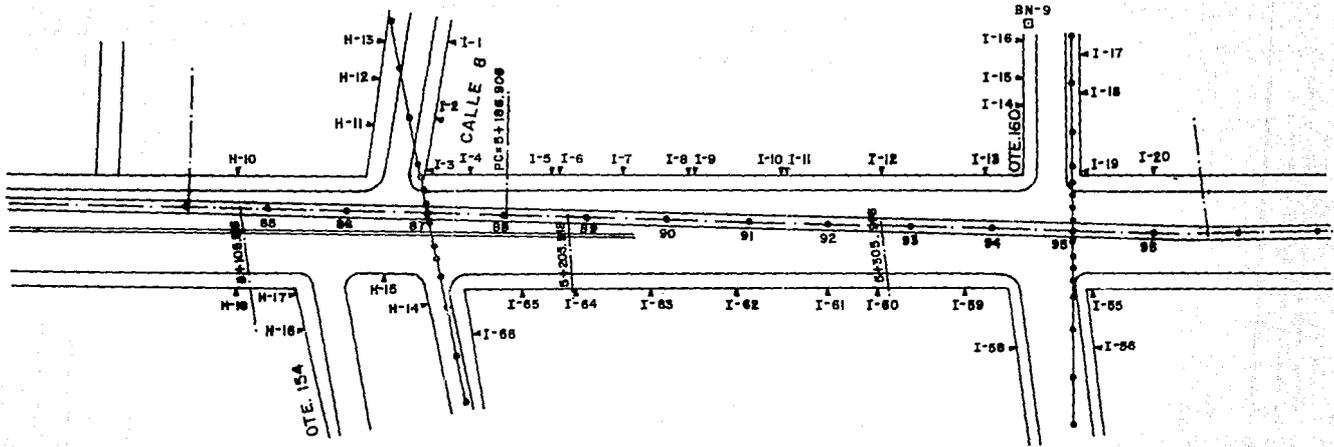
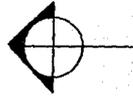


Fig. 3.2 LOCALIZACION DE LA INSTRUMENTACION,
INSTALADA (15, DICIEMBRE, 1990)

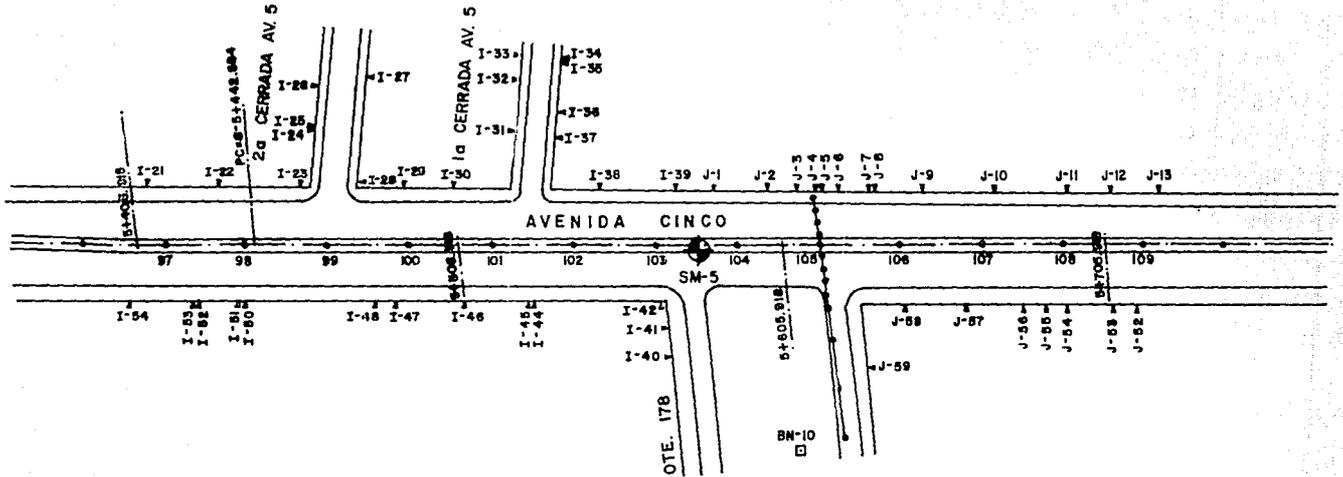
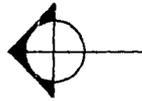


Fig. 3.3 LOCALIZACION DE LA INSTRUMENTACION
INSTALADA TRAMO L110-L1A10

- BANCOS DE NIVEL SUPERFICIAL (BNS)
- ▲ TESTIGOS DE EDIFICACIONES
- BN

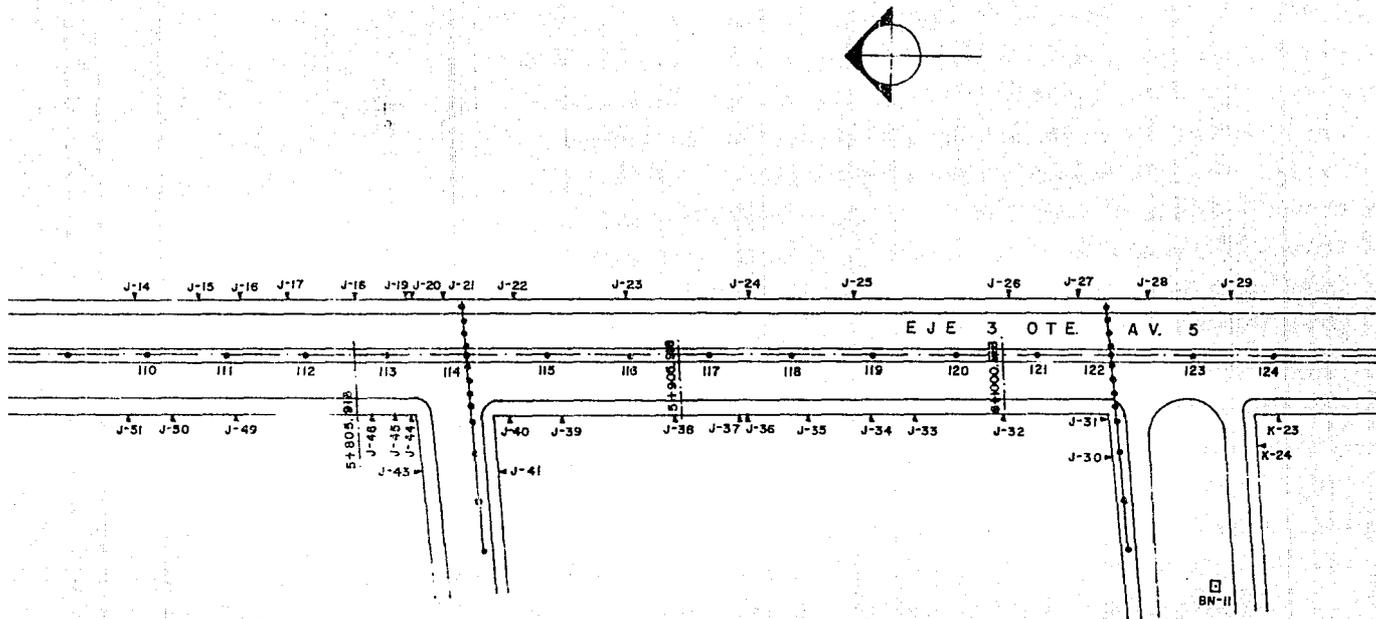


Fig. 3.4 LOCALIZACION DE LA INSTRUMENTACION
 INSTALADA (15, DICIEMBRE, 1990)

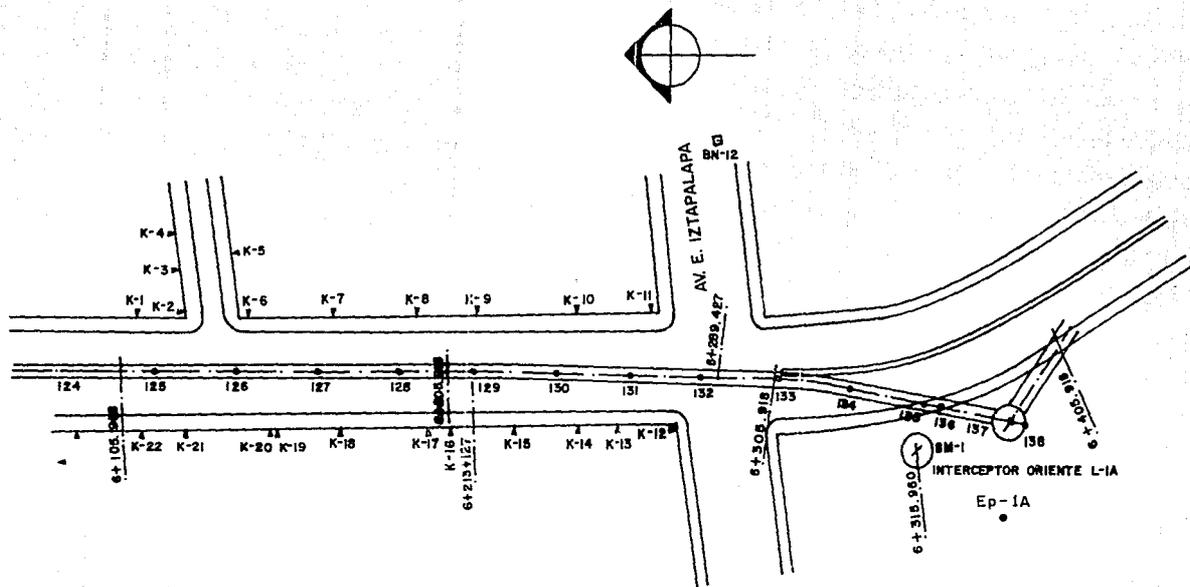


FIG. 3.5 LOCALIZACION DE LA INSTRUMENTACION
 INSTALADA (15, DICIEMBRE, 1990)

- BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL
- ▲ TESTIGOS DE EDIFICACIONES

profeso. El P-1 corresponde a la profundidad de la primera capa dura, el cual desde un principio se detectó seco. La otra estación piezométrica está formada por tres piezómetros (P-1 a 3) y un tubo ranurado; su instalación fue semejante a la otra estación quedando el P-1 en la capa dura, el cual también se detectó seco.

En las tablas 1 y 2 se presentan las mediciones hechas en cada uno de los piezómetros instalados. Cabe señalar que la información que se tiene de estas estaciones es escasa debido a que se obstruyeron por la construcción del túnel. Sin embargo, de los datos disponibles se graficaron las presiones de poro de cada una de las estaciones piezométricas, lumbrera L1-IO y L1A-IO (ver Figs. 3.6 y 3.7) respectivamente.

En dichas figuras podemos observar como la presión de poro disminuye a una cierta profundidad (variable para ambas) llegando a tener un valor nulo en las dos estaciones, esto es, que a la profundidad de la capa dura se encontraron secos los piezómetros. La condición de que la presión de poro sea nula puede deberse a varias circunstancias entre las cuales están:

- 1) presencia de mantos colgados,
- 2) mal funcionamiento del piezómetro y
- 3) la instalación a una profundidad incorrecta.

Tabla 1 Profundidad de niveles piezométricos y nivel freático en la estación piezométrica de lumbrera L1A-IO

fecha	TNF (4.00)*	Profundidad de niveles piezométricos, en m		
		P-1 (34.32)*	P-2 (24.56)*	P-3 (10.66)*
20 sep, 88	-	seco	20.42	2.38
20 sep, 88	-	se lavó	se lavó	se lavó
22 sep, 88	-	seco	19.35	2.36
5 oct, 88	-	seco	19.42	2.42
10 oct, 88	2.41	seco	19.30	2.34
17 oct, 88	2.39	seco	19.38	2.34
24 oct, 88	2.60	seco	19.16	2.26
4 nov, 88	2.61	seco	19.16	2.28

* Entre paréntesis aparece la profundidad al centro de las celdas de los piezómetros en m y la longitud del tubo ranurado.

Tabla 2 Profundidad de niveles piezométricos y nivel freático en la estación piezométrica de lumbrera L1-10

fecha	TNF (5.08)*	Profundidad de niveles piezométricos, en m		
		P-1 (38.35)*	P-2 (24.10)*	P-3 (10.15)*
20 sep, 88	2.12	seco	-	2.06
20 sep, 88	se lavó	se lavó	se lavó	se lavó
22 sep, 88	2.05	seco	-	2.05
5 oct, 88	2.52	**	4.54	2.16
10 oct, 88	2.45	**	4.55	2.06
17 oct, 88	2.43	**	4.14	2.10
17 oct, 88	se lavó	se lavó	se lavó	-
24 oct, 88	2.33	**	4.06	2.02
2 nov, 88	2.33	**	4.10	2.07

* Entre paréntesis aparece la profundidad al centro de las celdas de los piezómetros en m y la longitud del tubo ranurado.

** Obstruido a 29.14 m de profundidad, sin detectarse agua.

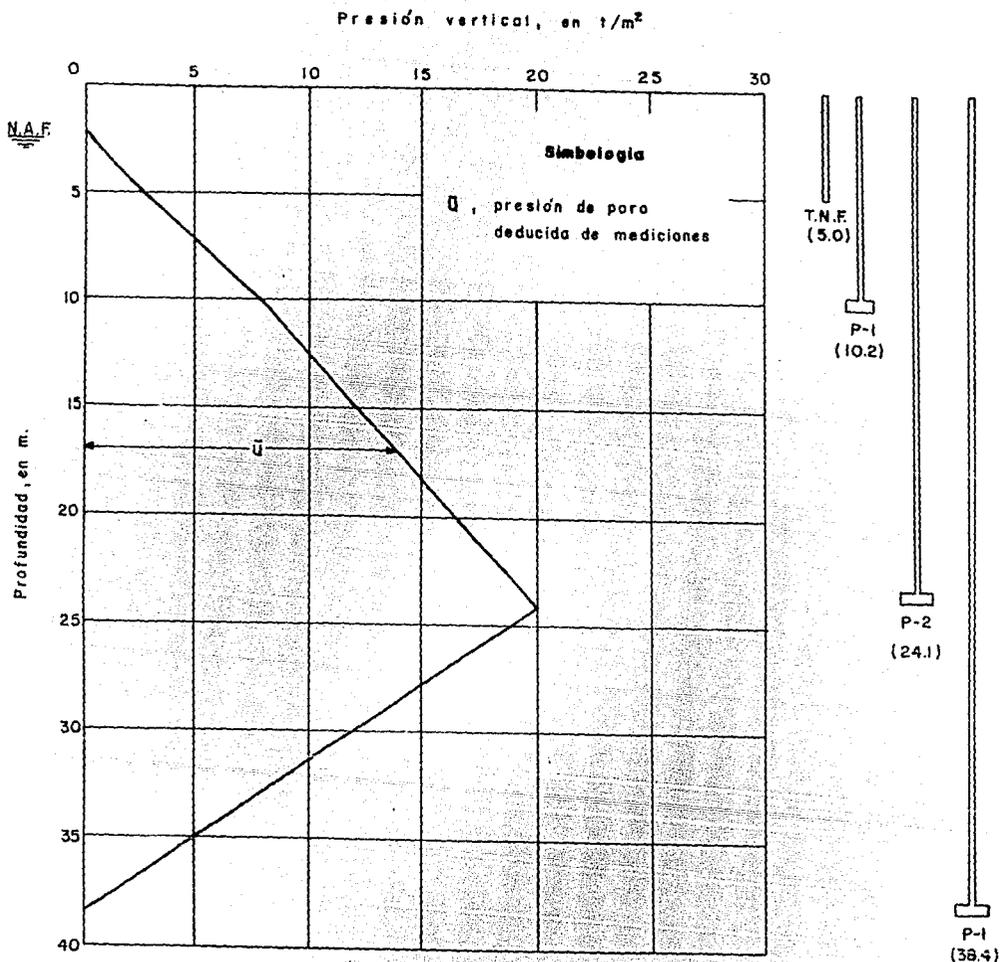


Fig. 3.6 Distribución de la presión de poro en el subsuelo

Lumbrera LI-IO

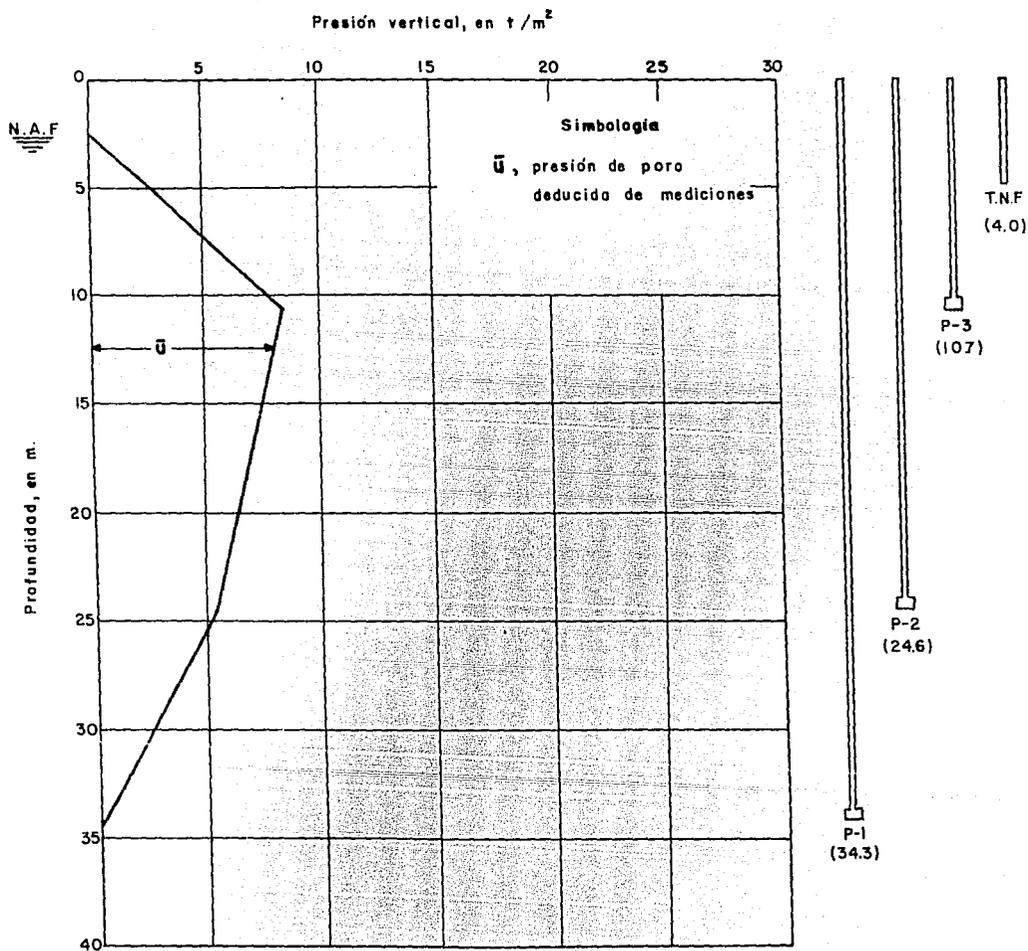


Fig. 3.7 Distribución de la presión de poro en el subsuelo Lumbra LIA-IO

La conclusión a la que se llegó fue que existen mantos colgados en esta zona ya que en las dos estaciones se presentó el mismo fenómeno ($u=0$, presión de poro cero). Una de las teorías más comúnmente aceptadas por su presencia es que existen capas impermeables (arcillas) las cuales no permiten la comunicación del agua hacia los lentes o estratos de arena que se encuentran secos.

3.2 Nivelaciones superficiales.

La excavación del tramo del Interceptor Oriente duró cinco meses, realizándose del 28 de mayo al 26 de octubre de 1990, las nivelaciones se realizaron durante la etapa de construcción así como después de concluida la misma, a fin de conocer el comportamiento del túnel, la superficie del terreno y de las edificaciones vecinas a corto, mediano y largo plazo.

Para conocer el comportamiento a corto plazo, se instaló a lo largo del tramo del túnel una instrumentación a base de BNS que en este caso fueron en su mayoría tornillos de cabeza de gota, colocados en la superficie del terreno, sobre el eje del túnel y en secciones transversales a él; así como testigos sobre el paramento de las construcciones cercanas.

En las Figs. 3.1 a 3.5 se muestra su localización, siendo un total de:

- 5 bancos de nivel (BN-1 a 5) para apoyo de las nivelaciones en calles transversales al túnel; ubicados aproximadamente a 80 m del eje del túnel.
- 82 bancos de nivel superficial (BNS-57 a 138), a lo largo del eje.
- 148 bancos de nivel superficial en siete secciones perpendiculares al eje del túnel.
- 303 testigos en edificaciones cercanas al túnel.

Su medición fue realizada de la siguiente manera:

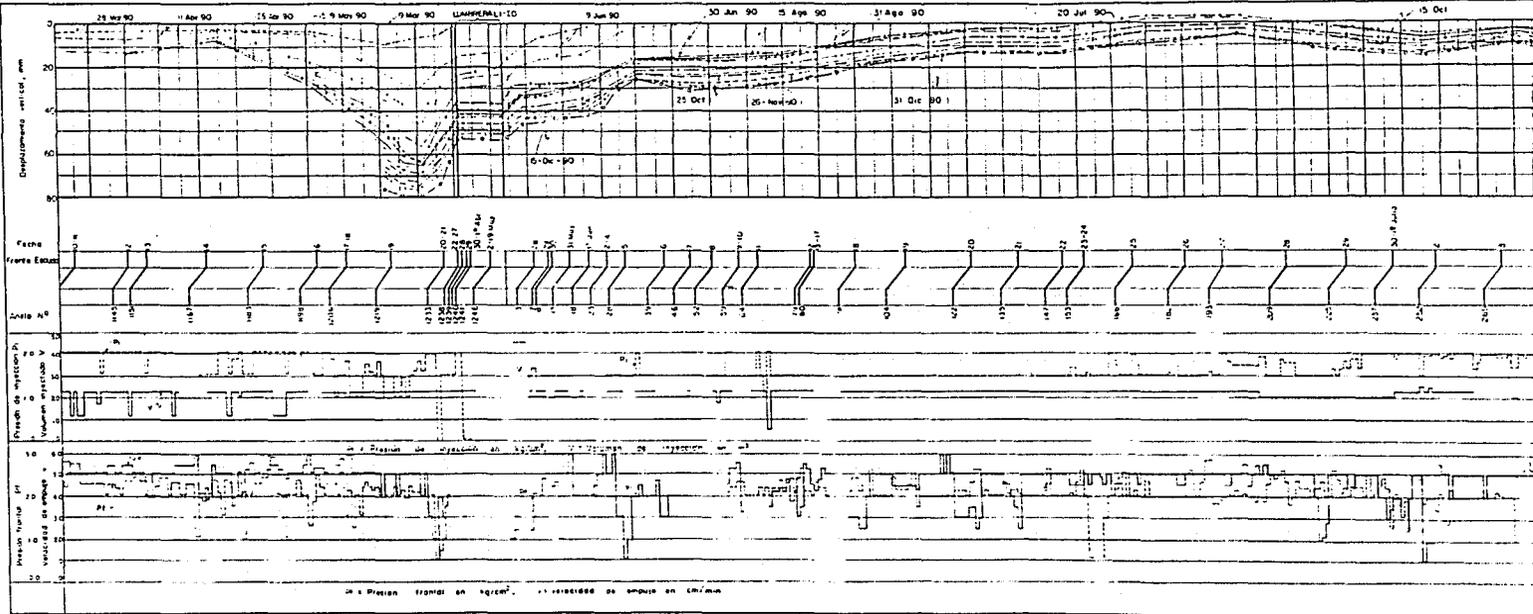
- 1) Diariamente los BNS en una longitud igual a 75 m tanto anterior como posterior al paso del frente del escudo.
- 2) Semanalmente entre los 75 y 150 m posteriores al paso del frente del escudo.
- 3) Quincenalmente, entre 150 y 225 m posteriores al paso del frente del escudo.
- 4) Mensualmente, en todo el tramo posterior al túnel localizado a más de 225 m, hasta que los incrementos o decrementos de las deformaciones sean bajas, obteniendo de esta manera el comportamiento a corto, mediano y largo plazo según sea el período de tiempo transcurrido.

- 5 bancos de nivel (BN-1 a 5) para apoyo de las nivelaciones en calles transversales al túnel; ubicados aproximadamente a 80 m del eje del túnel.
- 82 bancos de nivel superficial (BNS-57 a 138), a lo largo del eje.
- 148 bancos de nivel superficial en siete secciones perpendiculares al eje del túnel.
- 303 testigos en edificaciones cercanas al túnel.

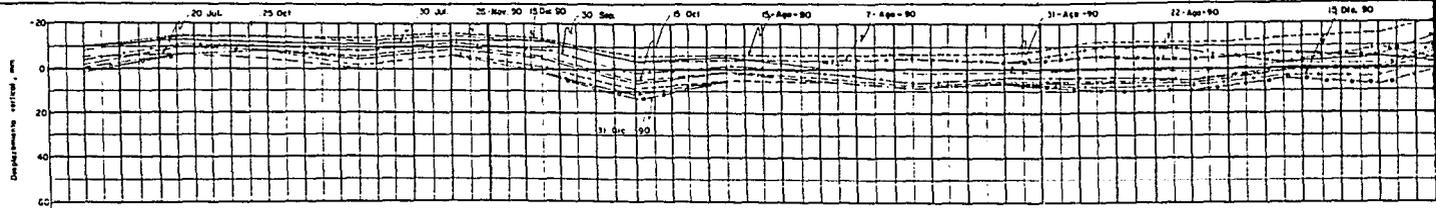
Su medición fue realizada de la siguiente manera:

- 1) Diariamente los BNS en una longitud igual a 75 m tanto anterior como posterior al paso del frente del escudo.
- 2) Semanalmente entre los 75 y 150 m posteriores al paso del frente del escudo.
- 3) Quincenalmente, entre 150 y 225 m posteriores al paso del frente del escudo.
- 4) Mensualmente, en todo el tramo posterior al túnel localizado a más de 225 m, hasta que los incrementos o decrementos de las deformaciones sean bajas, obteniendo de esta manera el comportamiento a corto, mediano y largo plazo según sea el período de tiempo transcurrido.

4+600 4+620 4+640 4+660 4+680 4+700 4+720 4+740 4+760 4+780 4+800 4+820 4+840 4+860 4+880 4+900 4+920 4+940 4+960 4+980



5+180 5+200 5+220 5+240 5+260 5+280 5+300 5+320 5+340 5+360 5+380 5+400 5+420 5+440 5+460 5+480 5+500 5+520 5+540



Fecha

Presión Estática

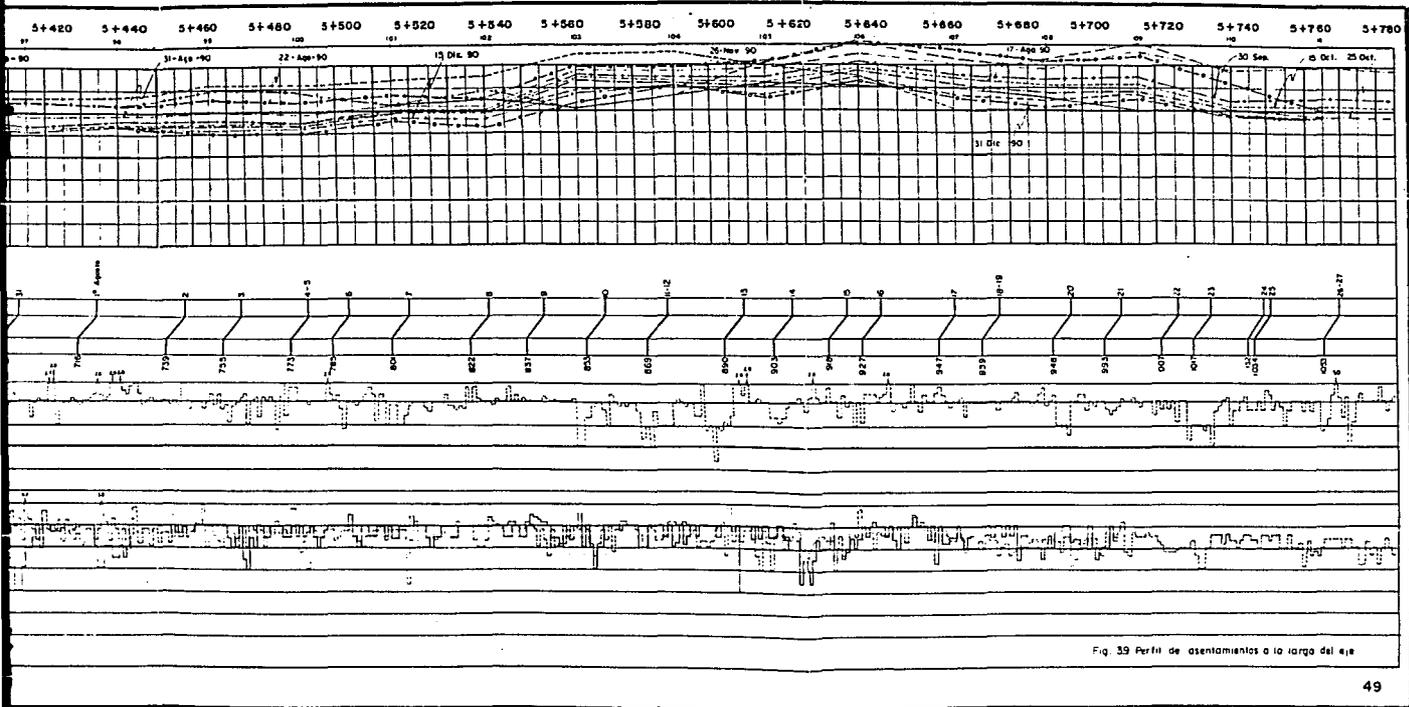
Anillo N°

Presión de inyección P_i

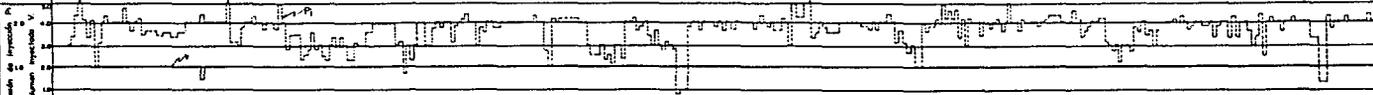
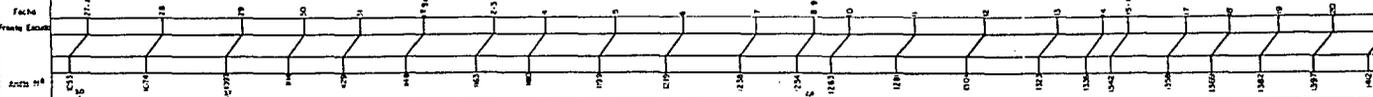
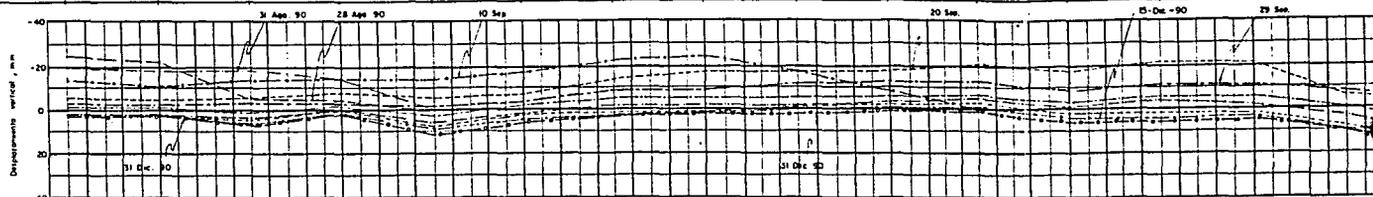
Volumen Inyectado V

P_i = Presión de inyección en kg/cm² V = Volumen de inyección en m³

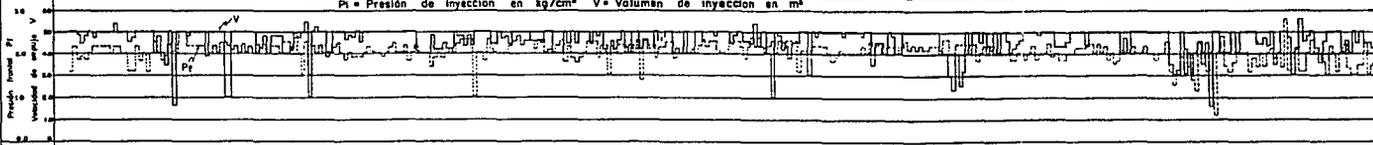
P_f = Presión frontal en kg/cm² v = velocidad de empuje en cm/min



5+760 5+780 5+800 5+820 5+840 5+860 5+880 5+900 5+920 5+940 5+960 5+980 6+000 6+020 6+040 6+060 6+080 6+100 6+12



Pi = Presión de inyección en kg/cm² V = Volumen de inyección en m³



Pf = Presión frontal en kg/cm² v = velocidad de empuje en cm/min

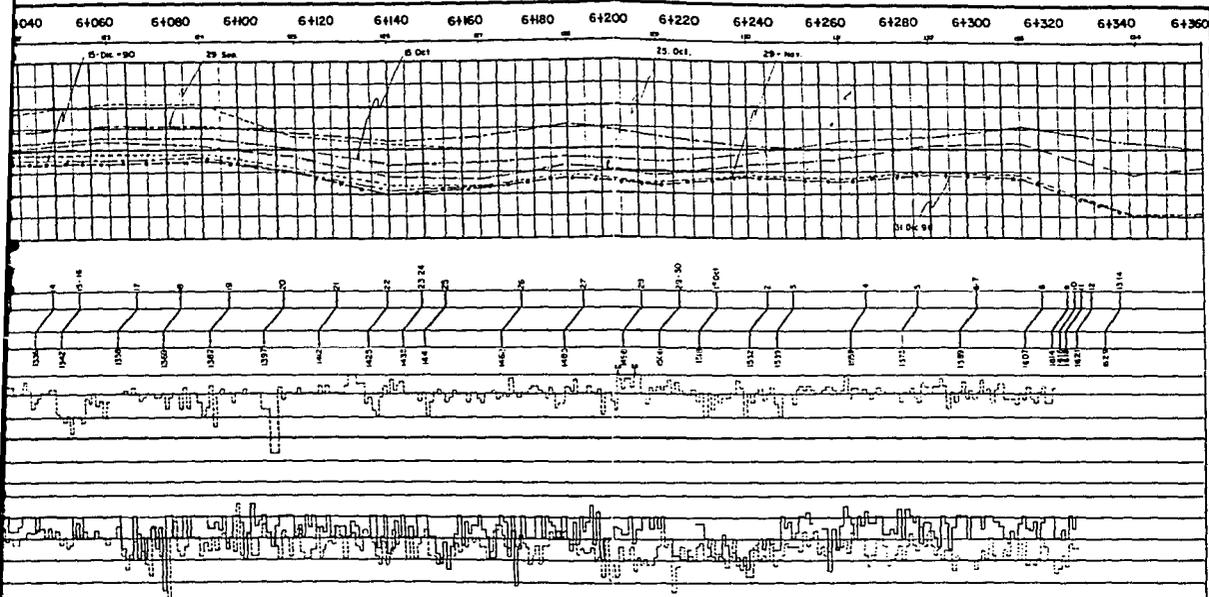


Fig. 310 Perfil de asentamientos a lo largo del eje

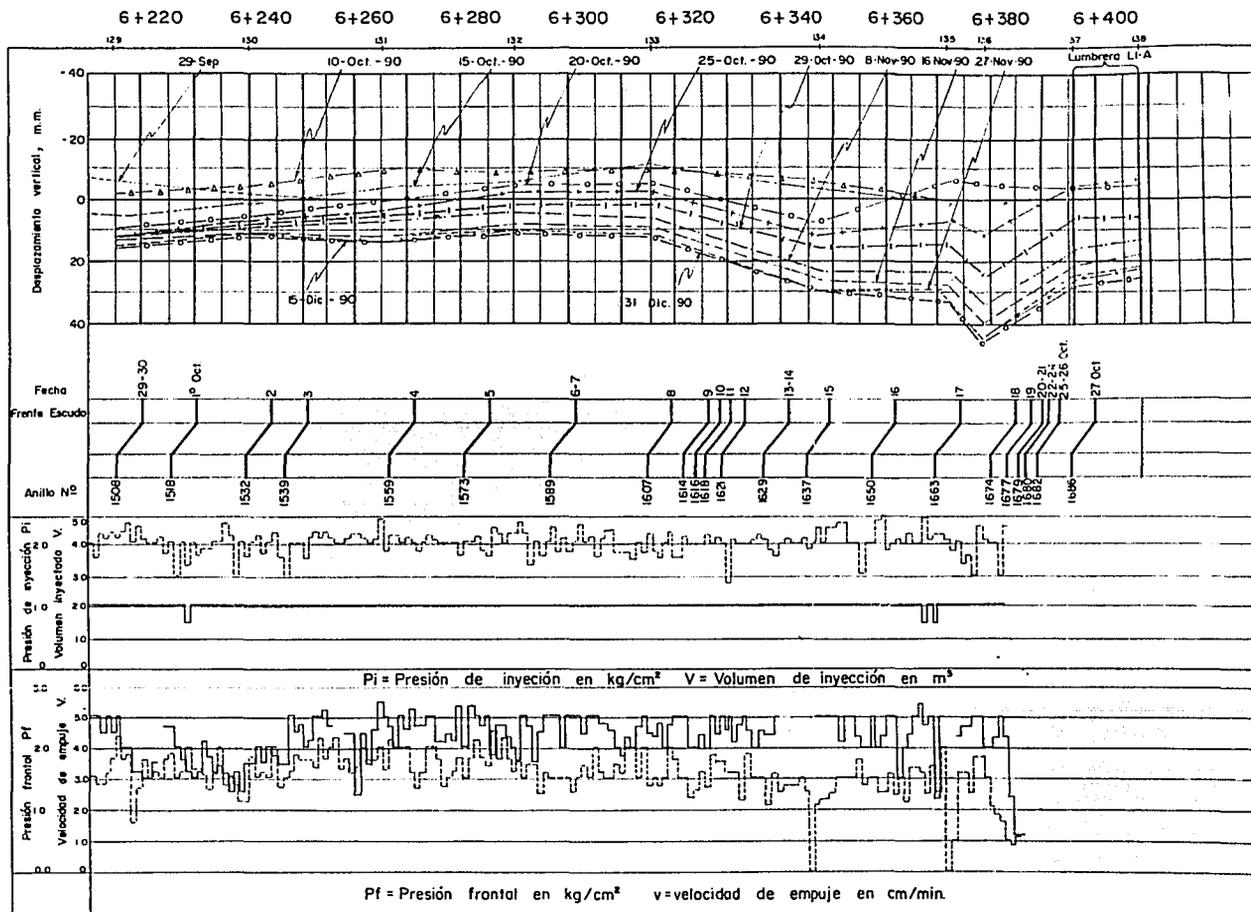


Fig.3.11 Perfil de asentamientos a lo largo del eje

En las Figs. 3.8 a 3.11 se presentan los desplazamientos verticales a lo largo del eje del túnel, los cuales contienen los perfiles de los desplazamientos verticales en todo el tramo, el avance del escudo, la presión de inyección P_i , volumen inyectado V , presión frontal p_f y velocidad de empuje v . En dichas figuras podemos observar como evolucionan las deformaciones superficiales logrando correlacionar su comportamiento en función de los parámetros antes mencionados, ya que como se mencionó en el capítulo anterior la aplicación excesiva de presión en el frente del escudo puede provocar expansiones importantes del terreno o en su caso contrario asentamientos.

Los bancos de nivel superficial (BNS) se presentan en las Figs. 3.12 y 3.13, en ellas podemos observar como evoluciona el desplazamiento vertical, de los puntos ubicados sobre el eje del túnel, antes, durante y después del paso del escudo. En este caso los BNS-101 a 104 y 133 a 136 (Figs. 3.12 y 3.13) les fue aplicada una presión frontal en promedio de 1.8 Kg/cm^2 de la cual se provocaron expansiones instantáneas al paso del escudo y que con el tiempo algunos desplazamientos se convirtieron en asentamiento, tendiendo en el futuro a su estabilización.

En las Figs. 3.14 a 3.16 se muestran las secciones transversales al eje del túnel. En ellas podemos observar la zona de influencia transversal del desplazamiento del terreno que pudieran provocar asentamientos diferenciales en construcciones vecinas.

En las Figs. 3.17 y 3.18 se muestra la evolución de las deformaciones de los testigos en edificaciones, cada testigo representa alguna parte de la estructura en particu-

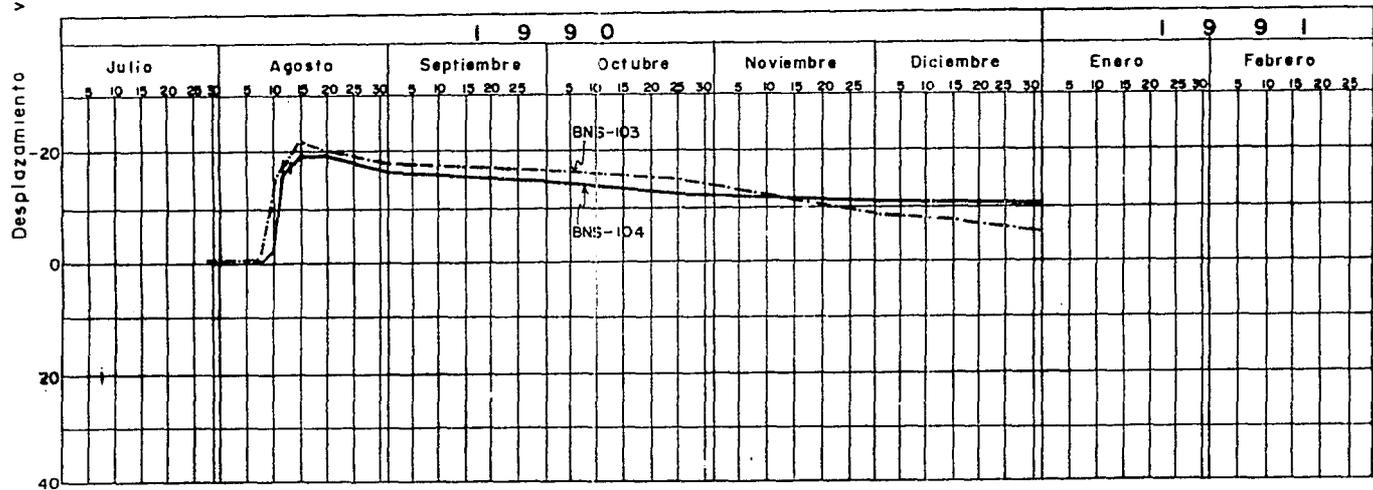
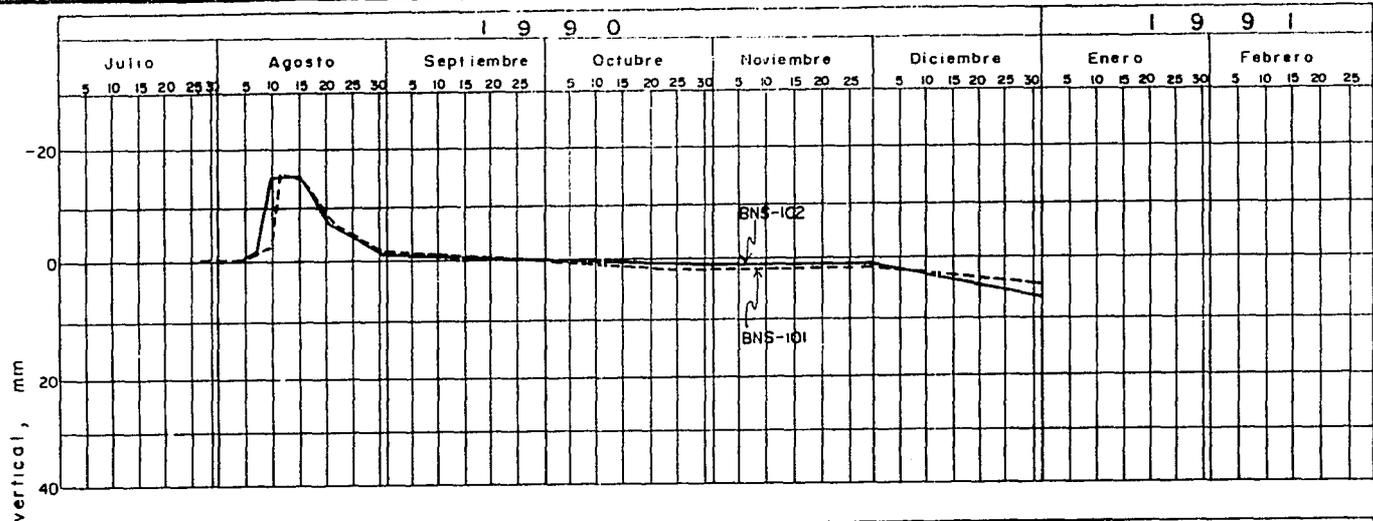


Fig. 3.12 Desplazamiento vertical de BNS-101, 102, 103 y 104

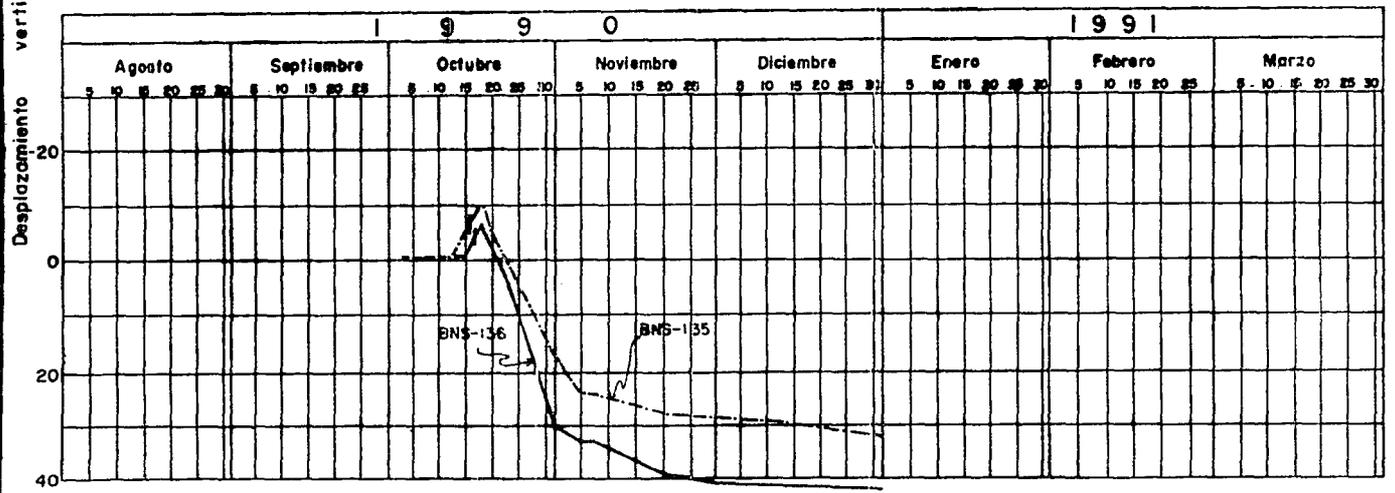
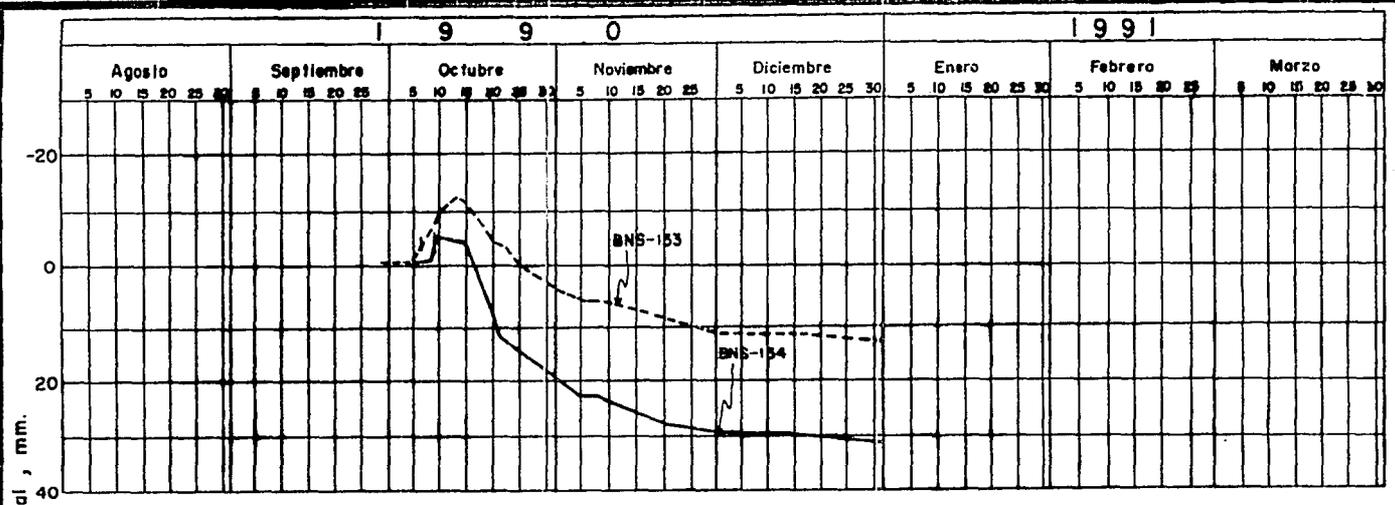


Fig. 3.13 Desplazamiento vertical de BNS-133, 134, 135 y 136

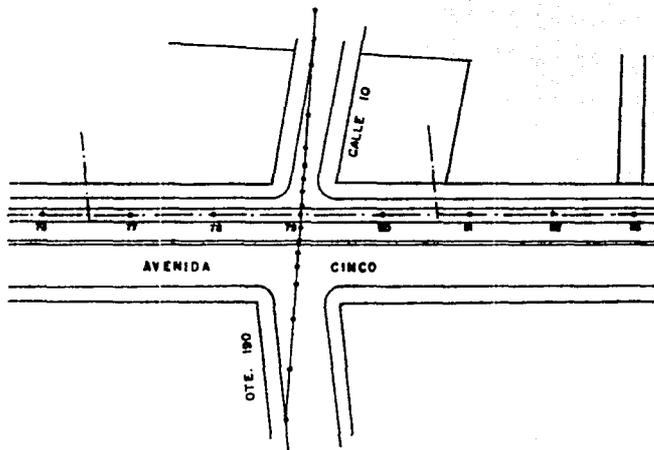
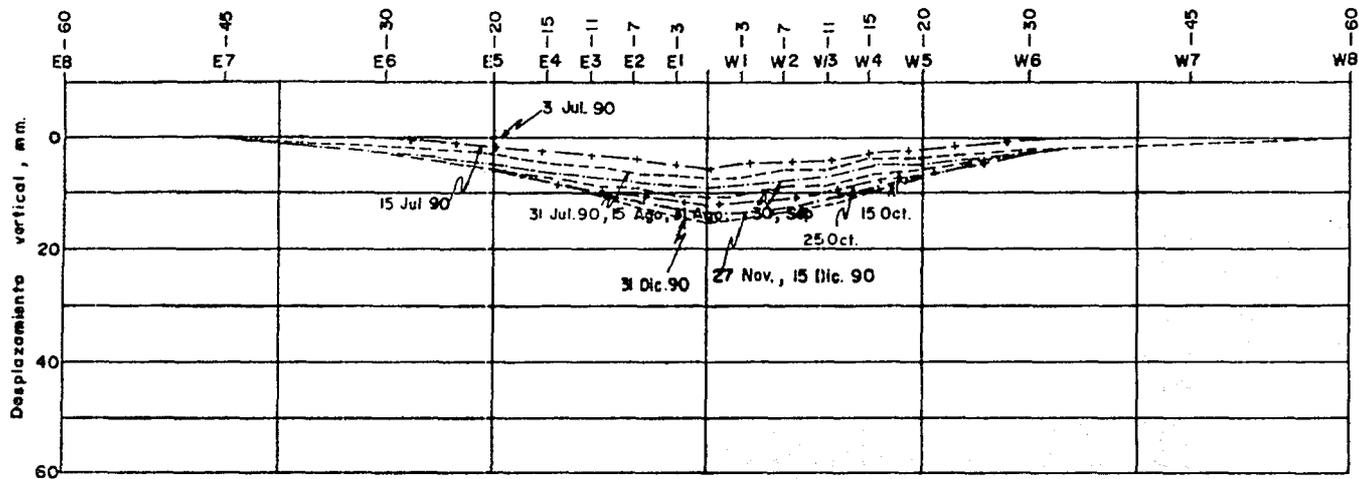


Fig. 3.14 Sección BNS-79 (Km 4 + 965.534)

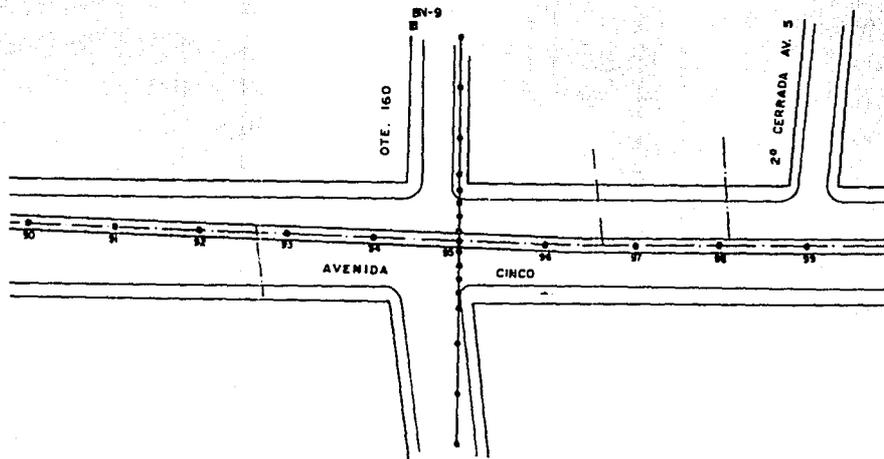
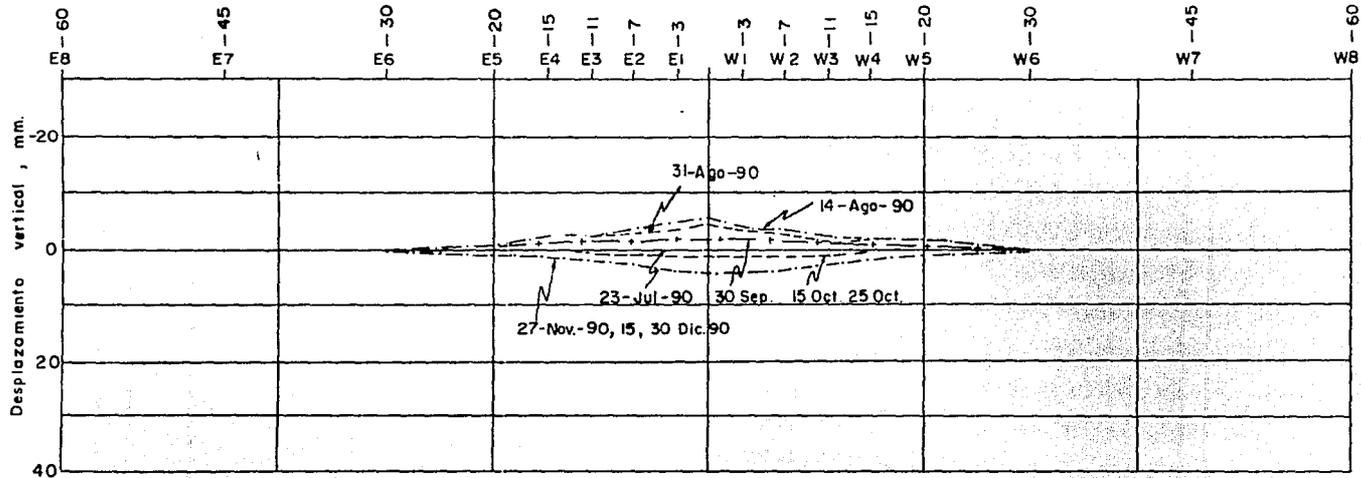


Fig. 3.15 Sección BNS-95 (Km 5 + 365.534)

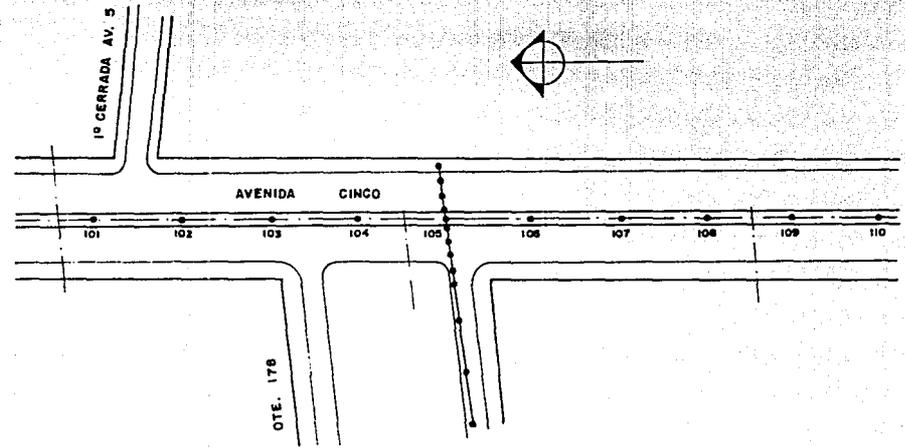
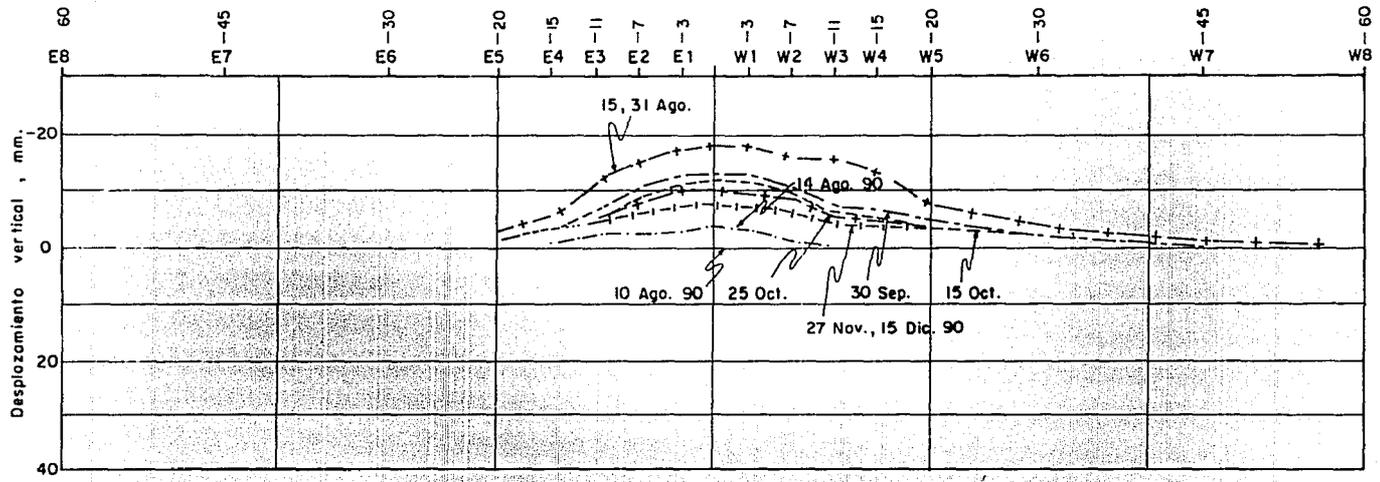


Fig. 3.16 Sección BNS - 105 (Km 5+615.534)

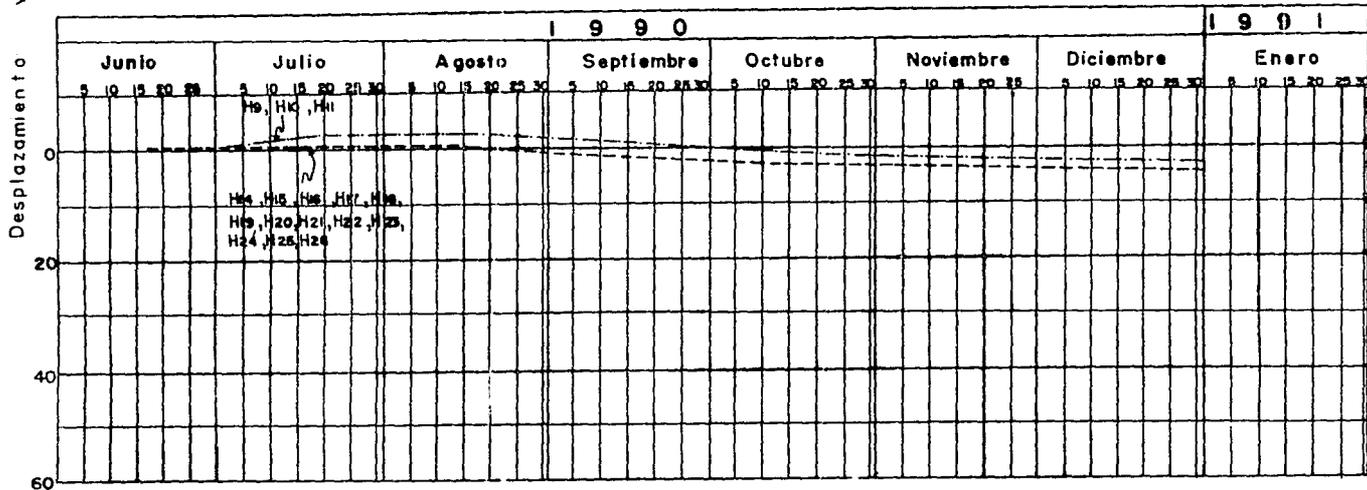
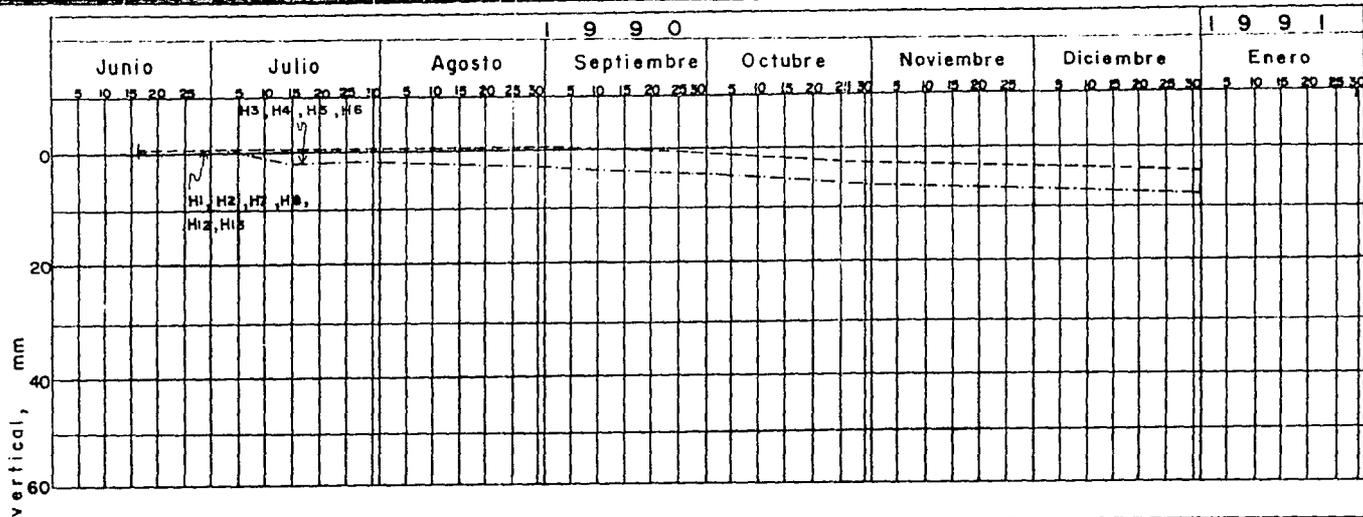


Fig. 3.17 Desplazamiento vertical de testigos en edificaciones

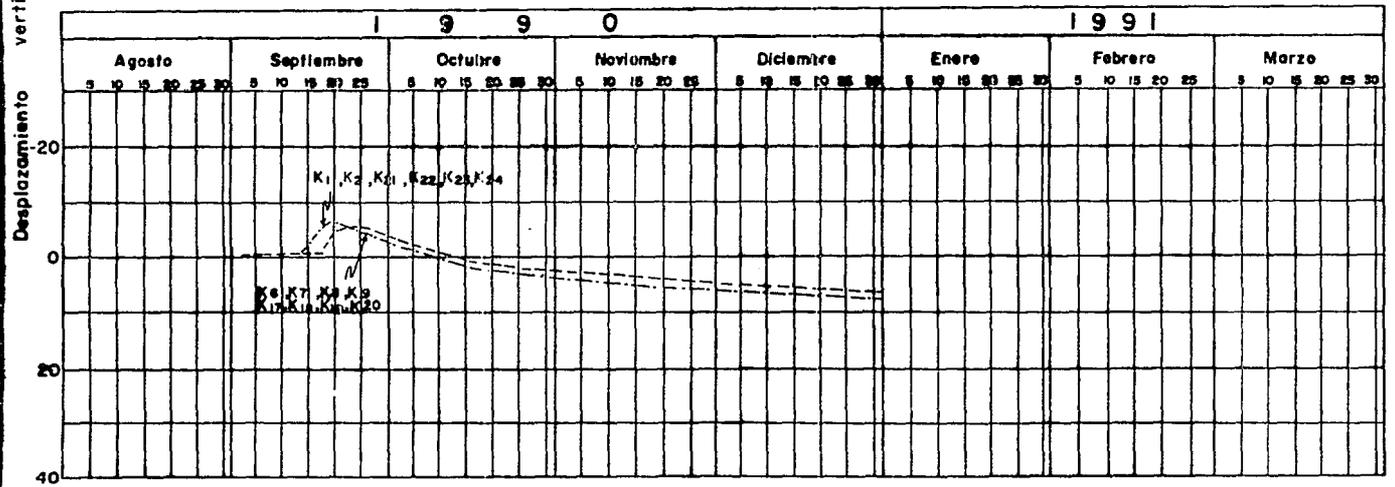
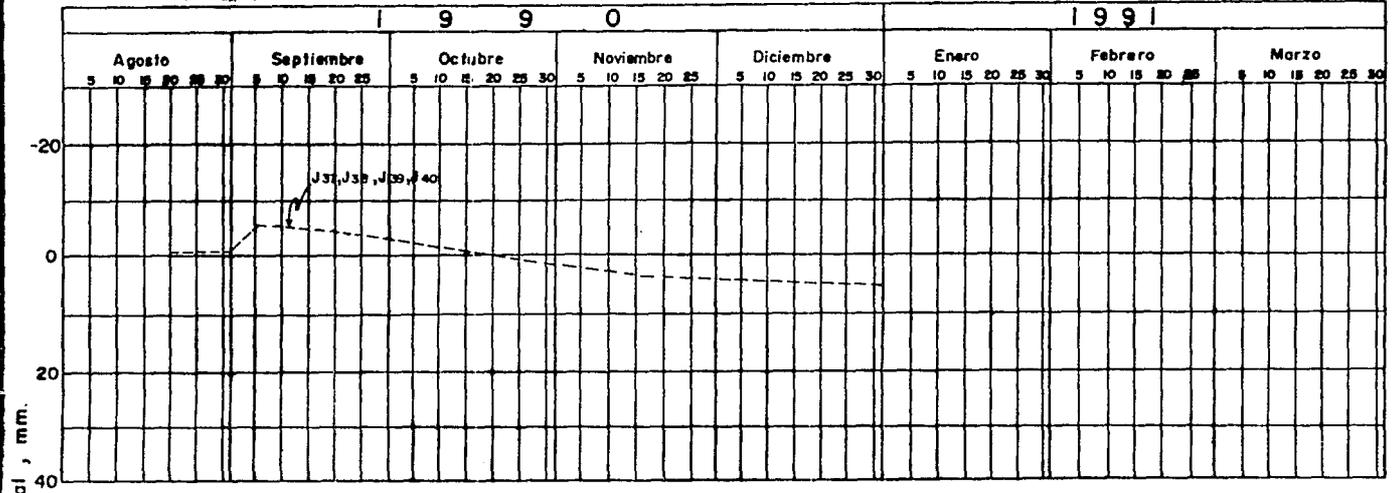


Fig. 3.18 Desplazamiento vertical de testigos en edificaciones

lar, de tal manera que si existieran hundimientos excesivos en algunos de ellos, se puede tener conocimiento del grado de riesgo de la estructura afectada. En dichas figuras se nota que también existen expansiones en las estructuras debido a la sobre presión de diseño que se mencionó anteriormente.

En la Fig. 3.19 se muestra la evolución de los bancos de nivel profundo respecto a la superficie. En dicha gráfica se puede deducir información importante, tanto para conocer el hundimiento regional, como la contribución del hundimiento de la Primera Capa Dura y los Depósitos Profundos que presentan un proceso de consolidación debido a la explotación acuífera. En éstas se deduce que en el período de junio 20 - diciembre 30, 1987; la formación arcillosa superior contribuyó con un 41% y la formación arcillosa inferior con el 59% al hundimiento regional.

3.3 Medición del inclinómetro

Durante la construcción del tramo L1-IO y L1A-IO, la lumbrera L1A-IO proyectada falló por mal tratamiento del relleno anular, provocando que esta se ladeara, lo cual condujo a la construcción de una nueva lumbrera modificándose el trazo inicial que se tenía. Con el fin de conocer los desplazamientos horizontales del subsuelo entre el túnel del Interceptor Oriente (nuevo trazo) y la excavación abandonada de la lumbrera L1A-IO, al paso del escudo; se instaló el inclinómetro I1 a una distancia de 9 m del túnel y de 12 m de la lumbrera abandonada. La ubicación del inclinómetro I1 se muestra en la Fig. 3.20.

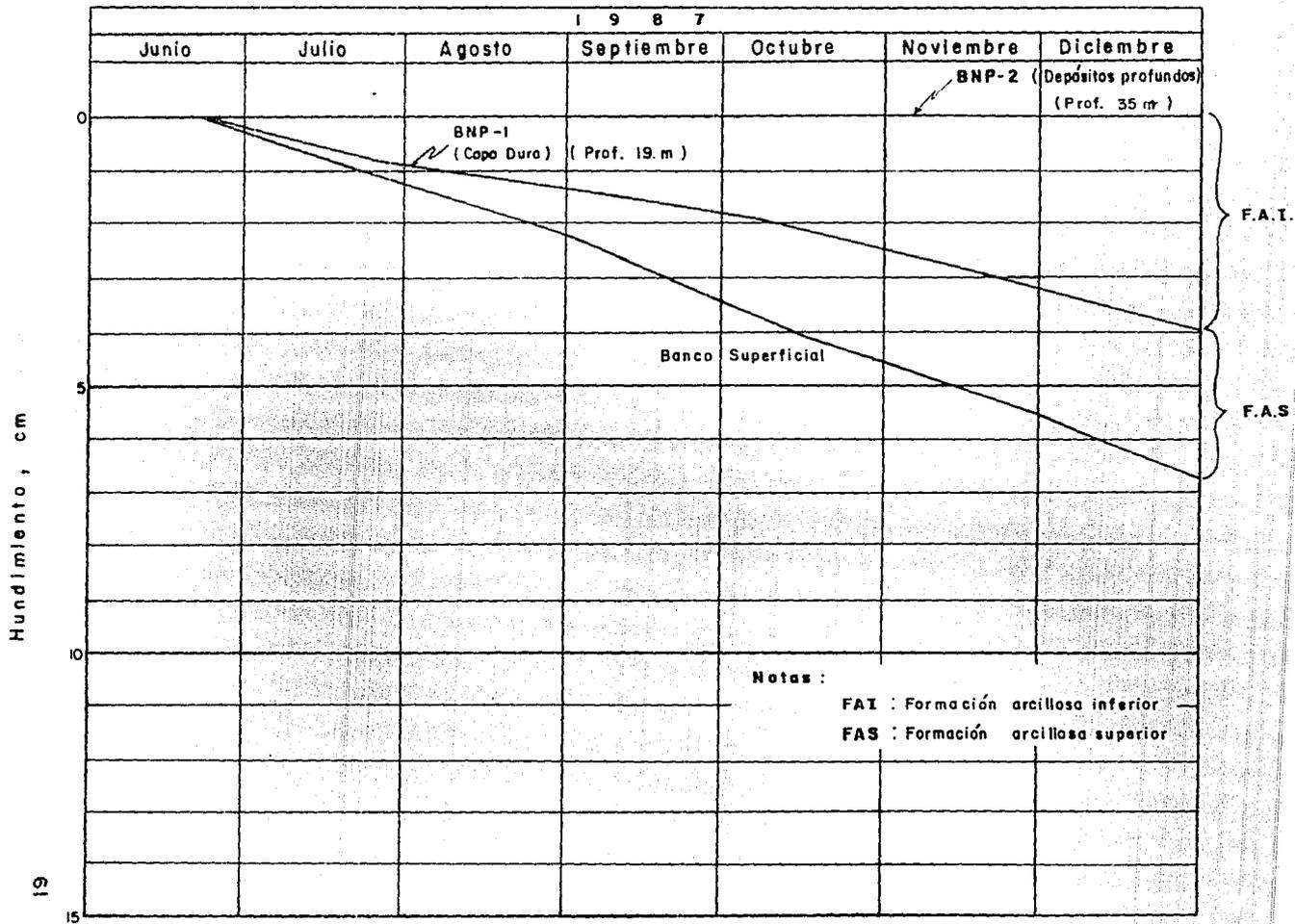
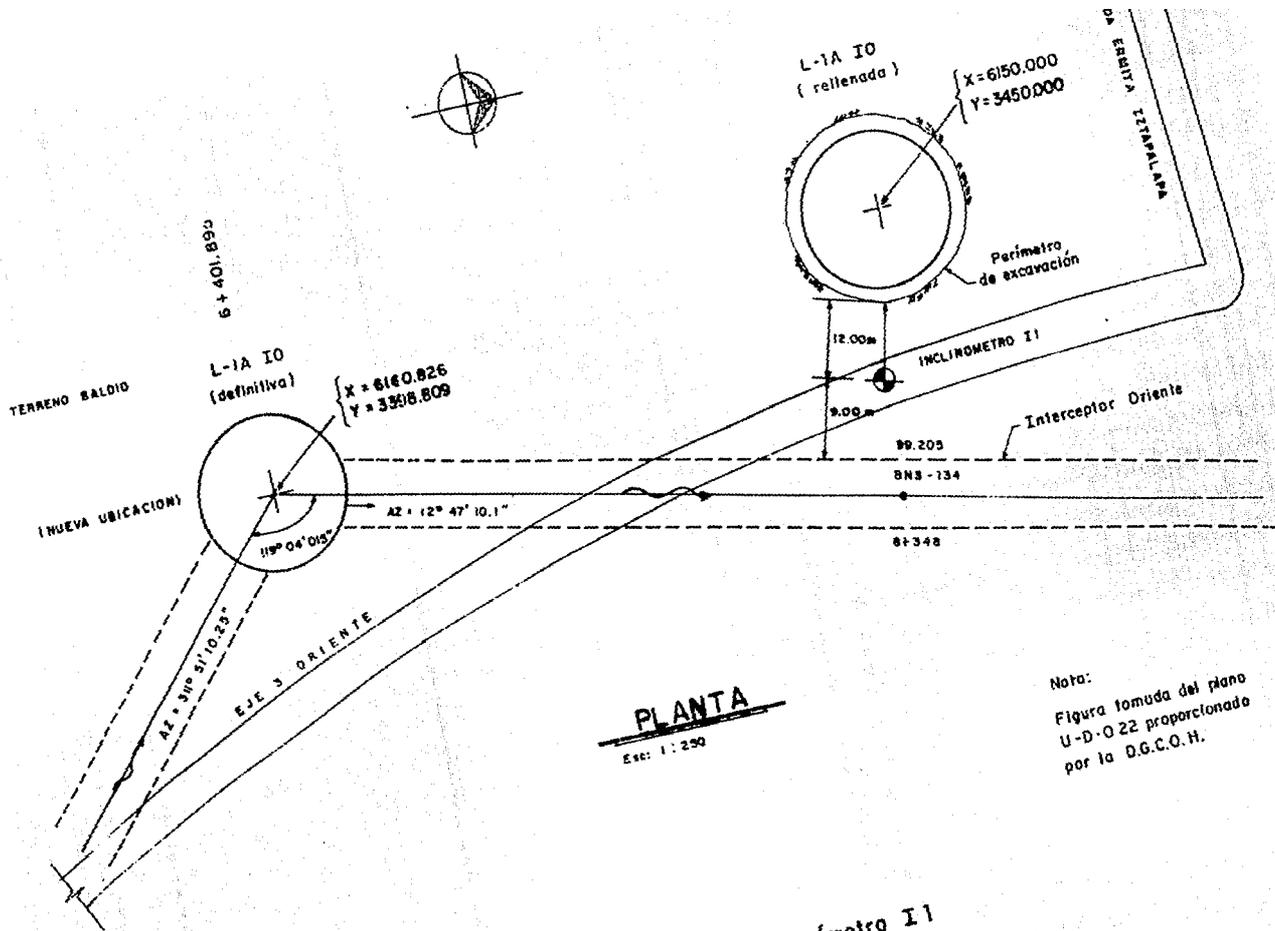


Fig. 3.19 Evolución de los bancos de nivel profundo respecto a la superficie (L2 - ICC)



PLANTA
Ese: 1: 250

Nota:
Figura tomada del plano
U-D-022 proporcionado
por la D.G.C.O.H.

Fig. 3.20 Localización del inclinómetro I1

El inclinómetro se instaló a 34.00 m de profundidad con respecto a la superficie del terreno, con fecha de instalación del 5 de octubre de 1990, 10 días antes del paso del escudo a la altura de la lumbrera fallada (octubre 15, 1990). Las mediciones se realizaron con un equipo marca Slope Indicator, modelo Digitilt.

En las Figs. 3.21 y 3.22 se muestran las curvas de desplazamiento horizontal de algunas de las mediciones hechas del inclinómetro II, los desplazamientos en la dirección N-S, paralela al eje del túnel, no exceden de 6 mm y quedan dentro de la precisión del aparato, en cambio, en la dirección E - W, perpendicular al eje del túnel, el desplazamiento máximo medido es de 39 mm, de los cuales 28 mm ocurrieron al momento del paso del escudo (15 de octubre, 1990), y el resto posteriormente. El sentido de estos desplazamientos es hacia la lumbrera a 15.5 m de profundidad, siendo la profundidad del eje central del túnel de 17.9 m.

3.4 Secciones de convergencia

En las Figs. 3.23 y 3.24 se muestran dos secciones de convergencias, de tres y seis líneas respectivamente. La medición de las líneas de convergencia nos permite determinar la deformación que sufre el interior del túnel debido a las condiciones de trabajo. De la experiencia obtenida en las mediciones hechas, se deduce que el comportamiento de la deformación horizontal (h) casi siempre es de alargamiento y las demás líneas (d) no definen un comportamiento específico, ya que su deformación es de acortamiento o de alargamiento.

INCLINOMETRO EN LUMBRERA L1A 10

DIRECCION NORTE - SUR

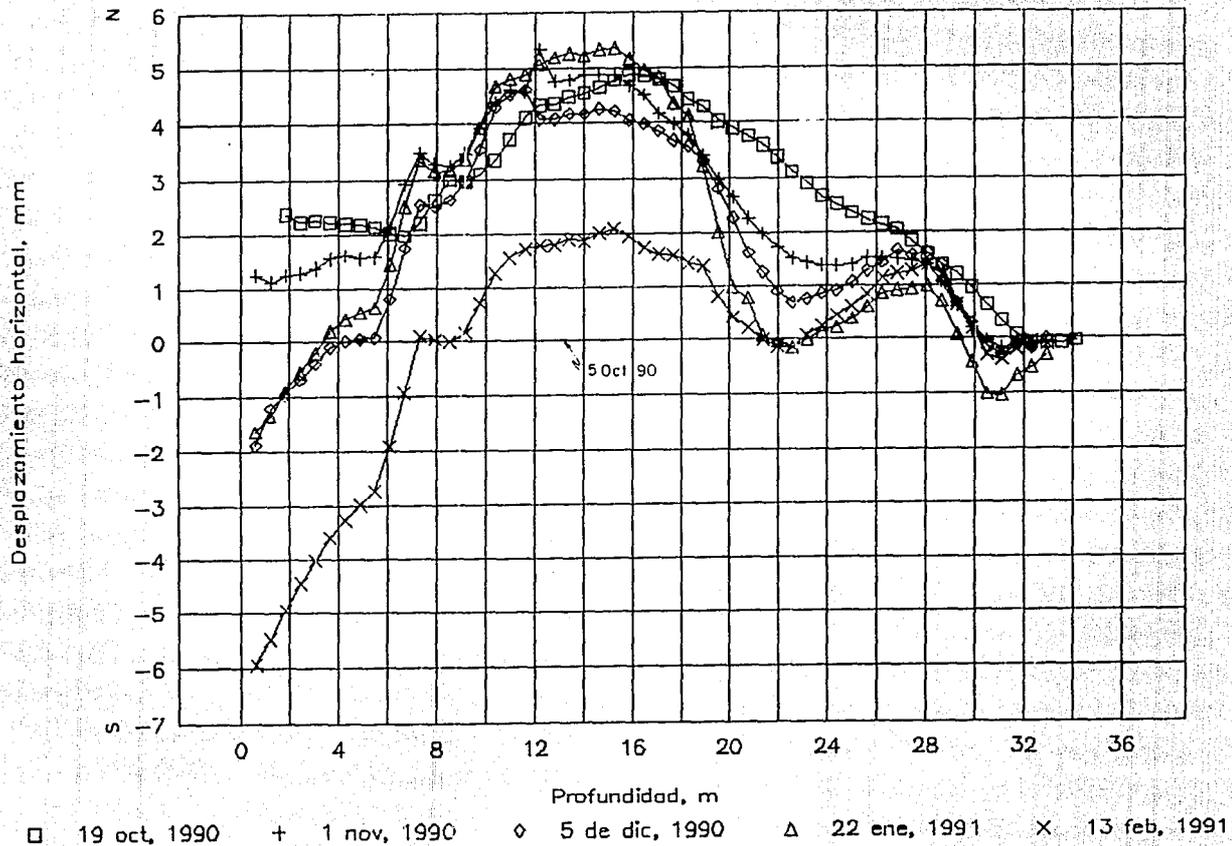
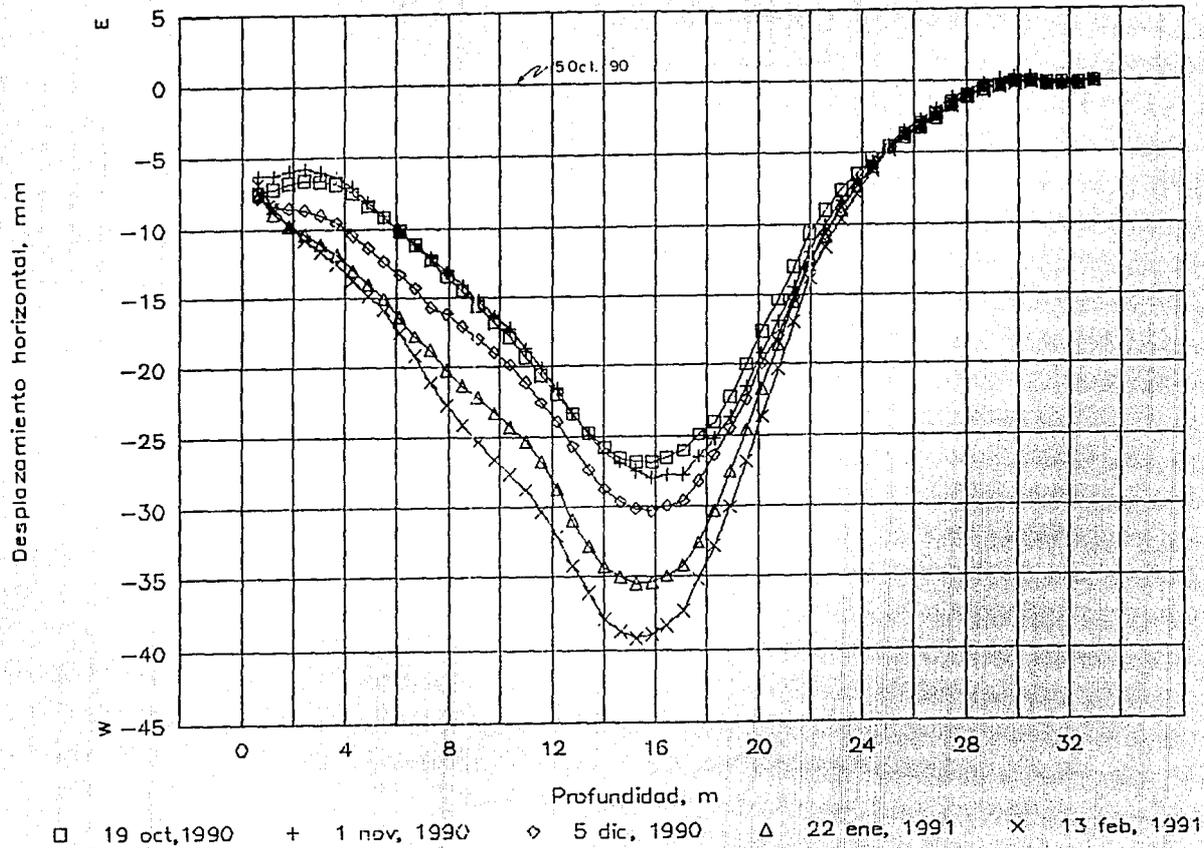


Fig.3.2| Resultados de las mediciones del inclinómetro I 1

INCLINOMETRO EN LUMBRERA L1A 10

DIRECCION ESTE - OESTE



59

Fig.3.22 Resultados de las mediciones del inclinometro I1

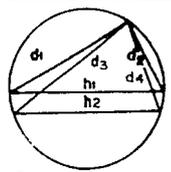
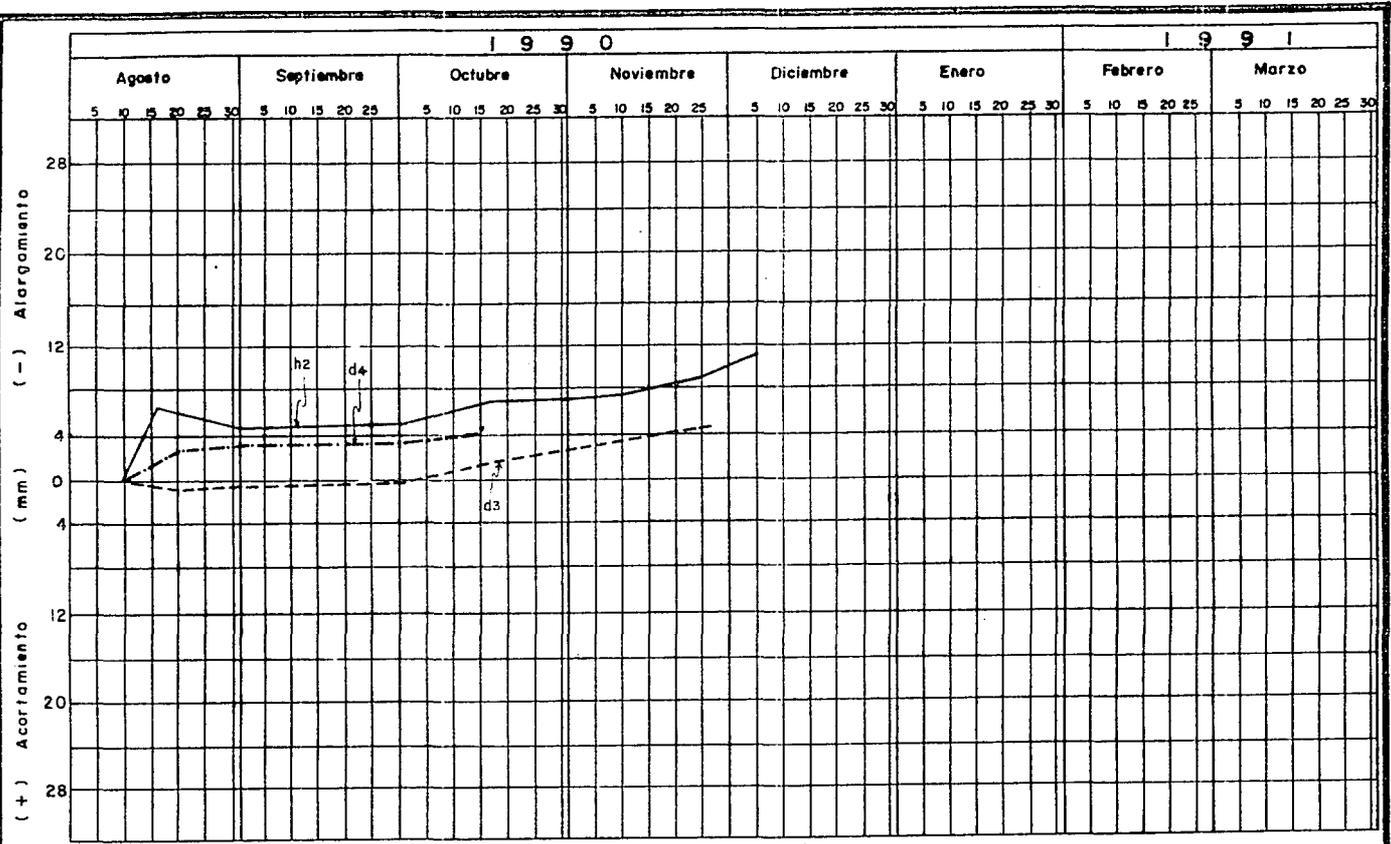
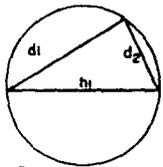
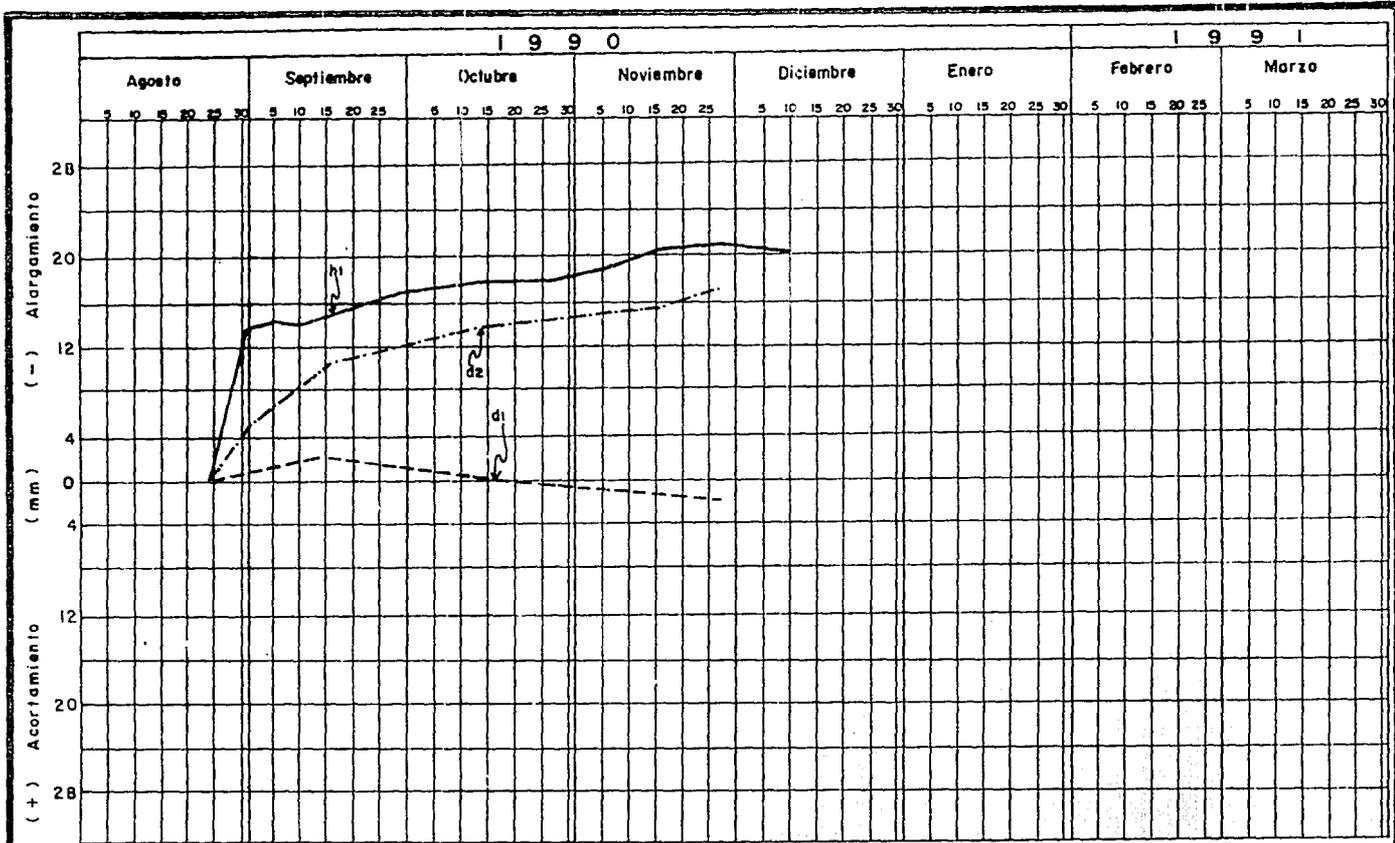


Fig. 3.23 Sección de convergencia N° 41 Anillo 826 (km 5+539.301)



67

Fig. 3.24 Sección de convergencia N° 49 Anillo 1026 (km 5+739,033)

La deformación máxima experimentada en una sección de convergencia de Drenaje Profundo que se ha registrado es de 60 mm; siendo este valor muy conservador ya que en un tramo de instrumentación del Colector Semiprofundo se llegó a presentar una deformación de 110 mm lo cual provocó que las dovelas se agrietaran siendo necesario reforzar metálicamente el túnel. En este caso podemos destacar la importancia que tienen las mediciones de convergencia previendo medidas de seguridad o alguna falla que se pudiera presentar.

C A P I T U L O I V

COMPARACION DE RESULTADOS

POR METODOS ANALITICOS

4. COMPARACION DE RESULTADOS POR METODOS ANALITICOS

Cuando un túnel es construido en una zona urbana, provoca desplazamientos de la superficie del terreno, ya sea de hundimiento o emersión, causando alteración de los estados de equilibrio en las estructuras vecinas.

Los niveles de daño potencial en diferentes zonas a lo largo del eje del túnel, pueden ser evaluados si los asentamientos modelo en varias profundidades pueden ser pronosticados. Los métodos usuales para estimar asentamientos del terreno superficial en túneles, tienen que ser generalmente derivados de correlaciones empíricas y de los asentamientos observados de las experiencias anteriores.

4.1 Criterio de Daniel Reséndiz y Miguel P. Romo

Una solución teórica de este criterio es presentada para asentamientos inducidos

en algunas profundidades por túneles en suelos blandos. Los resultados son generales y simples, expresados en términos de parámetros directamente asociados al procedimiento de excavación; la solución explica los efectos de alivio de esfuerzos en el frente del túnel y los desplazamientos radiales del suelo alrededor del mismo; las variables que se requieren son las siguientes: estado inicial de esfuerzos, esfuerzo-deformación, propiedades mecánicas del suelo, profundidad y diámetro del túnel, presión de fluidos en el frente de la excavación y la cantidad de suelo disponible alrededor del túnel.

4.1a Perfil de asentamientos a lo largo del eje del túnel

Se parte de suponer que el alivio de esfuerzos producido en el frente de la excavación sólo origina asentamientos en la superficie del terreno, la magnitud de esos asentamientos van a depender de qué tan grande sea ese alivio de esfuerzos y la relación esfuerzo-deformación del suelo. El alivio de esfuerzos en el frente del túnel es igual a la diferencia entre el esfuerzo normal inicial y la presión de fluidos en el frente de la excavación, es por eso que los esfuerzos aplicados en la masa del suelo son función de la presión frontal en la cámara de excavación. Los modelos analíticos hechos por Broms Benemark proporcionan una función para estimar el rango de la presión que debe emplearse en la construcción, teniendo precaución en que los asentamientos estén dentro de un rango aceptable.

Para evaluar estos asentamientos, primero suponemos que la excavación del túnel se encuentra en la sección A-A, Fig. 4.1, la cual ocurre instantáneamente, de esta manera los asentamientos sobre el eje del túnel debido al alivio de esfuerzos en el frente

de la excavación es instantánea desde el infinito a la sección A-A, en la cual, la expresión general que define el asentamiento teórico para cualquier estación es:

$$\lambda x^i = \lambda m (\lambda x / \lambda m) \quad (1)$$

donde λm y $(\lambda x / \lambda m)$ son parámetros que se obtienen de las Figs. 4.2 y 4.3

El asentamiento calculado en la estación A-A provoca un pequeño asentamiento en la sección B-B razón por la cual se obtienen incrementos de asentamientos cuando el escudo avanza una distancia Δx , ya que el frente del túnel no avanza instantáneamente una distancia definida, la suma de estos incrementos nos da el asentamiento total en una sección.

Las Figs. 4.4 y 4.5, nos muestran la comparación de los perfiles medidos y calculados en los sondeos SM-1 y SM-5, respectivamente.

Para obtener el perfil calculado se consideraron las propiedades mecánicas del subsuelo en el sitio correspondiente así como la profundidad del túnel y la presión en el frente de la excavación. En éstas se puede observar que el desplazamiento vertical es de expansión debido a que la presión frontal aplicada en el frente del escudo es mayor que los esfuerzos que se tienen en el suelo a la misma profundidad.

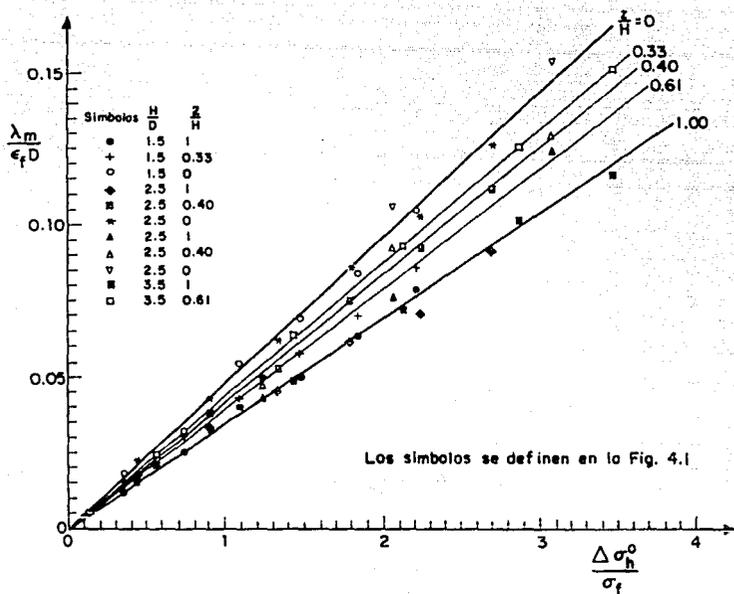


Fig. 4.2 Asentamiento máximo instantáneo debido a la excavación en el frente del túnel.

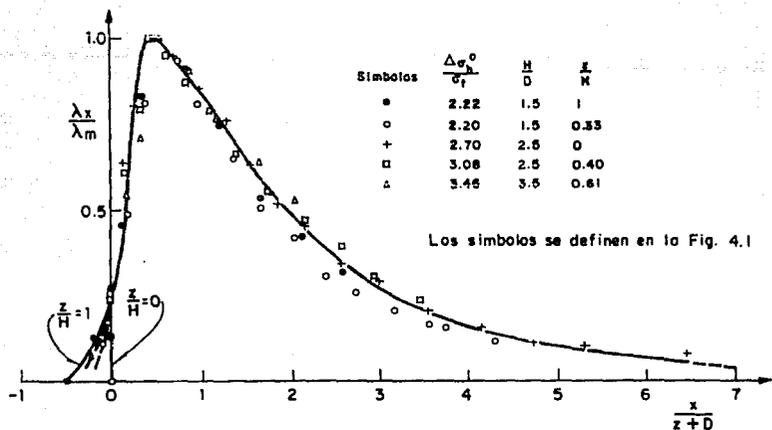


Fig. 4.3 Perfil de asentamientos instantáneos debido a la excavación en el frente del túnel.

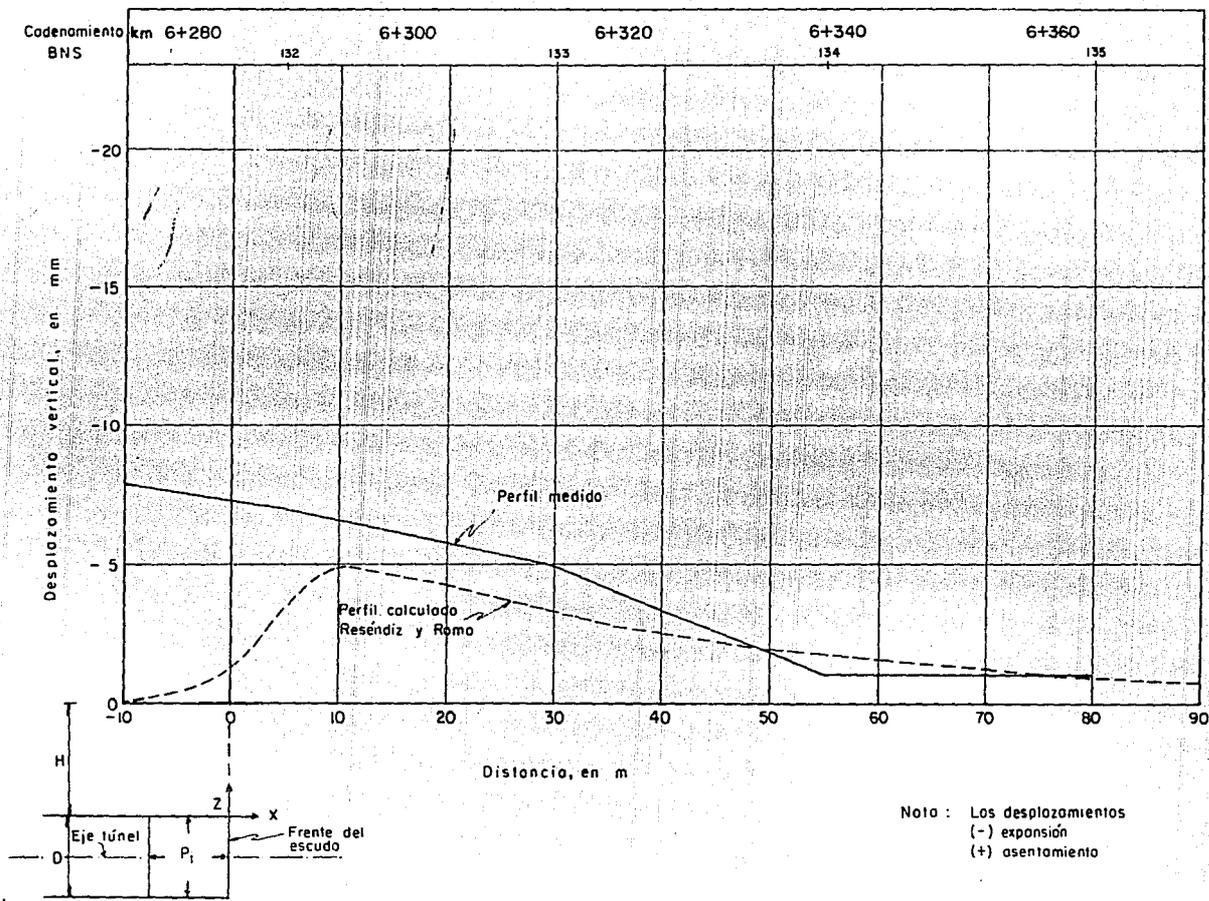


Fig. 4.4 Comparación de perfiles de asentamiento medido y calculado a lo largo del túnel (SM-1 L1A)

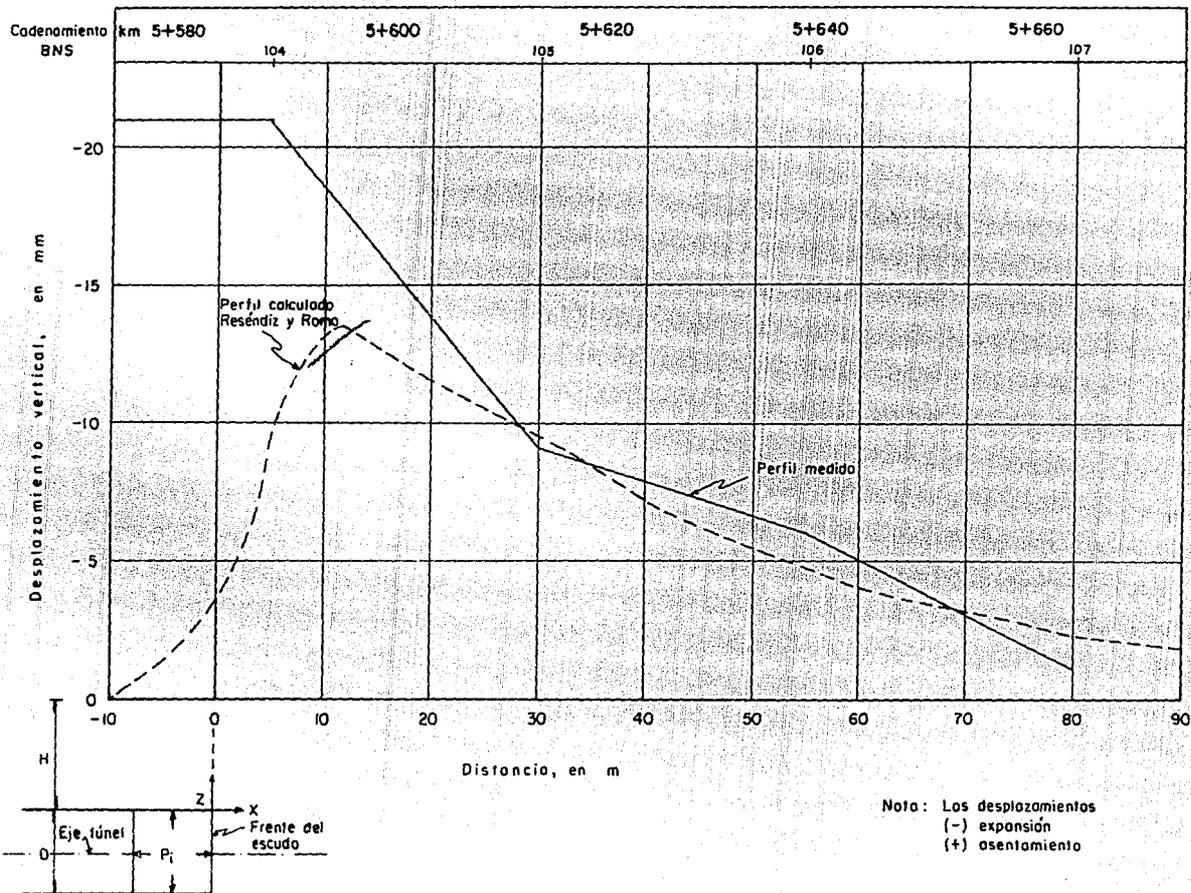


Fig. 4.5 Comparación de perfiles de asentamiento medido y calculado a lo largo de eje del túnel (SM-5)

4.1b Perfil de asentamientos transversales al eje del túnel

El perfil de asentamientos transversales en cualquier sección elegida es también de suma importancia. Obviamente, el máximo asentamiento en dicho perfil es el encontrado en el procedimiento anterior de lo cual sólo se requiere obtener el conjunto de valores de asentamiento para definir el perfil transversal. En la Fig. 4.6 se definen las condiciones en el análisis del perfil de asentamiento transversal al eje del túnel debido al alivio de esfuerzos en el frente del túnel.

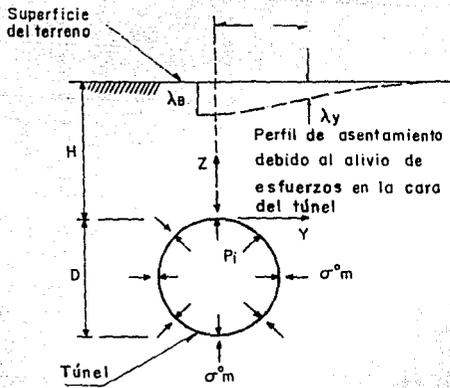
Los resultados se obtienen como sugirió Reséndiz (1979), los cuales son descritos en la Fig. 4.7, muestran que el perfil de asentamientos depende de la elevación Z/H , y la distancia horizontal al eje del túnel, $y/(Z+D)$.

Por otro lado, Peck (1969), sugirió que el perfil de asentamiento transversal al eje del túnel puede aproximarse a una curva de Gauss la cual fue representada por la siguiente expresión:

$$\lambda y/\lambda B = \exp[- 1/2 (y'/S)^2] \quad (2)$$

donde $y' = y/(Z+D)$, y S es un parámetro empírico.

La prueba óptima es obtenida con la ecuación 3 aunque una exponencial como la



λ_B Asentamiento máximo en el frente de la excavación del túnel

λ_y Asentamiento a una distancia y

P_i Presión del fluido en la cara de la excavación

σ^o_m Esfuerzo uniforme equivalente alrededor del túnel

Fig. 4.6 Condiciones en el análisis del perfil de asentamiento transversal al eje del túnel debido al alivio de esfuerzos en el frente del túnel.

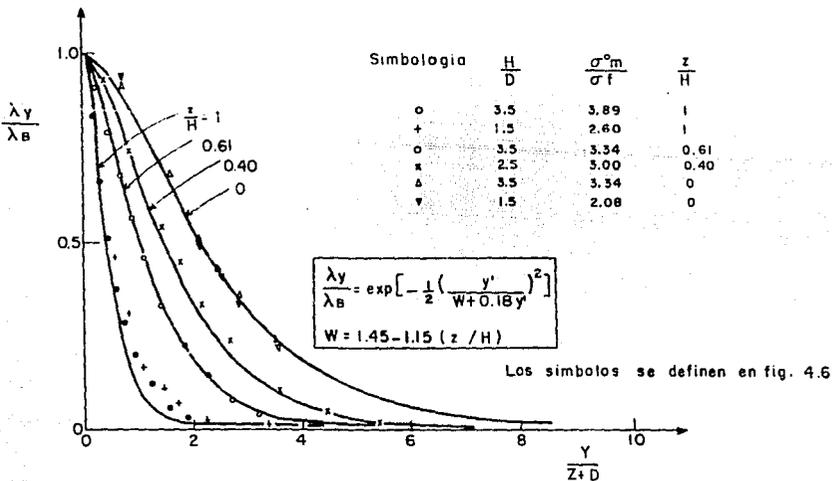


Fig. 4.7 Perfil de asentamiento transversal al eje del túnel debido al alivio de esfuerzos en la cara del túnel.

curva de Gauss, tiene una leve diferencia en relación a la ec. 2.

$$\lambda y / \lambda B = \exp [- 1/2 (y' / (w + 0.18 y'))^2] \quad (3)$$

El parámetro W de la ecuación 3 que es una medida del ancho de la zanja de asentamientos, depende de Z/H, donde:

$$W = 1.45 - 1.15 (Z/H) \quad (4)$$

De tal manera que las ecuaciones 3 y 4 nos permiten determinar el perfil de asentamientos transversal a cualquier distancia, dado que el asentamiento vertical λB , sobre el eje del túnel fue calculado de la ecuación 1 como se explicó previamente.

Las Figs. 4.8 y 4.9 comparan la expansión medida y calculada en una sección transversal al eje del túnel, tomando en cuenta los datos obtenidos del cálculo del perfil longitudinal así como las secciones instrumentadas más cercanas a los sondeos SM-1 y SM-5.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

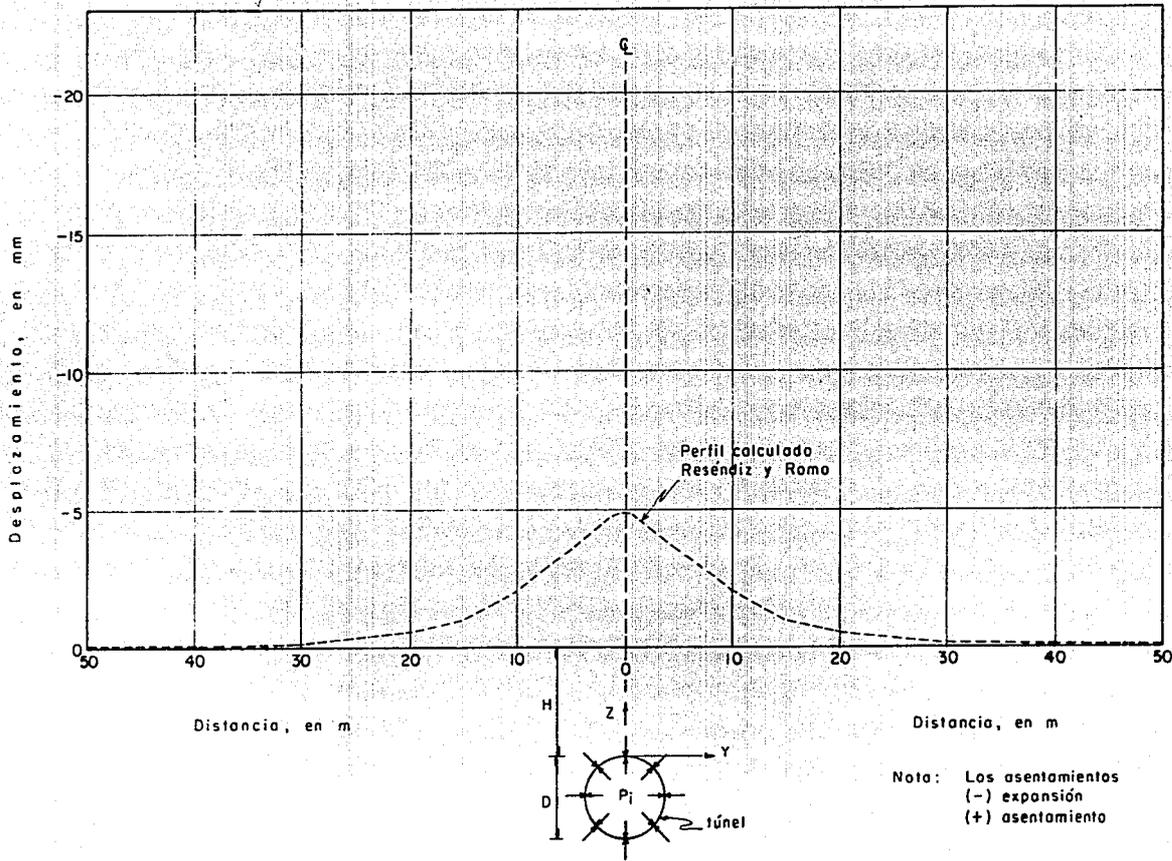


Fig. 4.8 Perfil de asentamiento instantáneo calculado en una sección transversal al eje del túnel (SM-I LIA)

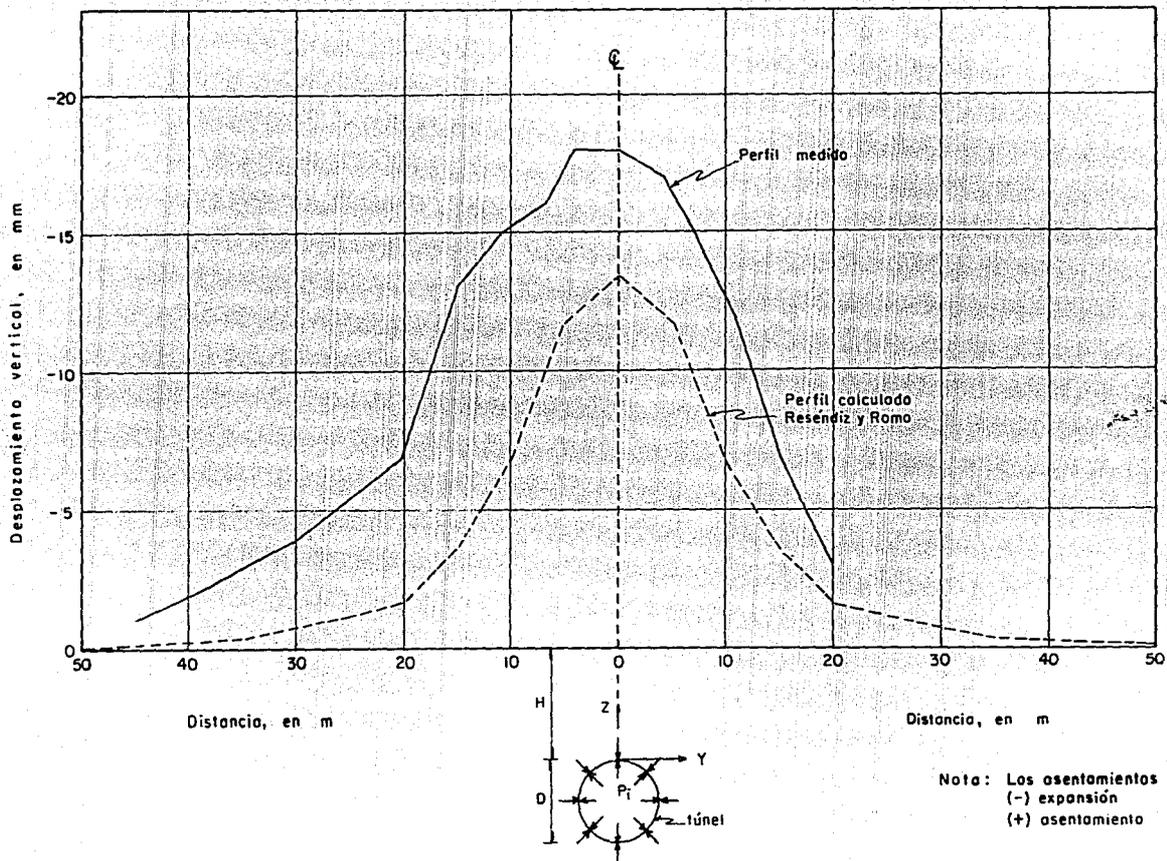


Fig. 4.9 Comparación de asentamiento instantáneo medido y calculado en una sección transversal al eje del túnel (SM-5)

4.2 Criterio empírico de Ralph B. Peck (1969)

Peck expone su criterio basándose principalmente en relaciones geométricas y supone que la excavación de un túnel produce una depresión en la superficie del terreno, asociada con los desplazamientos radiales del mismo alrededor de la cavidad excavada. La depresión que se produce en la superficie a lo largo de un corte de la sección del túnel, se presenta en forma simétrica al eje, si a lo largo del túnel se mantienen constantes las condiciones del subsuelo.

4.2.a Distribución de asentamientos

La disponibilidad de datos empíricos demuestran que el asentamiento a través de una sección transversal puede ser representado y con razonables limitaciones por la función error o curva de distribución normal (campana de Gauss) aunque el uso de esta no ha sido **teóricamente justificada**, ella proporciona por lo menos una estimación de asentamientos los cuales varían con la distancia lateralmente del centro del eje del túnel.

4.2.b Cálculo de asentamiento máximo

Las propiedades importantes de la curva de distribución normal y sus relaciones con las dimensiones del túnel son mostradas en la Fig. 4.11. El radio del túnel es representado por R , y la profundidad del centro del túnel por Z_0 . El máximo valor de la curva es empíricamente determinado como el asentamiento máximo $\delta_{\text{máx}}$. Los puntos de inflexión de la curva son localizados a distancias i en uno y otro lados del eje.

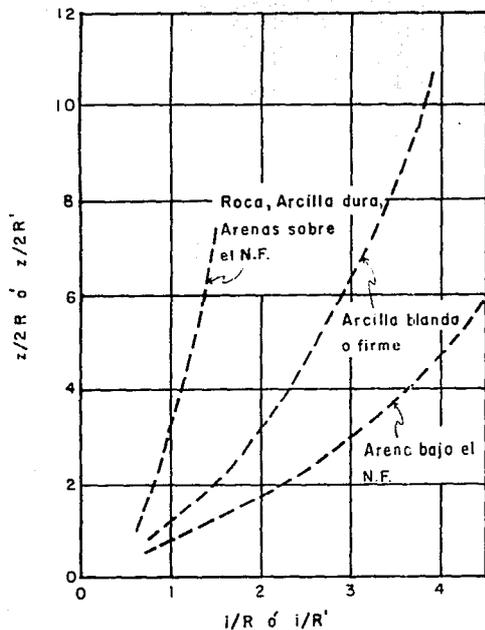
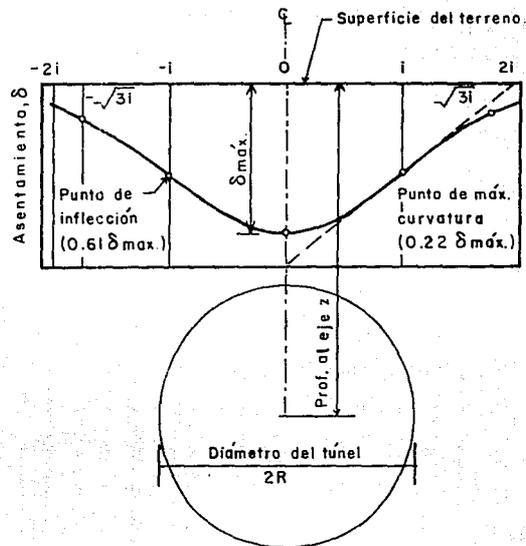


Fig.4.IO Gráfica de zonificación del suelo según Ralph B. Peck. (1969)



Radio $\frac{i}{R}$ es función de $\frac{z}{2R}$ y las condiciones del suelo
 Volumen de depresión $\approx 2.5 i \delta_{\max}$

Fig.4.II Propiedades de error de la función Normal de Probabilidad usada para representar el hundimiento.

El valor del asentamiento a una distancia i es, de acuerdo a las propiedades de la curva probabilística igual a $0.61 \delta_{\text{máx}}$.

Peck establece que el volumen de depresión es igual al volumen de pérdida de suelos de la cavidad, sin considerar los cambios volumétricos que sufra la masa de suelo adyacente al túnel. El volumen de pérdida de suelo se considera como el volumen de suelo que se retira en exceso respecto al volumen de la propia cavidad, establece además una serie de correlaciones entre el tipo de suelo en el que se excava el túnel y el porcentaje del volumen de pérdida de suelo respecto al volumen de la cavidad, todo ello basándose en observaciones hechas en casos anteriores de construcción de túneles.

El volumen de depresión es igual al área bajo la curva de distribución normal, que resulta ser:

$$V_d = 2.5 i \delta_{\text{máx}} \quad (5)$$

donde:

V_d = volumen de depresión

$\delta_{\text{máx}}$ = asentamiento máximo de la sección

i = abscisa del punto de inflexión de la curva

El valor de i se obtiene de la Fig. 4.10 en una gráfica adimensional de i/R contra $Z_0/2R$ la cual muestra tendencias razonables y permiten una tentativa separación de los resultados de acuerdo a los diferentes tipos de suelo.

Para obtener el $\delta_{\text{máx}}$, de la ec. 5, obtenemos:

$$\delta_{\text{máx}} = Vd/2.5i \quad (6)$$

Los resultados calculados con este método se presentan en la tabla 3.

Datos de proyecto requeridos

R: radio del túnel

Zo: profundidad al eje medio del túnel

A: área de sección

Vd: $0.01 \times A$

El porcentaje de pérdida de suelo se considera igual al 1 %.

Tabla 3

Datos	SM-1	SM-5
R (m)	3.05	3.05
Zo (m)	17.22	18.35
A (m ²)	29.23	29.23
Vd=(m ³ /m)	0.2923	0.2923
Zo/2R	2.823	3.008
i/R	1.86	1.94
i (m)	5.673	5.917
δ máx (cm)	2.06	1.98
δ medido	1.50	1.00

Cabe señalar que el criterio de Peck proporciona sólo el máximo asentamiento que experimenta el suelo y el criterio de Reséndiz proporciona el asentamiento instantáneo; de lo cual no se admite la comparación de dichas magnitudes y tampoco el $\delta_{\text{máx}}$ (Peck) con el de la tabla, δ medido, ya que este último valor no ha alcanzado la estabilización.

CAPITULO V

CONCLUSIONES

5. CONCLUSIONES

En este capítulo se describen las conclusiones en dos partes, una desde el punto de vista general y la otra concluyendo algunos aspectos importantes de las mediciones hechas.

5.1 Conclusiones Generales

- a) Gracias a la instrumentación, que en la actualidad se ha implementado en los túneles de la Ciudad de México, se ha logrado reducir el costo de los proyectos, así como establecer procedimientos constructivos menos conservadores con el consecuente ahorro y rápida respuesta en servicio de las estructuras subterráneas.

- b) El conocimiento "a priori" de la magnitud de los desplazamientos superficiales es de vital ayuda, para tomar decisiones acerca del trazo de un túnel, esto es, gracias a los métodos con que cuenta la ingeniería para el cálculo aproximado de deformaciones se pueden predecir daños a estructuras vecinas al túnel.

- c) La instrumentación representa generalmente del 1 al 1.5 % del costo total de la obra, es decir, su costo es relativamente bajo y brinda un servicio tan valioso como es el de informar si el comportamiento de una estructura es el adecuado. Es por ello que no debe escatimarse esfuerzo alguno en llevar un programa completo de instrumentación racional y que además proporcione experiencias útiles para mejorar los diseños futuros de los túneles.

5.2 Conclusiones particulares

- a) Las condiciones hidráulicas del subsuelo están fuertemente afectadas por la intensa extracción de agua que se realiza en la zona del Interceptor Oriente. El sitio está sujeto a hundimiento regional, generado por la explotación intensa y prolongada de los mantos acuíferos, según datos de la DGCOH la superficie del terreno se hundió a razón de 15 cm/año en el lapso de 1983-1985 y considerando las mediciones piezométricas se deduce que el hundimiento continúa ocurriendo a gran velocidad. En las tabla 1 y 2 se muestran las mediciones hechas, en la cual el nivel freático detectado se encuentra a 2.6 m de profundidad y las presiones de poro están abatidas -0.34 t/m^2 (sobre presión); a 10.66 m de profundidad, para 24.56 m hay un abatimiento de 16.6 t/m^2 , mientras que el piezómetro instalado en la primera capa dura, a 34.30 m de profundidad, no registra agua freática, es decir la presión de poro es nula.
- b) La información que se obtiene de las referencias superficiales como:

- Bancos de nivel superficial (BNS)
- Testigos en edificaciones

los cuales están directamente asociados con el procedimiento constructivo, correlacionando el comportamiento superficial (hundimiento) respecto a los parámetros como son:

- Presión de inyección P_i
- Volumen inyectado V
- Presión frontal P_f y
- Velocidad de empuje v

En este caso, en el Interceptor Oriente se produjeron expansiones instantáneas debidas a que la presión aplicada fue mayor de la recomendada en el estudio de mecánica de suelos.

Respecto a la presión de inyección y volumen inyectado se concluye que fue adecuado ya que las magnitudes de deformación registrados en las secciones de convergencia no excedieron los 60 mm y la inspección aparente del túnel respecto al comportamiento interior fue satisfactorio.

- c) De las mediciones hechas en el inclinómetro, se deduce que los desplazamientos

en la dirección N-S paralela al eje del túnel fueron bajos, respecto a la dirección E-W, perpendicular al eje del túnel. La deformación horizontal en el sentido perpendicular al eje de construcción está más fuertemente afectada, de acuerdo a la comparación tanto N-S vs E-W en el momento que paso el escudo.

- d) Respecto a los métodos de cálculo de deformaciones, producidos por la construcción de un túnel podemos concluir que la aproximación que se obtiene en el método de Daniel Reséndiz y M. Romo (1979) nos proporciona una idea general del perfil de asentamientos que sufrirá la superficie del terreno, ya que sus hipótesis se basan principalmente en correlaciones empíricas, así como también el método de Ralph B. Peck (1969), que se basa en datos empíricos obtenidos de las experiencias. Su método hace uso de las propiedades de la curva de distribución normal de probabilidad que se asemeja al perfil de asentamientos transversales.

REFERENCIAS

- Peck Ralph (1969), Deep Excavations and Tunneling in Saff Ground, state of the Art Volume Seventh International Conference on soil Mechanics and foundations Engineering.
- Broms B.B. and H.B. Bennermark, Stability of Clay at vertical Openings, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proc. ASCE 93, 1967, SMI pp 71-74.
- Reséndiz D. y Romo M., Settlements upon soft-ground tunneling: Theoretical Solution, soft-ground Tunneling Failures and Displacements, Balkema, Rotterdam, 1981, pp. 65-74.
- Clemente Sánchez, Evert Virgilio II, Construcción de Túneles con escudo abierto en el Valle de México. Tesis profesional. UNAM (1974).
- Juárez Badillo, Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos, Tomos I y II Limusa, México (1979).
- Karl Terzaghi, Ralph B. Peck, Mecánica de Suelos en la Ingeniería práctica. Atenco. España (1955).

- Estructuras resistentes a sismos. Limusa México 1979.

PUBLICACIONES OFICIALES

- D.D.F., Covitur Secretaría General de Obras, Manual de Diseño Geotécnico. Vol. 1. México.
- D.D.F., Dirección General de Obras Hidráulicas, Interceptores profundos y el emisor central.
- D.D.F., Congreso internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de cimentaciones. México, Agosto, 1969.