



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TUNELES
Y LUMBRERAS 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 :

R O B E R T O O R T I Z L O P E Z

V I C T O R H U G O O R T I Z L O P E Z



MEXICO, D. F.

1993

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

	pág.
CAPITULO I : INTRODUCCION	1
1.1 OBJETIVO	3
1.2 PROYECTO	3
1.3 ALCANCE	4
FIGURAS	5
CAPITULO II : CRITERIOS DE ANALISIS	11
2.1 ESTABILIDAD DEL TUNEL	12
2.1.1 <u>Mecanismo simplificado de Enrique Tamez</u>	13
2.1.1.a Estabilidad en el frente del túnel	13
2.1.1.b Estabilidad en la pared del túnel	17
2.1.1.c Presiones sobre el túnel	19
2.1.2 <u>Método de Broms y Bennermark</u>	20
2.1.3 <u>Método de Daniel Reséndiz y Miguel P. Romo</u>	21
2.1.3.a Perfil de asentamiento a lo largo del eje del túnel	21
2.1.3.b Perfil de asentamiento transversal al alineamiento del túnel	23
2.2 ESTABILIDAD DE LA LUMBRERA	25
2.2.1 <u>Análisis de la falla de fondo</u>	27
2.2.1.a Revisión para la excavación a cielo abierto con ademe	27
2.2.1.b Revisión para la excavación por el método de flotación	28
2.2.2 <u>Estabilidad de la zanja anular</u>	30
2.2.2.a Análisis de una zanja sin soporte	30

2.2.2.b	Análisis de una zanja estabilizada con lodo bentonítico	31
2.2.2.c	Análisis de una zanja con curvatura horizontal	31
2.2.3	<u>Estabilidad de la lumbrera por flotación</u>	33
	FIGURAS	35

CAPITULO III: INVESTIGACION DEL SUBSUELO 45

3.1	TRABAJOS DE CAMPO E INSTRUMENTACION	46
3.1.1	<u>Sondeos sin muestreo: Cono eléctrico</u>	46
3.1.2	<u>Sondeos con muestreo</u>	47
3.1.2.a	Prueba de penetración estándar	47
3.1.2.b	Muestreo con tubo de pared delgada	48
3.1.3	<u>Piezómetros</u>	49
3.1.3.a	Piezómetro abierto (tipo Casagrande)	49
3.1.3.b	Piezómetro neumático	50
3.1.3.c	Tubo de observación del nivel freático	51
3.1.4	<u>Inclinómetro</u>	51
3.1.5	<u>Bancos de nivel</u>	52
3.1.5.a	Banco de nivel profundo	52
3.1.5.b	Bancos de nivel superficial	52
3.2	TRABAJOS DE LABORATORIO	53
	FIGURAS	56

CAPITULO IV : INFORMACION DEL SUBSUELO 66

4.1	RESULTADOS DE LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO	67
4.1.1	<u>Resultados de campo</u>	68
4.1.1.a	Sondeos con muestreo	68
4.1.1.b	Sondeos con cono eléctrico	68
4.1.1.c	Piezómetros	68

4.1.1.d	Inclinómetros	69
4.1.1.e	Bancos de nivel	70
4.1.2	<u>Resultados de laboratorio</u>	70
4.2	ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES	71
4.2.1	<u>Descripción del subsuelo</u>	71
4.2.2	<u>Condiciones hidráulicas del subsuelo</u>	72
4.2.3	<u>Hundimiento regional</u>	73
	TABLAS	74
	FIGURAS	76

CAPITULO V : ANALISIS DE TUNEL Y LUMBRERAS 93

5.1	ANALISIS DEL TUNEL	94
5.1.1	<u>Estabilidad del frente del túnel</u>	94
5.1.1.a	Criterio de E. Tamez	95
5.1.1.b	Criterio de Broms y Bennermark	95
5.1.2	<u>Deformaciones en la superficie</u>	95
5.2	ANALISIS DE LAS LUMBRERAS	97
5.2.1	<u>Estabilidad del fondo de la excavación</u>	97
5.2.2	<u>Estabilidad de la zanja anular</u>	98
5.2.3	<u>Estabilidad de la lumbrera por flotación</u>	98
	TABLAS	100
	FIGURAS	117

CAPITULO VI : CONCLUSIONES 120

	REFERENCIAS	124
--	-------------	-----

CAPITULO I

INTRODUCCION

INTRODUCCION

La construcción de un túnel requiere de un estudio completo para sus etapas de proyecto, construcción y operación. En este tipo de obras civiles, la Mecánica de Suelos toma un papel muy importante ya que el procedimiento constructivo depende de las características del subsuelo y de los criterios de estabilidad generados.

A través de los años se han investigado y puesto en práctica diferentes métodos para la construcción de túneles, sobre todo en suelos blandos, arcillas de baja resistencia al esfuerzo cortante y de alta compresibilidad. En la época moderna, han aparecido notables aportaciones tecnológicas, entre la que destaca el escudo japonés de frente cerrado (1966), el cual ha dado excelentes resultados en excavaciones hechas, precisamente en suelos arcillosos blandos.

El análisis del túnel a que se refiere este trabajo, forma parte de una extensa red de túneles construidos para el Drenaje Profundo de la Ciudad de México, el cual solucionará el gran problema de desalojo de las aguas residuales y pluviales.

1.1 OBJETIVO

Analizar la estabilidad de un tramo de túnel que se construirá para el Sistema de Drenaje Profundo, así como revisar la cimentación apropiada de las lumbreras de salida y llegada del túnel. El análisis se basa en las características y propiedades del subsuelo determinadas en campo y laboratorio.

1.2 PROYECTO

El túnel se localiza entre los cruces Agiabampo y Av. Congreso de la Unión, (Lumbrera L3-ICC), y Agiabampo con Fco. del Paso y Troncoso, (Lumbrera L4-IO), como muestra la Fig. 1.1. Este tramo forma parte del sistema conocido como Interceptor Centro Centro.

El túnel tiene 5.0 m de diámetro interior y una pendiente del 0.0003 %, descendente hacia la lumbrera L3-ICC. Su construcción se realiza por el método de escudo cerrado, utilizando el diseño japonés (Figs. 1.2 y 1.3).

Las lumbreras L3-ICC y L4-IO son de 12.0 m de diámetro interior y a ellas se conecta el túnel del Interceptor Centro Centro, cuya rasante hidráulica en las lumbreras

es de 8.084 y 8.338 m, respectivamente. Con base en la información obtenida de los planos, se elaboraron los cortes esquemáticos que se muestran en las Figs. 1.4 y 1.5.

1.3 ALCANCE

Comparar los diferentes criterios de análisis de estabilidad en túneles, revisar la estabilidad de las lumbreras y analizar el comportamiento a corto y largo plazo de la obra.

CAPITULO I

FIGURAS

INTRODUCCION

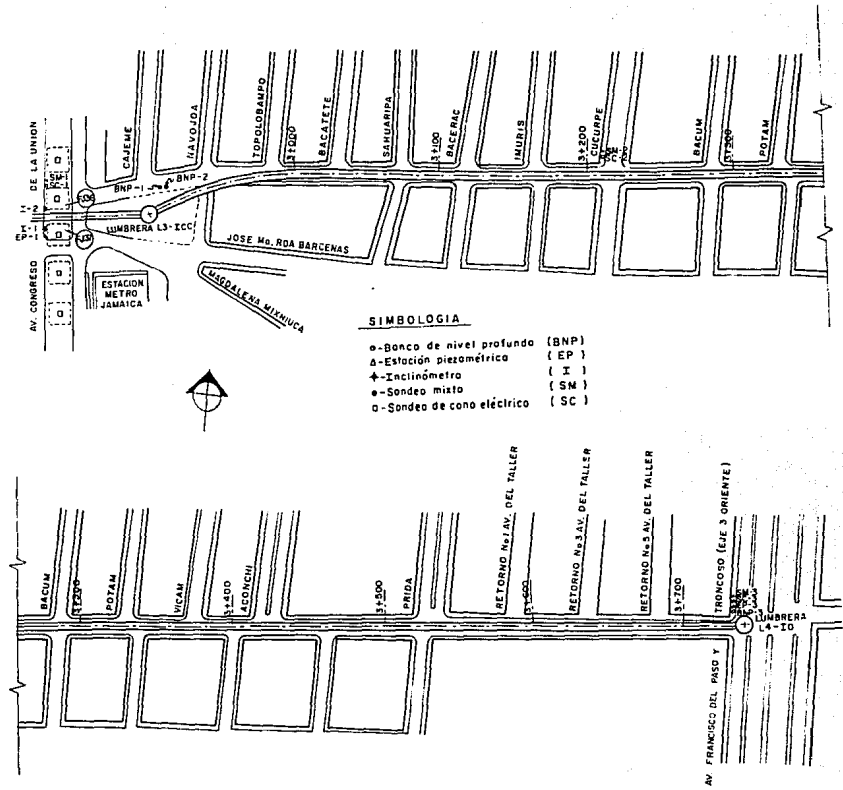


Fig. 1.1 Localización del túnel, lumbreras y trabajos de campo

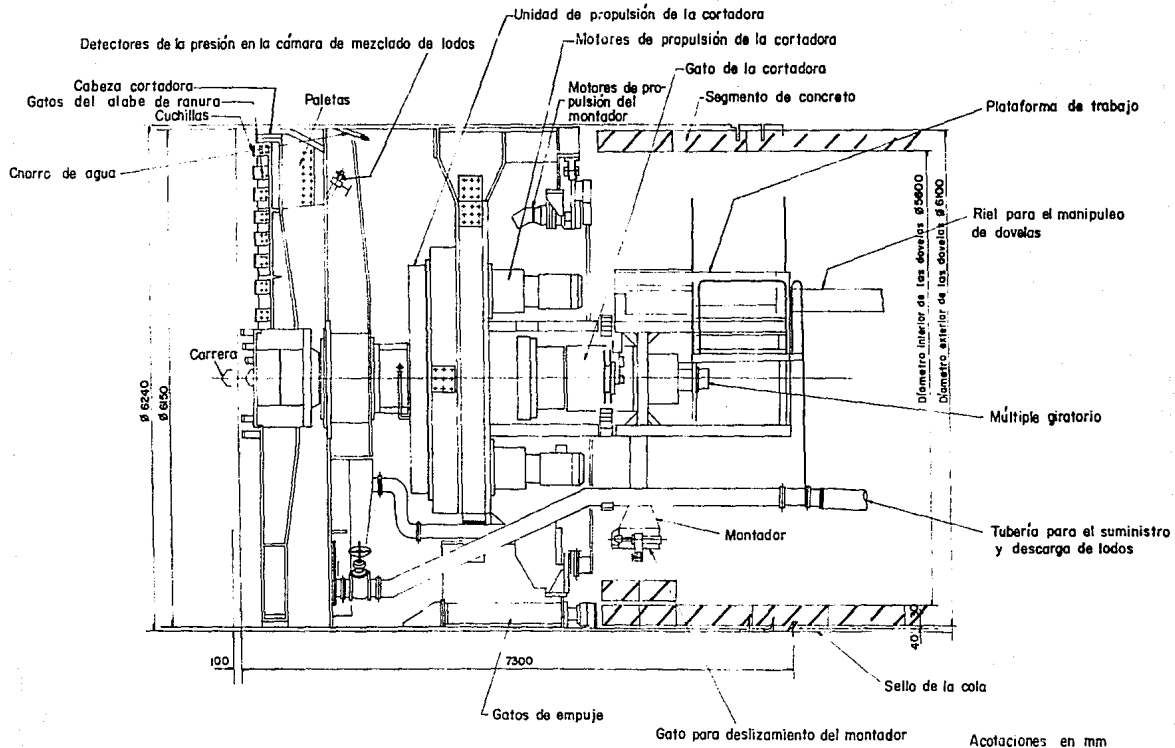


Fig. I.2 Corte longitudinal del escudo japonés de frente cerrado

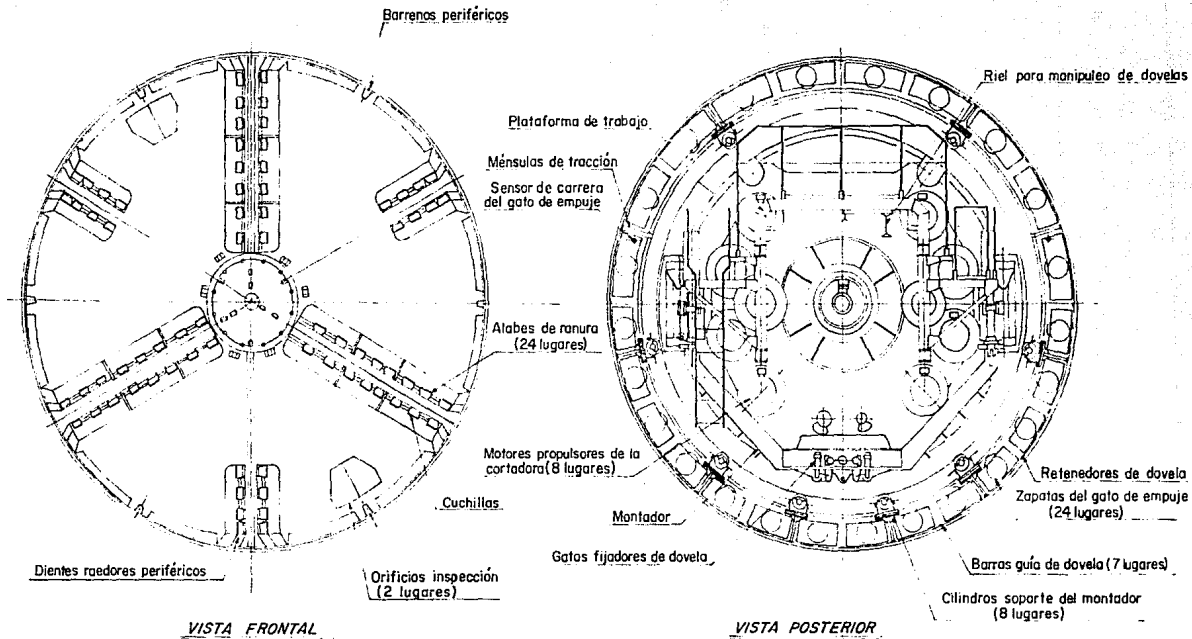
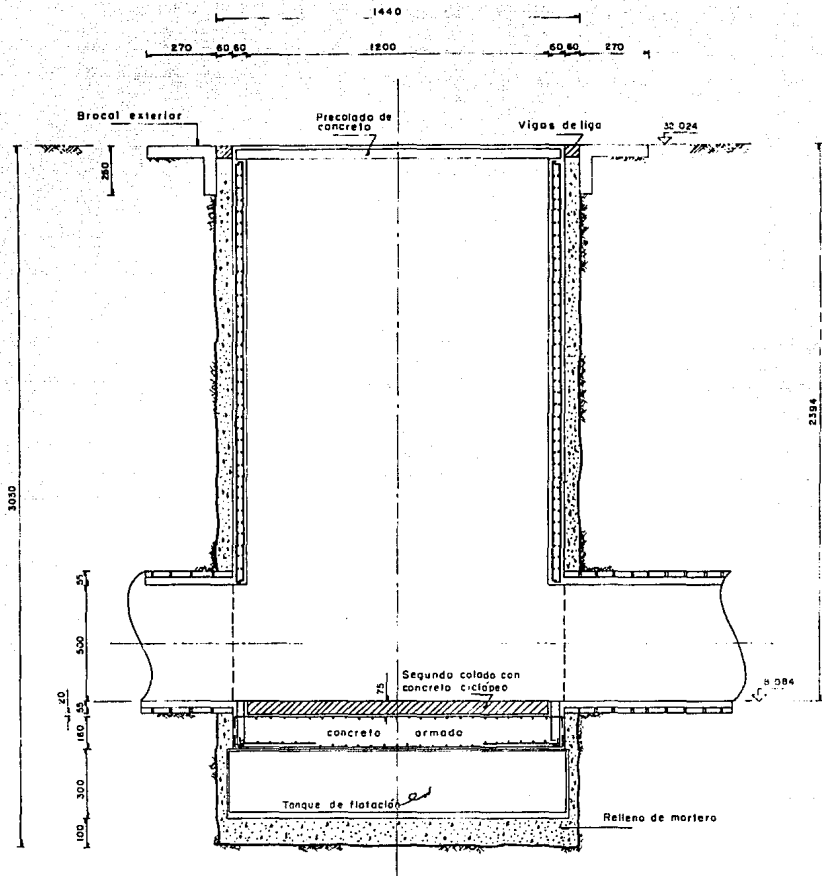
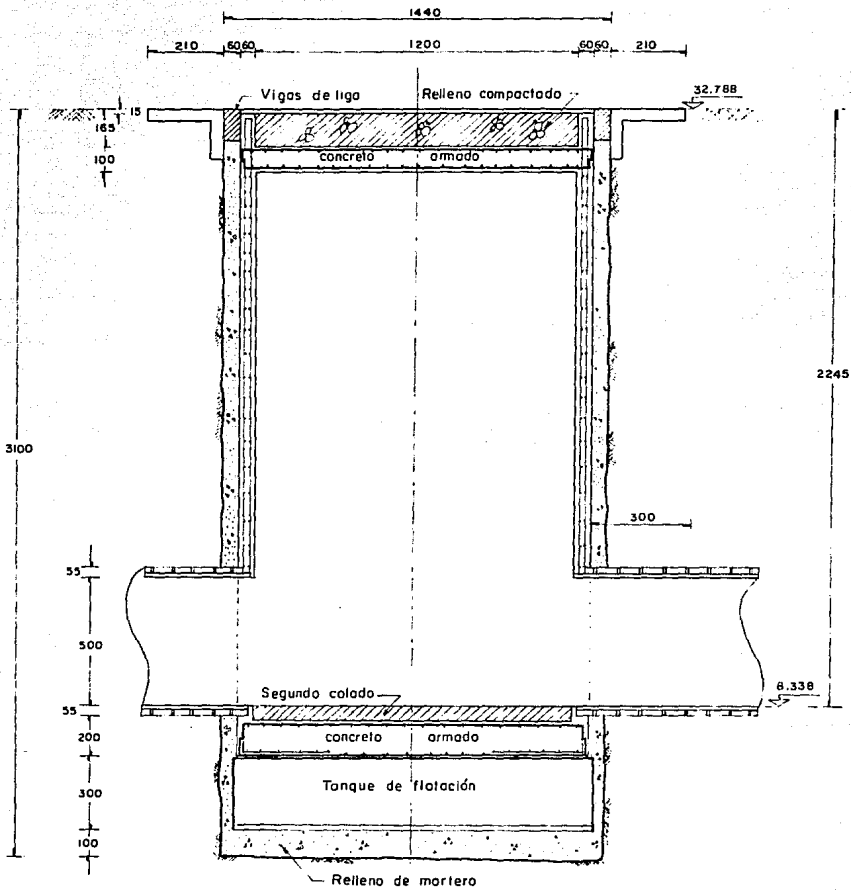


Fig. 1.3 Vista frontal y posterior del escudo japonés de frente cerrado



-Acotaciones en cm
 -Elevaciones en m

Fig. 1.4 Corte de la Lumbrera L3- ICC



- Acolaciones en cm
 - Elevaciones en m

Fig. I.5 Corte de la Lumbrera L4 - IO

CAPITULO II

CRITERIOS DE ANALISIS

CRITERIOS DE ANALISIS

2.1 ESTABILIDAD DEL TUNEL

En el análisis de estabilidad de un túnel en suelos arcillosos, se evalúan los efectos que se generan en el suelo por la excavación, considerando principalmente las paredes de la misma, el frente del túnel y los asentamientos que se generan en la superficie.

En el análisis de las paredes de la excavación, se determina la magnitud de los esfuerzos del subsuelo debido a la redistribución generada por la excavación, estos obrarán sobre el suelo adyacente, presentándose la condición límite cuando los esfuerzos inducidos rebasen la resistencia máxima del suelo.

En el análisis del frente del túnel se revisa la condición del frente libre sujeto a la carga vertical, debida al peso de los estratos de suelo sobre la clave, ya que puede generar un deslizamiento o flujo del material del frente hacia el interior de la excavación.

Los asentamientos que se generan en la superficie dependen de la magnitud del esfuerzo aliviado, originado por la excavación.

Los métodos comunmente empleados para analizar la estabilidad de los túneles en los suelos arcillosos de la Ciudad de México, son:

- Mecanismo simplificado de E. Tamez: Analiza la estabilidad en el frente y en las paredes del túnel y las presiones generadas sobre éste.
- Método de Broms y Bennermark: Es un método analítico para revisar la estabilidad en el frente del túnel.
- Método de Reséndiz y Romo: Revisa los asentamientos generados en la superficie por la construcción del túnel.

A continuación se describen brevemente los métodos mencionados.

2.1.1 Mecanismo simplificado de Enrique Tamez

El método se basa en la observación de fallas ocurridas en la práctica de la construcción y en modelos de laboratorio. El análisis establece una fórmula, que además de permitir el cálculo del factor de seguridad, pone de manifiesto la importancia de los diversos factores de estabilidad.

2.1.1.a Estabilidad en el frente del túnel

Antes de excavar un túnel, en la masa de suelo homogéneo existe un cierto estado

de equilibrio, donde los esfuerzos promedio iniciales, tanto vertical como horizontal se muestran en la Fig. 2.1.

Al llegar la excavación a este frente desaparecen los esfuerzos iniciales, generándose un nuevo estado de esfuerzos en el suelo que rodea al frente y a la periferia de la cavidad. Si el suelo no es capaz de soportar estos nuevos esfuerzos se produce la falla del frente, dando lugar a un hundimiento como el que se indica en la Fig. 2.2.

En la figura se distinguen tres zonas con diferentes patrones de deformación, de los cuales se analiza el equilibrio de la masa de suelo que rodea al frente del túnel, antes de la falla, mediante un mecanismo simplificado, formado por tres prismas como se muestra en la Fig. 2.3.

En el equilibrio de este mecanismo, las fuerzas actuantes están dadas por los pesos respectivos de los prismas y las fuerzas resistentes se derivan de la resistencia del suelo, actuando en las caras de los mismos. La Fig. 2.4 muestra el sistema de fuerzas, que debe estar en equilibrio, para evitar la falla del frente.

Factor de seguridad contra la falla del frente:

Por ser un sistema de fuerzas paralelas no colineales, el factor de seguridad contra desplazamiento del mecanismo se expresa por la relación entre los momentos de las fuerzas resistentes, ΣMr , y los de las fuerzas actuantes, ΣMa , ambos referidos al eje 0, Fig 2.4.

Las fuerzas actuantes, P_I , P_{II} y P_{III} , dependen del volumen de los prismas respectivos y del peso volumétrico del suelo, mientras que las fuerzas resistentes representadas en la Fig. 2.4 por Q , S_2 , S'_2 , S'_3 y S_3 , se obtienen de la siguiente manera:

$$Q = \frac{3.4 c l D}{\sqrt{k_a}}$$

donde Q es la fuerza máxima resistente que ofrece la cuña del frente al desplazamiento bajo la acción de su propio peso y el de los prismas P_{II} y P_{III}, su valor se obtiene de la solución de Meyerhoff para la capacidad de carga de una zapata rectangular, dada por la expresión:

$$q = \frac{3.4 c}{\sqrt{k_a}}$$

La fuerza cortante resistente que actúa en la cara del prisma II (S₂) se obtiene con la siguiente expresión:

$$S_2 = s_{m2} z_d D$$

siendo s_{m2} el valor medio de la resistencia al corte del suelo actuando en la cara del prisma II, hasta la altura z_d, que es la altura máxima a la cual se desarrollan esfuerzos cortantes inducidos en las caras de los prismas, al eliminar las presiones iniciales, σ_{vi} y σ_{hi}, como consecuencia de la excavación; z_d alcanza un valor máximo de z_{d max} = 1.7 D.

Debido a que hay dos fuerzas resistentes iguales que actúan en las caras anterior y posterior del prisma II, se tiene que:

$$SI_2 = 2s_{m2} z_d l$$

Semejante a la anterior, actuando en las caras del prisma III

$$SI_3 = 2s_{m3} z_d a$$

donde s_{m3} es la resistencia media al corte del suelo.

La fuerza cortante resistente que actúa en la cara del prisma III, esta dada por la siguiente expresión:

$$S_3 = s_{m3} z_d D$$

Las expresiones de cada una de las fuerzas del sistema y sus correspondientes momentos, respecto al eje 0, se resumen a continuación:

FUERZAS	MOMENTOS
Actuantes	
$P_I = \frac{1}{2} \gamma ADl$	$M = \frac{1}{6} \gamma ADl^2$
$P_{II} = \gamma DHl$	$M = \frac{1}{2} \gamma DHl^2$
$P_{III} = \gamma aDH$	$M = \gamma aDH (l + a/2)$
Resistentes	
$S_2 = s_{m2} z_d D$	$Ms_2 = 0$
$Sl_2 = 2s_{m2} z_d l$	$Msl_2 = s_{m2} z_d l^2$
$Sl_3 = 2s_{m3} z_d a$	$Msl_3 = 2s_{m3} a (l+a/2) z_d$
$S_3 = s_{m3} z_d D$	$Ms_3 = s_{m3} D (l+a) z_d$
$Q = 3.4 c l D / (k_s)^{1/2}$	$Mq = 1.7 c l^2 D / (k_s)^{1/2}$

El factor de seguridad será:

$$FS = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Ma} \quad 2.1$$

Substituyendo:

$$FS = \frac{s_{m2}z_d l^2 + 2s_{m3}\alpha(1+\frac{\alpha}{2})z_d + s_{m3}(1+\alpha)Dz_d + 1.7Dl^2 / (k_a)^{1/2}}{\frac{1}{2}\gamma HDl^2 + \gamma HD\alpha(1+\frac{\alpha}{2}) + \frac{1}{3}\gamma ADl^2} \quad 2.2$$

Quando se excava un túnel en un suelo cuyo comportamiento es elasto-plástico, un factor de seguridad igual o mayor que 2, implica que, en cualquier punto de la masa de suelo que rodea al frente del túnel, el material se encuentra dentro del rango elástico, las deformaciones elásticas y los asentamientos inducidos en la superficie son pequeños. Valores de 1.5 para FS son admisibles en la práctica de la construcción, siempre que en la superficie no se tengan estructuras o instalaciones de servicio público, en zonas donde la superficie esta libre puede aceptarse un FS hasta de 1.3, finalmente, un factor de seguridad de 1, o menor, implica el colapso del frente del túnel.

2.1.1.b Estabilidad en la pared del túnel

Quando se emplea ademe de concreto, la sección del túnel debe escogerse con una forma tan cercana al círculo como sea posible, con el fin de obtener las mejores condiciones de trabajo del concreto en compresión. De esta manera, el ademe puede diseñarse como un cilindro.

La presión de diseño para el ademe, P_a , puede estimarse con el auxilio de la fórmula 2.2, introduciendo algunas implicaciones del caso particular, como son las siguientes consideraciones:

- a) $s_{m2} = s_{m3} = c$, $k_a = 1$
- b) $l = A = D$

Substituyendo en la ecuación 2.2 y simplificando se obtiene:

$$FS = \frac{2\left[1 + \frac{1}{(1+a/D)}\right] \frac{z_d}{D} + \frac{3.4}{(1+a/D)^2} \frac{c}{\gamma H}}{1 + \frac{2D}{3H(1+a/D)^2}} \quad 2.3$$

Teniendo en cuenta que el ademe es un cilindro de gran longitud, la relación a/D se considera infinita, lo cual substituyendo en 2.3 se obtiene:

$$FS = \frac{2cz_d/D}{\gamma H} \quad 2.4$$

Este sería el caso de un túnel de longitud infinita, sin apoyo temporal. Haciendo intervenir la presión, P_a , ejercida por el ademe contra el suelo, la ecuación anterior queda:

$$FS = \frac{2cz_d/D}{\gamma H - P_a} \quad 2.5$$

de donde:

$$P_a = \gamma H - 2cz_d/D \quad FS \quad 2.6$$

Para minimizar los asentamientos superficiales es necesario mantener en la masa de suelo un estado de deformación elástica, lo cual requiere que FS sea, por lo menos de 2. Entonces de la ecuación 2.6:

$$P_a = \gamma H - cz_d/D \quad 2.7$$

El espesor del ademe será el de un cilindro de concreto, necesario para soportar una presión uniforme exterior igual a P_a . El factor de carga para el diseño del ademe debe ser

el correspondiente al de una estructura de tipo permanente.

2.1.1.c Presiones sobre el túnel

En el caso de arcillas blandas, se da un efecto inicial de arqueado mediante el cual las cargas del suelo por peso propio se transmiten hacia los lados del túnel, aliviando la presión que recibe el soporte del mismo, éstos suelen evolucionar hasta alcanzar un valor final igual al peso total de los estratos localizados por encima del túnel. El valor de la presión vertical se determina con la expresión:

$$P_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad 2.8$$

donde:

- n : Número de estratos sobre la clave del túnel.
- γ_i : Peso volumétrico del suelo, t/m^3 .
- h_i : Espesor del estrato, m.
- P_v : Presión vertical en la clave del túnel, t/m^2 .

Las presiones horizontales, P_h , se calculan con la expresión siguiente:

$$P_h = k_o (P_v - u) + u \quad 2.9$$

en la que:

- k_o : Coeficiente de empuje de tierras en reposo.
- u : Presión hidrostática, t/m^2 .
- P_h : Presión horizontal a la profundidad deseada, t/m^2 .

Las condiciones hidráulicas están condicionadas a variaciones debidas a la explotación de acuíferos y a las propiedades de permeabilidad del subsuelo, por lo que es importante su medición periódica. Otra acción que debe tomarse en cuenta en el cálculo de presiones del suelo sobre el túnel, es la sobrecarga en la superficie.

2.1.2 Método de Broms y Bennermark

Este método se utiliza para analizar la estabilidad del frente del túnel. La estabilidad es función no sólo del tipo de suelo, sino también del diámetro con que es atacado el frente; la resistencia y el factor de seguridad dependen de la estratigrafía y de la estructura secundaria de los suelos depositados. Son numerosos los intentos teóricos para estimar el factor de seguridad para la falla del frente y hasta la fecha no se tiene un valor determinado.

Para arcillas plásticas, a profundidades no menores que dos veces el diámetro del túnel, se puede usar el criterio de estabilidad desarrollado por Broms y Bennermark (1967), en el que:

$$F_c = \frac{P_z - P_a}{s_u} \quad 2.10$$

donde:

F_c : Factor de estabilidad del frente.

P_z : Presión total vertical al centro del túnel, t/m^2 .

P_a : Presión en el frente del túnel, t/m^2 .

s_u : Resistencia al corte en condiciones no drenadas, t/m^2 .

De acuerdo con la experiencia de varios túneles en arcillas plásticas, se considera que su excavación puede llevarse sin dificultades con escudos de aire comprimido si el factor de estabilidad es menor que 5; en excavaciones con escudo de frente cerrado, si el factor de estabilidad es mayor que 7, el escudo tiende a inclinarse. En el caso de la construcción de túneles en la Ciudad de México, se ha obtenido experimentalmente que un factor de estabilidad de 4 para un escudo de frente cerrado, es el adecuado.

2.1.3 Método de Daniel Resendiz y Miguel P. Romo

Este método revisa los asentamientos generados en suelos blandos por la construcción del túnel.

Los resultados son expresados en términos de parámetros directamente asociados al proceso de excavación. La solución sirve para efectos de alivio de esfuerzos en el frente del túnel y desplazamiento del suelo alrededor del túnel, considera las siguientes variables: estado inicial de esfuerzos, esfuerzo-deformación y propiedades de resistencia del suelo, profundidad y diámetro del túnel, presión de fluidos en el frente de la excavación, y la cantidad de suelo recuperada alrededor del túnel.

2.1.3.a Perfil de asentamiento a lo largo del eje del túnel

Supone que el alivio de esfuerzos en el frente del túnel solo origina asentamientos en el terreno. La magnitud de esos asentamientos depende de la magnitud del alivio de esfuerzos y de las características esfuerzo-deformación del suelo. El alivio de esfuerzos en el frente del túnel es igual a la diferencia entre el esfuerzo normal inicial en el frente y la presión frontal en la cámara de excavación. Por eso los esfuerzos aplicados en la

masa de suelo son función de la presión frontal en la cámara de excavación. El método proporciona una función para estimar el orden de la presión a ser usada, cuidando los asentamientos dentro de límites aceptables.

En el análisis de los asentamientos se supone una sección AA en la cual al momento de la excavación, el desplazamiento del suelo está impedido por todas partes en los límites del túnel excepto en el frente (ver Fig. 2.5). Asumiendo que el esfuerzo horizontal inicial y la resistencia al esfuerzo cortante del suelo varían linealmente con la profundidad, a diferentes profundidades se efectuó un análisis por el Método del Elemento Finito considerando la excavación instantánea del túnel en la sección AA, para diversas combinaciones de parámetros geométricos mecánicos y de propiedades (Romo, Dfáz y Reséndiz, 1978).

Los resultados se adoptaron en conformidad con las normas de análisis dimensional, sugerido por Reséndiz (1979), obteniéndose las Figs. 2.6 y 2.7.

De acuerdo con el teorema de similitud, los resultados deducidos en ajustes no lineales, para casos particulares, aplicados también a casos con otros valores de parámetros particulares, proporcionan que:

- 1) Las curvas esfuerzo-deformación en puntos homólogos pueden ser transformados en alguna ecuación normalizada.
- 2) Los resultados pueden ser expresados en relaciones con variables adimensionales (Reséndiz, 1979).

Por eso, los resultados presentados en las Figs. 2.6 y 2.7 son válidos en general, ya que son proporcionados por las relaciones esfuerzo-deformación del suelo, y se

aproximan a la ecuación hiperbólica de Kondner (1963).

De este modo los asentamientos sobre el eje del túnel debidos al alivio de esfuerzos en el frente del túnel para la excavación instantánea del túnel desde el infinito a la estación AA, puede escribirse como sigue para cualquier estación:

$$\lambda_x^i = \lambda_m \left(\frac{\lambda_x}{\lambda_m} \right) \quad 2.11$$

donde λ_m y (λ_x / λ_m) son cantidades dadas en las Figs. 2.6 y 2.7 respectivamente.

Estos resultados no son directamente utilizados, ya que en la práctica el frente del túnel no avanza instantáneamente una distancia definida.

Una suposición interesante en el problema práctico es el cálculo de asentamientos en puntos directamente sobre el eje del túnel en la sección BB de la Fig. 2.5, cuando el frente del túnel avanza de la estación AA a la estación CC. Esto se puede hacer de los resultados anteriores como sigue:

- 1) De la Fig. 2.6, se calcula el máximo asentamiento (λ_m) a lo largo del alineamiento del túnel producido por la excavación al momento sobre la estación AA.
- 2) De λ_m y Fig. 2.7, se calcula el asentamiento en la estación BB, λ_{B1} , debido a la excavación al momento sobre la estación AA.

2.1.3.b Perfil de asentamiento transversal al alineamiento del túnel

El máximo asentamiento en dicho perfil es el asentamiento en $y=0$ (ver Fig. 2.8),

obtenido con el criterio descrito anteriormente. Desarrollando una solución para otros valores de y , el problema físico fué simulado numéricamente por medio de un plano de deformaciones, no lineal y modelos del elemento finito en planos verticales normales al eje del túnel, como se muestra en la Fig. 2.8.

Las características de resistencia y esfuerzo-deformación del suelo usado en este caso, son las mismas que para el problema descrito en la Fig. 2.5. Un equivalente del esfuerzo uniforme alrededor del túnel, σ_m^o se usó para representar las condiciones antes de la excavación, distintos valores de σ_m^o fueron seleccionados entre σ_n^o y $2\sigma_n^o$.

Los resultados se organizaron de acuerdo con la Fig. 2.9 (Reséndiz, 1979). Estos perfiles de asentamiento dependen de la elevación, z/H , y la distancia horizontal al eje del túnel $y/(z+D)$.

Peck (1969) sugirió que ese perfil de asentamiento transversal al alineamiento del túnel podría ser aproximado por la curva de Gauss, que para este caso se puede escribir como sigue:

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_B} = \exp\left[-\frac{1}{2}(y'/s)^2\right] \quad 2.12$$

donde $y' = y/(z+D)$ y s es un parámetro empírico.

La correlación óptima se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_B} = \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{y'}{w+0.18y'}\right)^2\right] \quad 2.13$$

El parámetro w en la ecuación 2.13, que es la medida del ancho de la zanja de asentamientos, depende sólo de z/H , como sigue:

$$w = 1.45 - 1.15\left(\frac{z}{H}\right) \quad 2.14$$

De este modo las ecuaciones 2.13 y 2.14 dan el perfil de asentamiento a cualquier profundidad, una vez que el asentamiento vertical, λ_B , sobre el eje del túnel se haya obtenido.

2.2 ESTABILIDAD DE LA LUMBRERA

El análisis de estabilidad de la excavación de las lumbreras alojadas en suelos arcillosos, está relacionado con el método constructivo aplicable. Se utilizan principalmente dos metodos:

- 1) El procedimiento a cielo abierto con o sin ademe temporal de las paredes.
- 2) El procedimiento por flotación.

El método a utilizar se establece por la condición de capacidad de carga del suelo, analizada como falla de fondo. En general para formaciones arcillosas de la Zona del Lago, la experiencia en excavaciones ha demostrado que a profundidades menores de 17 m es posible realizar excavaciones mediante procedimiento abierto y para profundidades mayores, se requiere el método por flotación.

Excavación por el método de flotación (Técnica Estrella)

Consiste en excavar bajo lodos bentoníticos para evitar, con el peso de éstos, la falla de fondo.

Inicialmente se procede a colar dos brocales, uno exterior y otro interior, formando un polígono de 16 lados, como se muestra en la Fig. 2.10. El brocal interior es para marcar los linderos del revestimiento y evitar deslaves del terreno. Posteriormente se perforan los vértices de la poligonal, a la profundidad requerida, hasta completar el círculo. El material que queda entre dichas perforaciones es extraído por medio de una almeja y reemplazado por lodo bentonítico, como se observa en la Fig. 2.11.

Terminada la excavación perimetral, se rompe el brocal interior y se procede a extraer el núcleo mediante el uso de una almeja, estabilizando la paredes de la excavación con lodos bentoníticos que constantemente se recirculan para evitar que se sedimenten y quede azolve atrapado (Fig. 2.12).

Cuando se ha alcanzado la profundidad requerida de excavación, se coloca una estructura de acero en forma de tanque cilíndrico invertido, el cual queda anclado en el brocal de la lumbrera por medio de una ménsula unida con tornillos a ambas partes. A continuación se cuela sobre la estructura el fondo de la lumbrera y poco a poco las paredes de la misma.

La estructura sirve como cámara de flotación ya que está perfectamente sellada contra fugas y tiene preparaciones donde se le colocan válvulas para permitir la salida del aire, lo anterior se ilustra en la Fig. 2.13.

Para el proceso de bajar el revestimiento, una vez que se tiene colada la parte inferior, se inyecta aire a presión en la estructura, desplazando la lechada de bentonita que se encuentra dentro de la misma, esto permite hincar la estructura para continuar con el revestimiento, por medio de la adición de los tramos de lumbrera y extracción paulatina del aire en el interior de la estructura. Las plumas tienen la función de evitar un

deslizamiento incorrecto del revestimiento.

Una vez terminado de hincar todo el revestimiento, se inyecta concreto a la estructura por las preparaciones que existen para extracción o inyección de aire, logrando con esto un mejor asentamiento del fondo de la lumbrera. De requerirse, el revestimiento se liga al terreno por medio de pilotes horizontales de concreto armado, Fig. 2.14.

2.2.1 Análisis de la falla de fondo

2.2.1.a Revisión para la excavación a cielo abierto con ademe

Para el análisis de estabilidad del fondo de la lumbrera, mediante el procedimiento constructivo a cielo abierto con ademe, se considera el mecanismo de falla de la Fig. 2.15. En este caso las fuerzas actuantes (P_a) en el bloque de suelo vecino a la excavación son su peso total ($\gamma_m DB'$) y la sobrecarga en la superficie (qB'), a las que se opone la resistencia al corte en el perímetro del bloque ($c_1 D$). La condición de falla incipiente de la excavación, siguiendo la nomenclatura, se presenta cuando:

$$P_a = \gamma_m DB' + qB' - c_1 D \quad 2.15$$

donde:

- c_1 : Resistencia al corte media del suelo hasta la profundidad D , t/m^2 .
- D : Profundidad a la que se analiza la falla, m.
- q : Sobrecarga uniformemente repartida en la superficie, t/m^2 .
- γ_m : Peso volumétrico del suelo, t/m^3 .
- N_c : Factor de capacidad de carga admisible, depende de la geometría de la excavación (Fig. 2.17).
- B' : Ancho del bloque de suelo, igual a $B/(2)^{1/2}$.

La resistencia a la falla está dada por la capacidad de carga última, q_f , del suelo:

$$q_f = c_2 N_c \quad 2.16$$

donde:

c_2 : Resistencia al corte media del suelo bajo el fondo de la excavación, t/m².

El factor de seguridad F_s , se define como:

$$F_s = \frac{c_2 N_c}{D(\gamma_m - c_1/B') + q} \quad 2.17$$

Para excavaciones profundas ($D/B \geq 1$) es posible que ocurra la falla sin que se movilice la fricción en los lados del bloque de falla, por lo que en este caso no se toma esta fuerza y el factor de seguridad es:

$$F_s = \frac{c_2 N_c}{D\gamma_m + q} \quad 2.18$$

Se considera como factor de seguridad mínimo admisible para evitar la falla de fondo el valor de 1.5.

2.2.1.b Revisión para la excavación por el método de flotación

Este método se utiliza cuando el factor de seguridad para falla de fondo en la excavación a cielo abierto, es menor que 1.5. Las condiciones de estabilidad del fondo por

este método constructivo se muestra en la Fig. 2.16. Como la excavación se realiza bajo lodos, debe considerarse que el peso de éstos también se oponen al peso total ($\gamma_m DB'$) y a la sobrecarga (qB'). La condición de falla incipiente del fondo de la excavación se tiene cuando:

$$P_a = \gamma_m DB' + qB' - c_1 D - \gamma_f H \quad 2.19$$

donde:

γ_f : Peso volumétrico de los lodos, t/m^3 .

H : Altura que alcanza los lodos dentro de la excavación, m.

El factor de seguridad contra la falla de fondo esta dado por:

Si $D/B < 1$

$$F_s = \frac{c_2 N_c}{D(\gamma_m - c_1/B') + q - \gamma_f H} \quad 2.20$$

Para $D/B \geq 1$

$$F_s = \frac{c_2 N_c}{D\gamma_m + q - \gamma_f H} \quad 2.21$$

Igualmente el factor de seguridad mínimo admisible será de 1.5.

2.2.2 Estabilidad de la zanja anular

2.2.2.a Análisis de una zanja sin soporte

Una zanja en suelo cohesivo puede quedar sin soporte, sí el sitio proporciona un material firme. Este análisis de la estabilidad de las paredes se realiza para arcillas donde las condiciones de carga no causen cambios en el contenido de agua, investigandose la estabilidad en base a la teoría límite.

Terzaghi y Peck (1948) presentan el análisis ilustrado en la Fig. 2.18, donde la falla ocurre a lo largo del plano BC. Derivandose del equilibrio de fuerzas la siguiente expresión:

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma_m} \quad 2.22$$

sí actuara una sobrecarga, q, en la superficie del terreno la expresión sería:

$$H_{cr} = \frac{4c - 2q}{\gamma_m} \quad 2.23$$

siendo:

H_{cr} : Máxima altura para la cual el corte es estable, m.

c : Resistencia al corte del suelo, t/m^2 .

γ_m : Peso volumétrico del suelo, t/m^3 .

q : Sobrecarga en la superficie del terreno, t/m^2 .

El factor de seguridad se determina a partir de la relación entre la altura crítica y la profundidad analizada.

2.2.2.b Análisis de una zanja estabilizada con lodo bentonítico

Nash y Jones (1963) consideran la estabilidad de la zanja en base a la teoría límite, cuya suposición elemental es la fuerza hidrostática ejercida por el lodo bentonítico sobre las caras de la excavación. La Fig. 2.19 muestra las fuerzas que intervienen en dicho análisis. La cuña tiende a deslizar por acción de su propio peso, pero esto es impedido por la resistencia al corte del suelo, c , y por la oposición hidrostática, P_f , del lodo bentonítico. Expresando las fuerzas en función de H , c , γ_m , γ_f , y estableciendo el equilibrio de las fuerzas resulta:

$$H_{cr} = \frac{4c}{\gamma_m - \gamma_f} \quad 2.24$$

si actúa una sobrecarga, q , en la superficie del terreno la expresión sería:

$$H_{cr} = \frac{4c - 2q}{\gamma_m - \gamma_f} \quad 2.25$$

siendo, γ_f , el peso volumétrico del lodo bentonítico, los demás términos significan lo mismo que en el análisis anterior. El factor de seguridad se determina como la relación entre la altura crítica y la profundidad analizada.

2.2.2.c Análisis de una zanja con curvatura horizontal

El análisis de estabilidad para una zanja circular (Lorente De No, 1969) comprende una pendiente vertical con caras convexa y cóncava, Fig. 2.20. Las soluciones son condicionadas por el uso del incremento finito, considerando el suelo homogéneo e isotrópico. Este análisis se hace por separado para cada una de las caras, tanto convexa como cóncava, definiéndose como número de estabilidad el factor f , por medio de las siguientes expresiones, (Fig. 2.21) :

Talud cóncavo :

$$f = 4 + \frac{2}{3r+1} \quad 2.26$$

Talud convexo :

$$f = 4 - \frac{2}{3r-1} \quad 2.27$$

donde $r = R/H$, siendo R el radio de la curva horizontal y H la altura de la excavación. El límite inferior para el talud cóncavo y el límite superior para el talud convexo se obtiene cuando $r \rightarrow \infty$ (zanja lineal) y equivale a $f=4$. Para el talud cóncavo, f alcanza un máximo de 6, para una excavación muy profunda o un radio horizontal muy pequeño ($r=0$). En la pared convexa se presenta un cierre de $r=1$, el cual establece el límite inferior de f cerca de 3. En la zona baja de r los resultados son muy conservadores para el talud convexo, pero esta solución es admisible bajo un factor de seguridad apropiado.

En base a la teoría anterior, para los análisis de una zanja sin soporte, o estabilizada con lodos bentoníticos y, estimando el número de estabilidad para los taludes cóncavo y convexo, según expresiones 2.26 y 2.27, se puede reemplazar en las ecuaciones 2.23 y 2.25, dependiendo del caso, el coeficiente 4 por el número de estabilidad f , para obtener la altura crítica, H_{cr} .

Zanja sin soporte :

$$H_{cr} = \frac{fc - 2q}{\gamma_m} \quad 2.28$$

Zanja con soporte :

$$H_{cr} = \frac{fc - 2q}{\gamma_m - \gamma_f} \quad 2.29$$

El factor de seguridad se obtiene como la relación entre la altura crítica a la cual el suelo es estable y la altura analizada, es decir:

$$FS = \frac{H_{cr}}{H} \quad 2.30$$

2.2.3 Estabilidad de la lumbrera por flotación

Para la estabilidad de la lumbrera por flotación se considera la condición de lumbrera vacía, que es la crítica. En este caso se verifica que el peso propio de la lumbrera sea mayor que la subpresión, para que no exista riesgo de flotación. El peso de la lumbrera se basa en las dimensiones y materiales, las cuales comprende, la propia estructura de concreto, los rellenos de mortero del fondo y del espacio anular entre lumbrera y suelo, además del brocal y el relleno de concreto ciclópeo en el fondo.

La fuerza de subpresión se obtiene al multiplicar el área del fondo de la lumbrera por la carga hidrostática, definida entre el nivel freático y el fondo de la excavación. De esta manera el factor de seguridad contra flotación es:

$$FS_F = \frac{P_t}{S} \quad 2.31$$

donde:

P_t : Peso total de la lumbrera, t.

S : Subpresión, t.

El factor de seguridad mínimo recomendable es 1.10, siendo conservador por no tomar en cuenta la contribución por fricción lateral en el contacto lumbrera-suelo.

CAPITULO II

FIGURAS

CRITERIOS DE ANALISIS

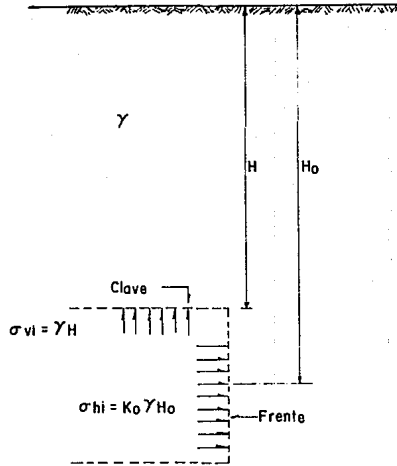


Fig. 2.1 Esfuerzos promedio iniciales
(Criterio E Tamez)

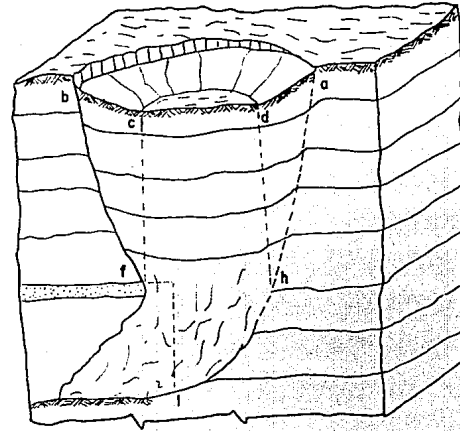


Fig. 2.2 Hundimientos generados por la
falla del frente (Criterio E Tamez)

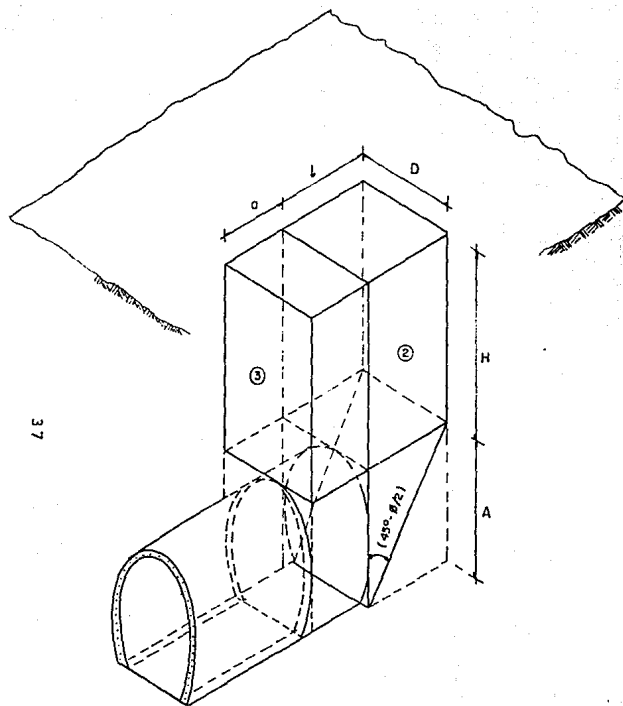


Fig. 2.3 Prismas analizados en el mecanismo simplificado de falla (E Tamez)

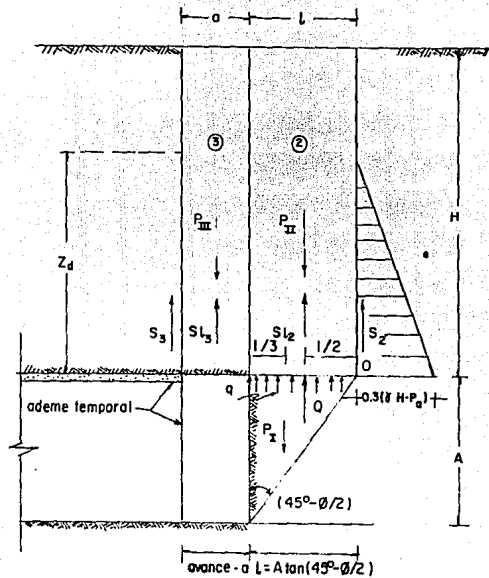


Fig. 2.4 Sistema de fuerzas actuantes y resistentes (E Tamez)

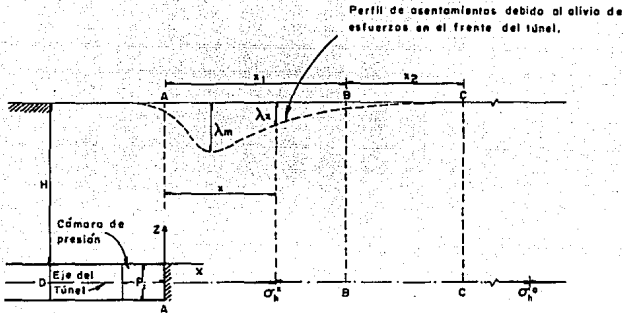


Fig. 2.5 Condiciones y simbología para el análisis del perfil longitudinal de asentamientos al momento de la excavación

SIMBOLOGIA:

σ_h^0 = Esfuerzo horizontal inicial en el eje del túnel.

σ_h^x = Esfuerzo horizontal a una distancia x o lo largo del eje del túnel.

P_i = Presión frontal en la cara del túnel.

$\Delta \sigma_h^0$ = Diferencia de esfuerzos entre el frente y un punto a la elevación del túnel: $\sigma_h^0 - P_i$

$\Delta \sigma_h^x$ = Diferencia de esfuerzos a una distancia x o lo largo del eje del túnel debido a un movimiento diferencial Δx del frente del túnel.

Relación esfuerzo - deformación del suelo.

σ = Esfuerzo desviador.

ϵ = Deformación axial.

a, b = Parámetros del suelo.

σ_f = Resistencia a la compresión promedio del suelo desde la superficie del terreno al fondo del túnel.

ϵ_f = Deformación axial del medio a la falla en algún intervalo de altura.

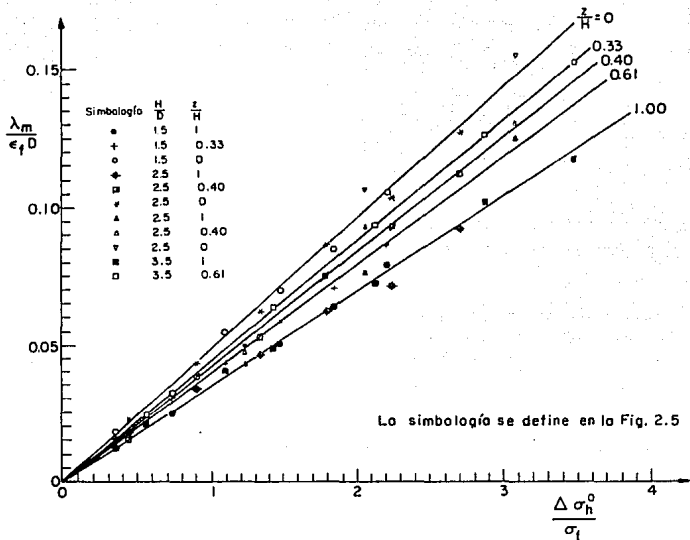


Fig. 2.6 Máximo asentamiento debido a la excavación instantánea del frente del túnel.

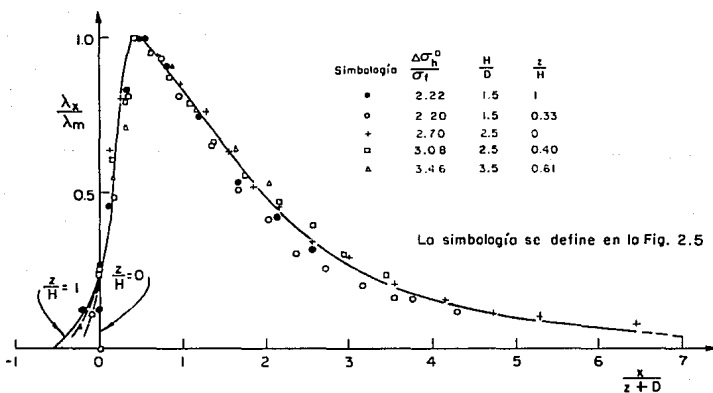


Fig. 2.7 Perfil de asentamientos debido a la excavación instantánea del frente del túnel.

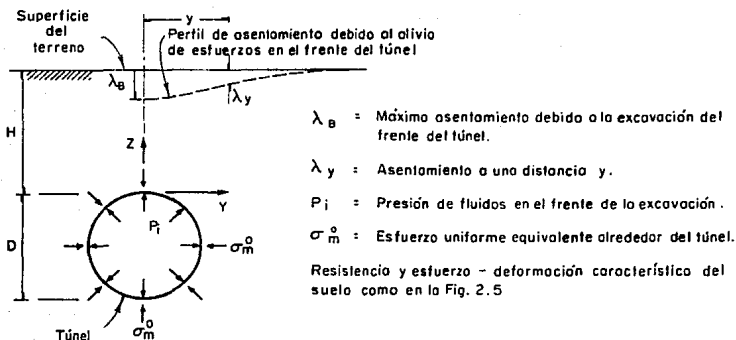


Fig. 2.8 Condiciones en el análisis del perfil de asentamiento transversal al eje del túnel por alivio de esfuerzo en el frente del túnel.

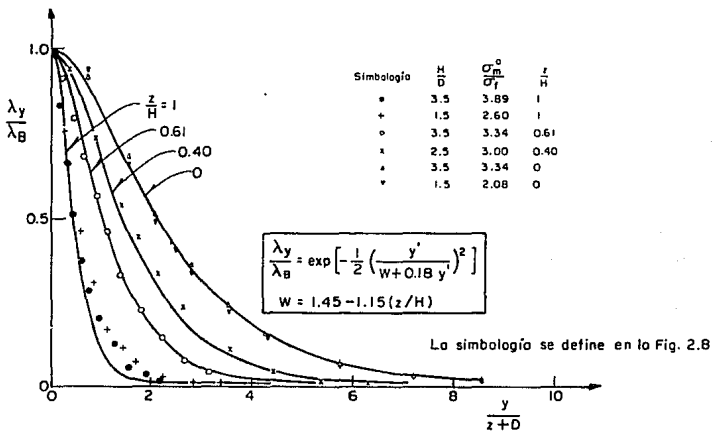
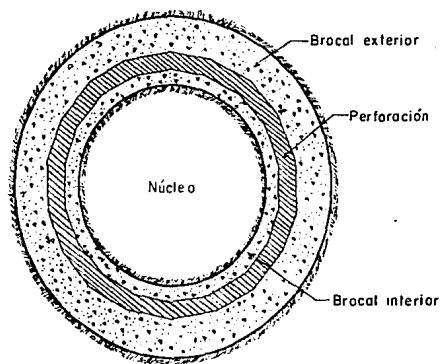


Fig. 2.9 Perfiles de asentamientos transversales al eje del túnel debido al alivio de esfuerzos en el frente del túnel.

- Planta:



- Corte:

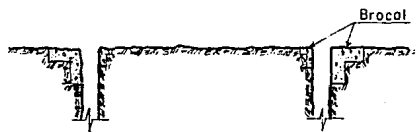


Fig. 2.I0 Trazo de la lumbrera para su construcción

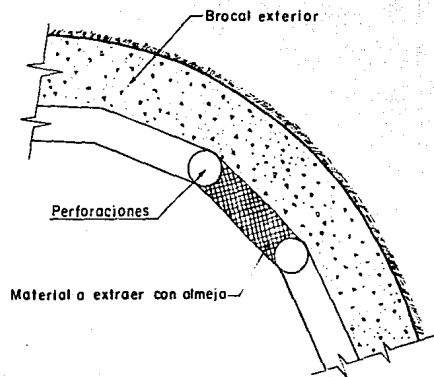


Fig. 2.II Detalle del módulo de extracción del material con almeja

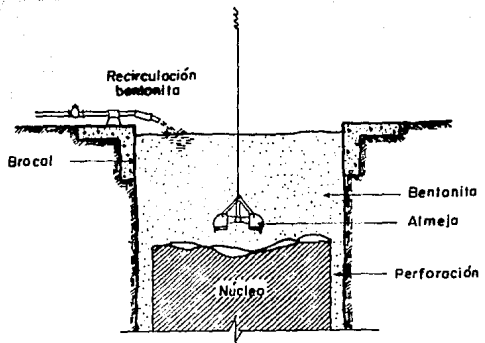


Fig. 2.12 Excavación del Núcleo Central

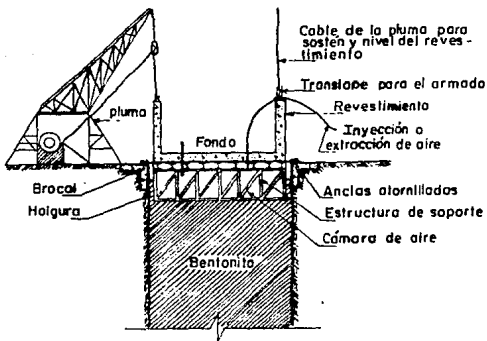


Fig. 2.13 Colocación del tanque de flotación

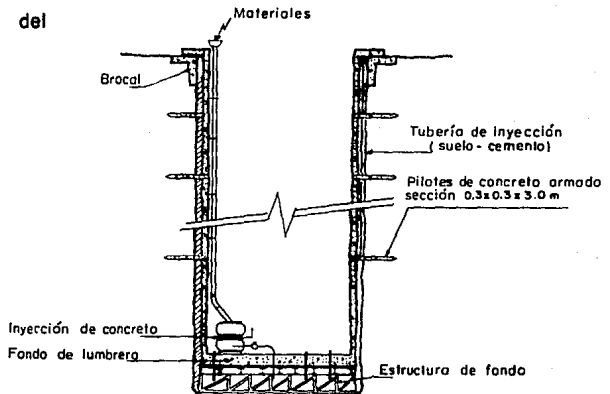


Fig. 2.14 Colocación de anclas y terminación de la lumbreg

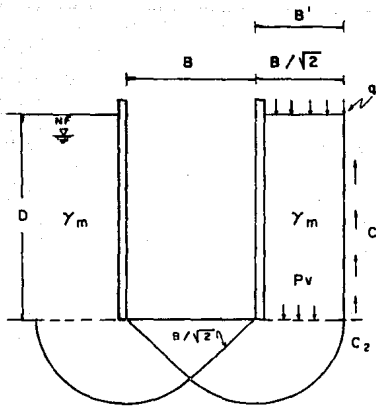


Fig. 2.15 Excavación a cielo abierto con ademe

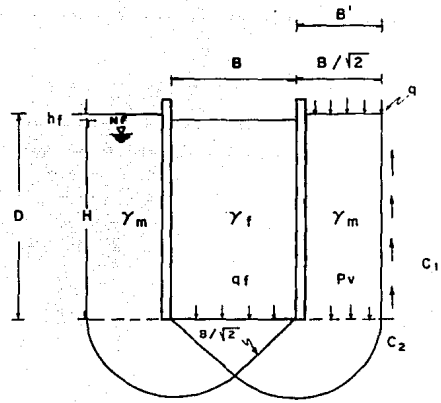


Fig. 2.16 Excavación por el método de flotación

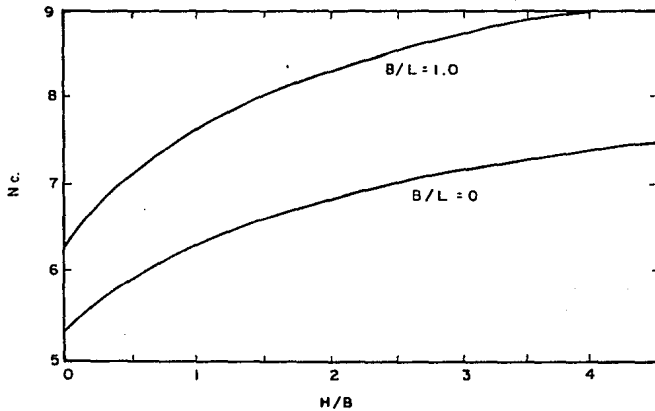


Fig. 2.17 Factor de capacidad de carga de Skempton

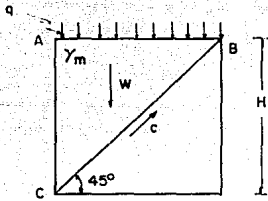


Fig. 2.18 Análisis de una zanja sin soporte

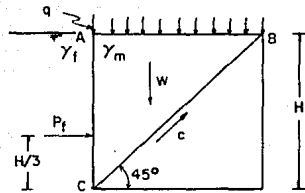


Fig. 2.19 Análisis de una zanja con soporte

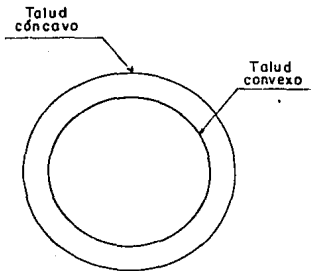


Fig. 2.20 Zanja vertical con caras cóncava y convexa

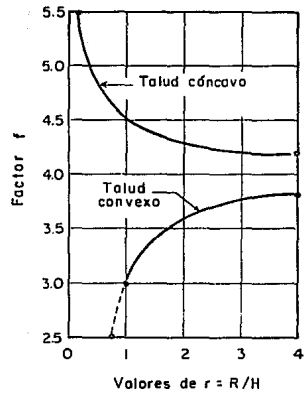


Fig. 2.21 Número de estabilidad (f) para valores de r

CAPITULO III

INVESTIGACION DEL SUBSUELO

INVESTIGACION DEL SUBSUELO

La investigación consiste básicamente en la realización de los trabajos de campo y laboratorio, que a continuación se detallan. El objetivo de estos trabajos es determinar la estratigrafía y propiedades del subsuelo.

3.1 TRABAJOS DE CAMPO E INSTRUMENTACION

3.1.1 Sondeos sin muestreo: Cono eléctrico

Con esta prueba se determina la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y a la fricción del cono, la interpretación de estos parámetros permite definir cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar por medio de correlaciones empíricas, la resistencia al corte de los suelos.

El cono eléctrico es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con dos deformómetros eléctricos. En la Fig. 3.1 se muestra esquemáticamente dicho instrumento. El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, por cuyo interior va el cable que lleva la señal a la superficie.

3.1.2 Sondeos con muestreo

3.1.2.a Prueba de penetración estándar

La prueba de penetración estándar (SPT) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. De las muestras alteradas se determinan las propiedades índice, como el contenido natural de agua y los límites de consistencia. La resistencia al corte se estima mediante correlaciones empíricas, de acuerdo con el número de golpes.

El penetrómetro estándar es un tubo de acero con un extremo afilado, cuyas dimensiones se muestran en la Fig. 3.2, el tubo está cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 60 cm con la energía de una masa de 64 kg dejada caer desde 75 cm de altura, durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15, 30 y 15 cm. La Fig. 3.3 muestra el martinete y la cabeza de golpeo, en el arreglo más convencional.

La resistencia en la penetración estándar se define como el número de golpes, N , para penetrar los 30 cm centrales (de 15 a 45 cm), los golpes en los primeros 15 cm se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

3.1.2.b Muestreo con tubo de pared delgada

Los tubos abiertos de pared delgada (conocidos como tubos Shelby) permiten obtener muestras del suelo relativamente inalteradas. Para fines prácticos, esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes, en los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico de detalle.

Está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hinca el muestreador desde la superficie. En la Fig. 3.4 se presentan los dos tipos de unión tubo-cabeza usuales: el primero con tres tornillos opresores allen y el segundo con cuerda repujada.

La cabeza tiene perforaciones laterales para aliviar la presión dentro del muestreador y una válvula para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan al extraerlo.

El hincado de este muestreador origina esfuerzos que se ejercen sobre la muestra, los cuales se reducen, cuidando que la punta del muestreador tenga la geometría que cumpla las relaciones siguientes, (ver Fig. 3.4a):

$$\text{relación de áreas} = \frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} \times 100 < 10\%$$

$$\text{relación de diámetros} = \frac{D_i - D_m}{D_m} \times 100 < 2\%$$

donde:

D_e = diámetro exterior

D_i = diámetro interior

D_m = diámetro de la muestra

3.1.3 Piezómetros

3.1.3.a Piezómetro abierto (tipo Casagrande)

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

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

Consta de un tubo vertical, usualmente de PVC o metálico de 0.5 pulg de diámetro, con coples cementados, y una celda permeable en su parte inferior. Esta celda es también un tubo de PVC de 1.5 pulg de diámetro y 30 cm de altura con ranuras horizontales de 1 mm, que permite el paso del agua, Fig. 3.5.

Es importante que las celdas permeables de los piezómetros queden colocadas coincidiendo con los estratos permeables para garantizar su funcionamiento. La celda permeable permite que se defina la altura piezométrica del agua en el lente en que fue instalada. El nivel de agua dentro del tubo vertical se determina con una sonda eléctrica, integrada por un cable eléctrico dúplex flexible y un medidor de resistencias (óhmetro).

3.1.3.b Piezómetro neumático

Este dispositivo, al igual que el piezómetro abierto, permite determinar la presión de poro de un lugar, a una cierta profundidad, midiendo directamente la presión que ejerce el agua sobre una membrana o diafragma. Como el volumen de agua que se requiere para activar la membrana es muy reducido, su tiempo de respuesta es muy corto.

En la Fig. 3.6 se muestra un piezómetro neumático, en el que su sensor está formado por dos piezas cilíndricas de acero inoxidable, unidas por seis tornillos de 1/4 pulg de diámetro, ambas piezas aprisionan perimetralmente la membrana flexible de 0.002 pulg de espesor. Por debajo de la membrana se encuentra el bulbo perimetral de PVC y la piedra porosa fina, por arriba están 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.

Este aparato se complementa con las dos líneas de tubo flexible Poliflo una para introducir el aire a presión y la otra de salida. Finalmente, un tramo de tubería de PVC de 3/4 pulg de diámetro, en cuyo extremo inferior queda fijo el piezómetro neumático. Estos piezómetros pueden colocarse en un estrato arcilloso, aún cuando hace más lento su tiempo de respuesta.

3.1.3.c **Tubo de observación del nivel freático**

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

El tubo de observación es un ducto vertical instalado en una perforación, que profundiza por lo menos un metro por debajo del nivel freático (Fig. 3.7), 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 de PVC de 1 pulg de diámetro con ranuras horizontales de 1 mm de espesor en un tramo de longitud mínima de 1.5 m.

3.1.4 **Inclinómetro**

El inclinómetro permite conocer la distribución con la profundidad de los desplazamientos horizontales que se presentan en la masa de suelo, Fig. 3.8.

Se localizan en las secciones de la línea del túnel en que los factores de estabilidad de la excavación sean críticos y donde existen estructuras de importancia o susceptibles de sufrir daños por asentamientos. En cada caso, debe efectuarse un análisis para conocer el orden de la magnitud de los desplazamientos que se presenten durante la construcción. La profundidad se fija a partir de la estratigrafía del sitio, de tal manera que se asegure el empotramiento de la base del ademe.

3.1.5 Bancos de nivel

3.1.5.a Banco de nivel profundo

Es un punto fijo que no sufre los asentamientos regionales que pueden estar ocurriendo en la superficie del terreno. Consiste en una columna metálica delgada firmemente apoyada en un estrato de suelo que no se deforma (Fig. 3.9). Se instala dentro de una perforación de 6 pulg de diámetro que se profundiza hasta el estrato firme. La columna metálica es un tubo galvanizado de 1 pulg, su extremo superior termina en un vértice, en el que se apoya el estadal. En el extremo inferior, la columna se ancla a un muerto de concreto de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura.

La columna metálica (tubo central) se protege con ademe vertical para permitir que el tubo mantenga constante su posición. Los bancos se instalan antes del inicio de las excavaciones para realizar una nivelación inicial, con esta nivelación se obtienen las cotas con las que deben relacionarse las referencias superficiales.

3.1.5.b Bancos de nivel superficial

Estas referencias y bancos superficiales (Fig. 3.10) sirven para medir los desplazamientos verticales que ocurren en la superficie del terreno, así como de las construcciones próximas que pueden sufrir daños a consecuencia de la excavación. Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad o bien de deformaciones inadmisibles.

Las referencias superficiales son puntos fijos en la superficie del terreno y testigos pintados en las estructuras vecinas. El banco de nivel superficial (BNS) es un tornillo de

cabeza esférica de 1/4 x 2 pulg, el cual se empotra en el piso o banquetas en líneas definidas previamente para su medición.

3.2 TRABAJOS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas de los trabajos de campo, alteradas representativas e inalteradas, se someten a los siguientes ensayos:

- a) Clasificación de laboratorio conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- b) Contenido de agua, w. El contenido de agua de un suelo es el cociente del peso del agua que contiene, entre el peso de su fracción sólida, generalmente se expresa en porcentaje.
- c) Límites de consistencia líquido y plástico, LL y LP. La consistencia de los suelos finos, entendida como el grado de rigidez y plasticidad que estos exhiben en estado remoldeado, cambia con el contenido de agua, desarrollándose diferentes estados de consistencia. Los contenidos de agua que definen las transiciones entre un estado de consistencia y otro, se llaman límites de consistencia.

El límite líquido es el contenido de agua que limita la frontera entre el estado plástico y estado líquido. El límite plástico se define como el contenido de agua en la frontera de los estados semisólido y plástico.

En muestras inalteradas se determinan en adición:

- d) Resistencia al corte con torcómetro, s_t . El torcómetro se utiliza para estimar la resistencia al corte de arcillas blandas y limos. Se penetra el torcómetro en la muestra y se aplica un momento torsor. La resistencia al corte se determina a partir del momento torsor necesario para romper la muestra a lo largo de los bordes del torcómetro.
- e) Resistencia al corte en pruebas de compresión triaxial. Se utilizan para determinar las características esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos. Son pruebas en las que se puede variar a voluntad las presiones actuantes en las direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo inalterado cilíndrico, efectuando mediciones sobre sus características mecánicas en forma completa.
- f) Resistencia al corte en compresión no confinada, s_{qu} . Es una variación de la prueba anterior, en donde las presiones de confinamiento (presiones laterales) son igual a cero, es decir, solo se aplica carga axial a las muestras y se determinan igualmente las características esfuerzo-deformación y resistencia de los suelos.
- g) Compresibilidad en ensayos de consolidación unidimensional. Se llama consolidación al proceso mediante el cual la muestra de suelo, confinada lateralmente, experimenta disminución de volumen (expulsión de agua y aire) en determinado tiempo, provocado por un aumento de las cargas. Estas pruebas son importantes para determinar la deformabilidad de los suelos finos.
- h) Peso volumétrico natural, γ . Es la relación entre el peso de la muestra y el volumen que ocupa dicha muestra.
- i) Peso específico relativo, s_e . Se define como la relación entre el peso específico

de una substancia y el peso específico del agua, a 4 °C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión.

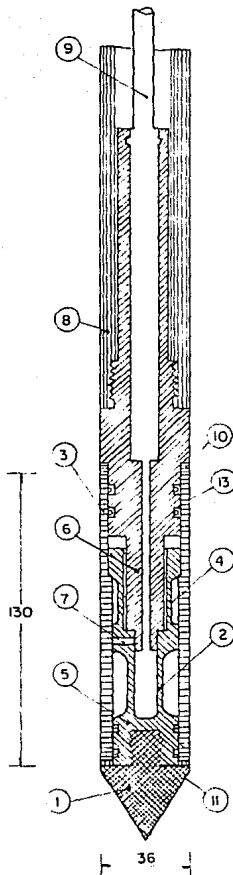
- j) Relación de vacíos, e . Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de los sólidos de un suelo.
- k) Grado de saturación, G . Es la relación entre su volumen de agua y el volumen de sus vacíos, expresado en porcentaje.

CAPITULO III

FIGURAS

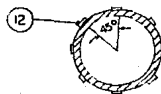
INVESTIGACION DEL SUBSUELO

- 1 Cono (60° , \varnothing 36 mm, 10.18 cm²)
- 2 Celda de punta
- 3 Funda de fricción (\varnothing 36 mm, 147.02 cm²)
- 4 Celda de fricción
- 5 Elemento sensible (bronce SAE - 64)
- 6 Pieza de empuje
- 7 Perno de sujeción (3 c 120°)
- 8 Cople conector a la luberla EW
- 9 Cable conductor blindado de 8 hilos
- 10 Sello de silicona blanda
- 11 Rondana de bronce
- 12 Deformómetros eléctricos
- 13 Ara-sello

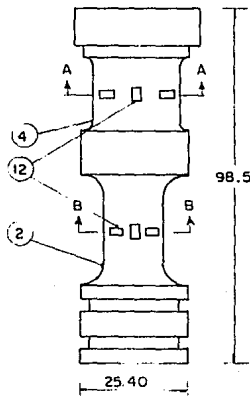


a) Conjunto

Acolaciones en mm.



Cortes AA y BB



b) Elemento sensible

Fig. 3.1 Corte transversal del penetrómetro eléctrico

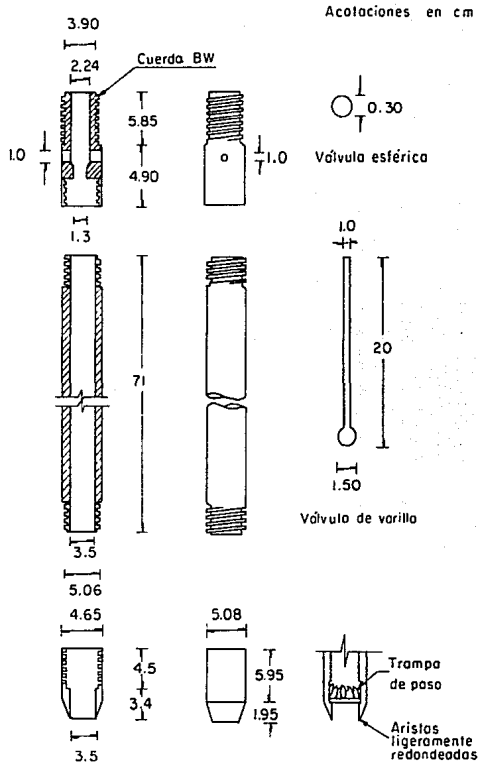


Fig. 3.2 Penetrómetro estándar

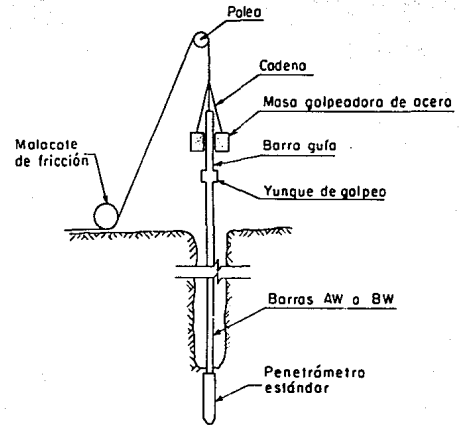


Fig. 3.3 Prueba de penetración estándar

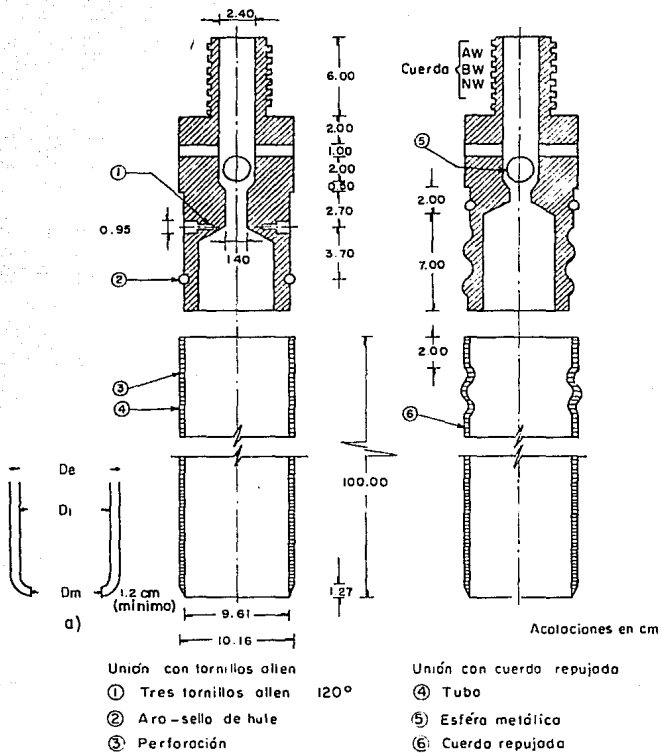


Fig. 3.4 Muestreador de pared delgada con válvula esférica de pie

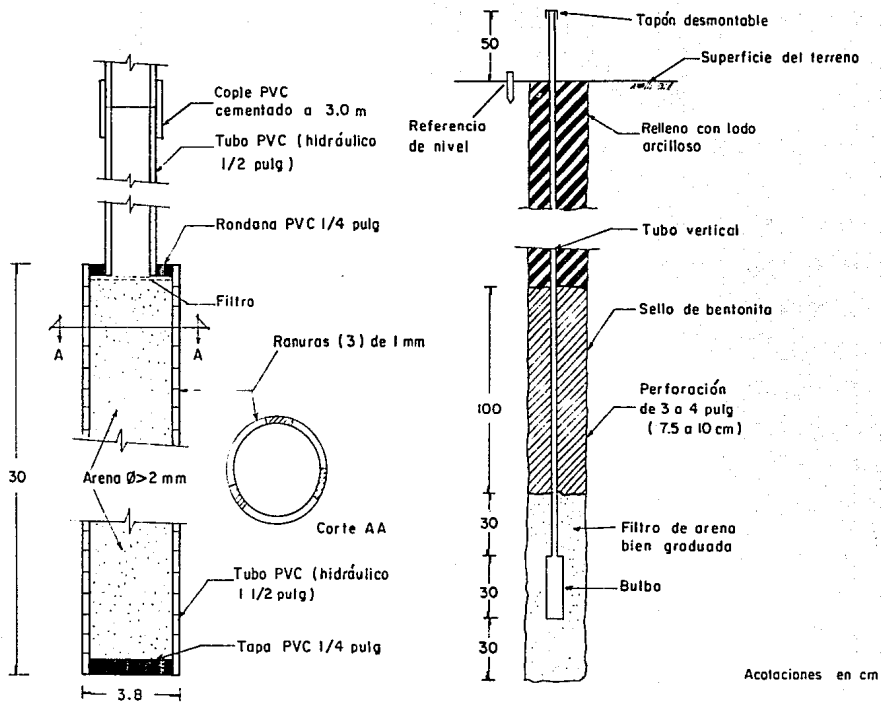


Fig. 3.5 Piezómetro abierto

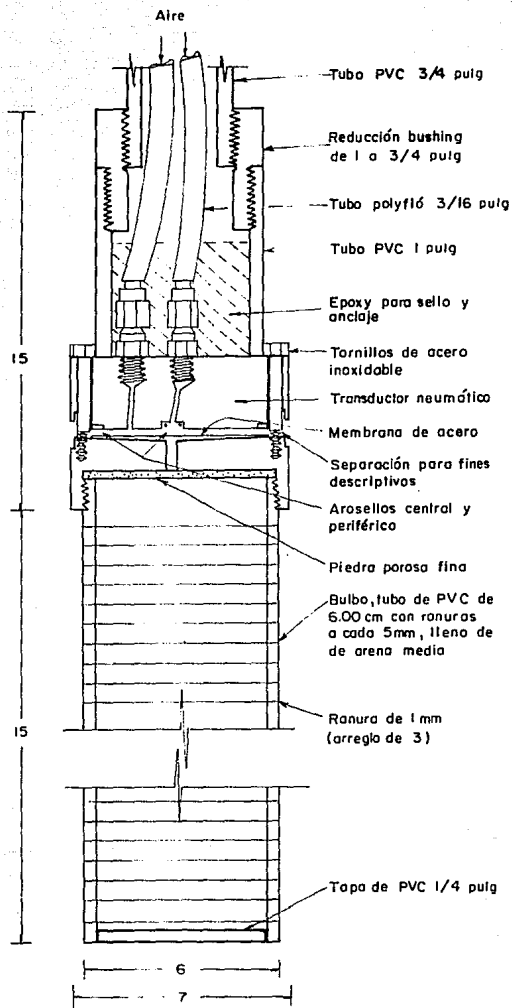


Fig. 3.6 Piezómetro neumático

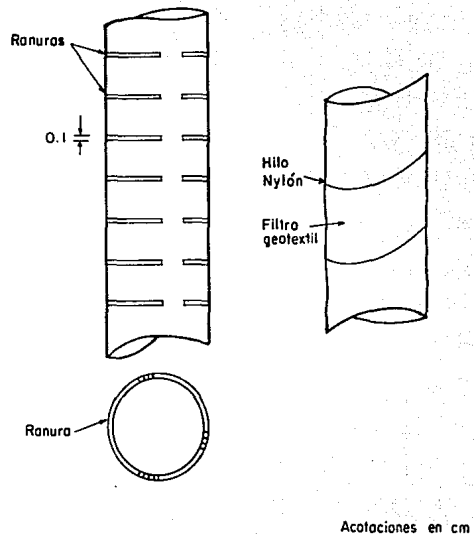
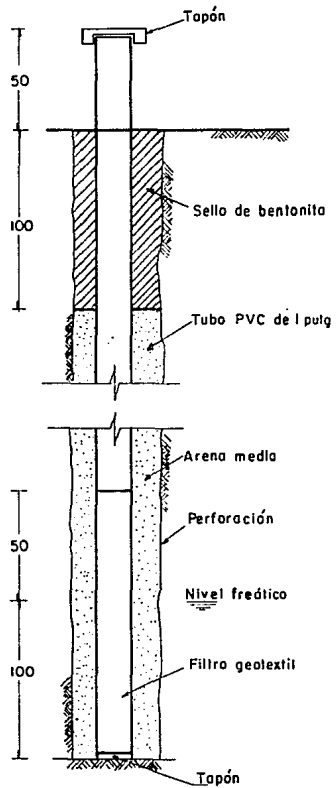


Fig. 3.7 Tubo de observación

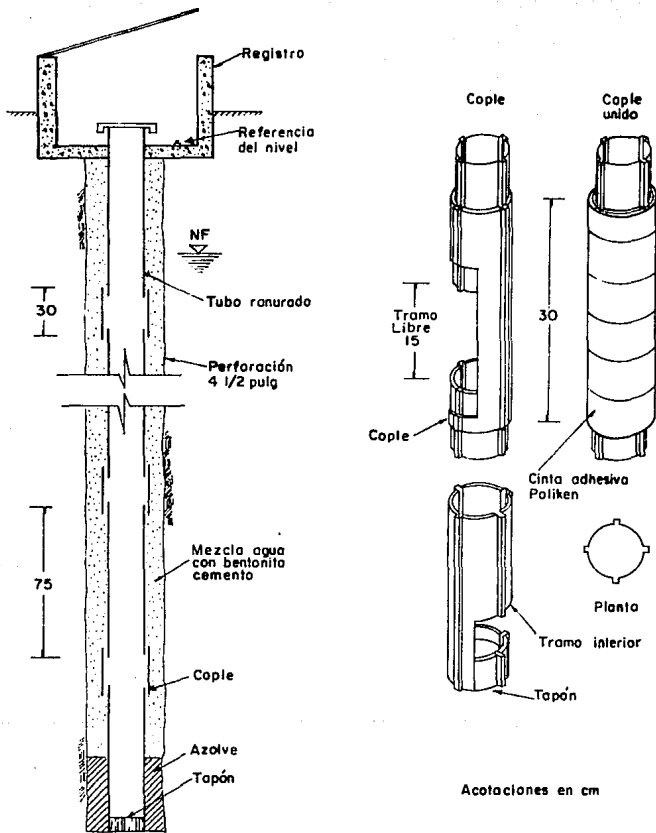
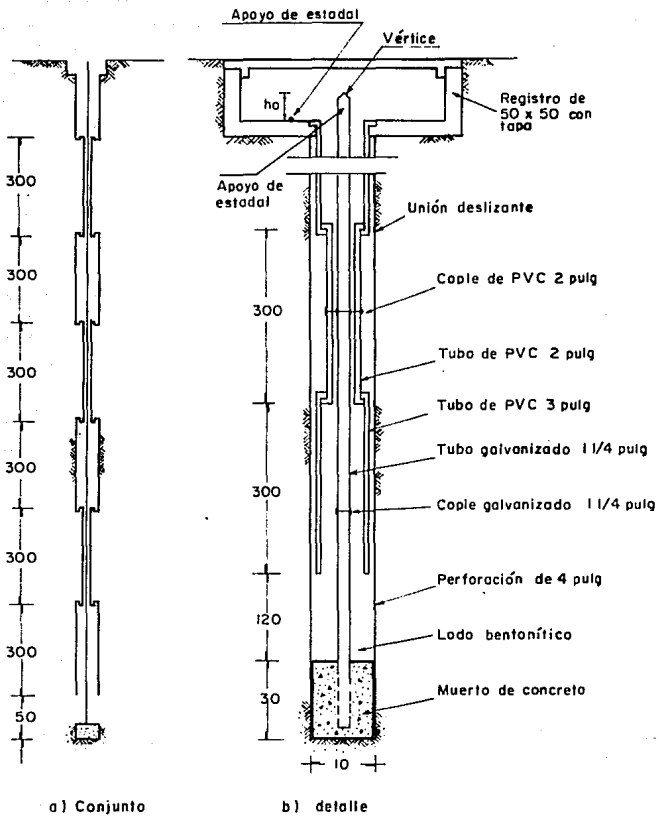


Fig. 3.8 Tubería para inclinómetro



Anotaciones en cm

Fig. 3.9 Banco de nivel profundo

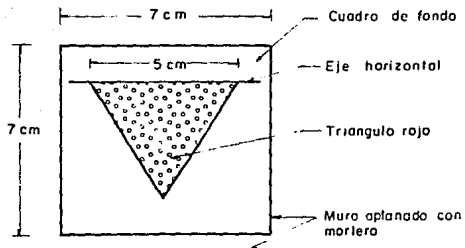
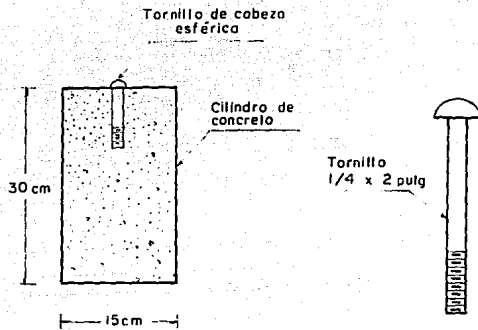


Fig. 3.10 Bancos de nivel superficial

CAPITULO IV

INFORMACION DEL SUBSUELO

INFORMACION DEL SUBSUELO

Para conocer el subsuelo se eligieron tres sitios de exploración, distribuidos entre las lumbrera L3-ICC y L4-IO. Estos sitios se localizan en los siguientes cruces de calles:

Sitio 1. Agiabampo y Av. Congreso de la Unión.

Sitio 2. Agiabampo y Cucurpe.

Sitio 3. Agiabampo y Fco. del Paso y Troncoso.

4.1 RESULTADOS DE LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO

A continuación se describen los resultados obtenidos de los trabajos realizados.

4.1.1 Resultados de campo

4.1.1.a Sondeos con muestreo

Se hicieron tres sondeos de muestreo, SM-1 a 3, localizados en la vecindad de los sondeos de cono SC-1 a 3, llevándolos a las profundidades indicadas en la Tabla 4.1.

Los sondeos fueron del tipo contínuo inalterado entre 13 y 31 m de profundidad para cubrir un diámetro arriba y uno abajo del túnel y mixtos en los tramos restantes, alternando el muestreo inalterado con muestreo alterado mediante muestreador estándar.

En la Figs. 4.1 a 4.3 se indican los tramos de muestreo inalterado, con el símbolo TS, y los de muestreo alterado mediante puntos que marcan el número de golpes en 30 cm de penetración, o bien, con el símbolo pp, que significa penetración por peso propio.

4.1.1.b Sondeos con cono eléctrico

En cada uno de los sitios de exploración se efectuó un sondeo con cono eléctrico estático, denominados SC-1 a 3. La longitud y ubicación de estos sondeos se indican en la Tabla 4.2. En las Figs. 4.4 a 4.6 están indicados los valores medidos de la resistencia de punta, q_c , y de la fricción lateral, f_s , y su variación con la profundidad.

4.1.1.c Piezómetros

Para conocer el estado de presiones de poro y definir la posición del nivel freático,

a lo largo del tramo se instalaron dos estaciones piezométricas: EP-1 en Agiabampo y Congreso de la Unión y EP-3 en Agiabampo y Fco. del Paso y Troncoso, las estaciones están formadas por los siguientes aparatos:

-- Estación piezométrica EP-1

- P-1, piezómetro abierto a 37.15 m de profundidad
- P-2, piezómetro abierto a 16.00 m de profundidad
- PN-3, piezómetro neumático a 22.00 m de profundidad
- TNF, tubo de nivel freático a 5.00 m de profundidad

-- Estación piezométrica EP-3

- P-1, piezómetro abierto a 38.45 m de profundidad
- P-2, piezómetro abierto a 28.25 m de profundidad
- PN-3, piezómetro neumático a 20.50 m de profundidad
- TNF, tubo de nivel freático a 5.00 m de profundidad

Las Figs. 4.7 y 4.8 contienen las gráficas de la evolución de las presiones piezométricas determinadas durante la construcción del túnel, en las dos estaciones antes mencionadas.

4.1.1.d Inclinómetros

Los inclinómetros (I-1 e I-2) se instalaron en el cruce del túnel con la Línea 4 del Metro, uno en cada apoyo de la estructura, empotrados en la Primera Capa Dura, su

longitud y ubicación se indican en la Tabla 4.3.

Los resultados obtenidos de las mediciones de los inclinómetros se presentan en las Figs. 4.9 a 4.12.

4.1.1.e Bancos de Nivel

En el área cercana a las lumbreras L3-ICC y L4-IO se instalaron 3 bancos de nivel profundo (BNP), apoyados en la Primera Capa Dura y en los Depósitos Profundos. La evolución de los hundimientos de la superficie del terreno respecto a la Primera Capa Dura y de los Depósitos Profundos se presentan en las Figs. 4.13 y 4.14.

Se instalaron bancos de nivel superficial (BNS) y testigos en edificaciones para observar el comportamiento de la superficie, a lo largo del eje del túnel, durante su construcción.

4.1.2 Resultados de laboratorio

Los resultados obtenidos de laboratorio se muestran en las Figs. 4.1 a 4.3, observándose la variación de estos con la profundidad. Las propiedades del subsuelo: Resistencia al corte con torcómetro, s_c , y Resistencia al corte en compresión no confinada, s_{qu} , se determinaron cada 0.2 a 0.6 m entre las profundidades de 13 y 31 m y cada 1.0 a 1.5 m en el resto de cada sondeo. La determinación de la resistencia al corte en pruebas de compresión triaxial no consolidada-no drenada, s_{un} , se hizo, en promedio, a cada 2.5 m entre las profundidades de 13 y 31 m.

4.2 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

4.2.1 Descripción del subsuelo

Los perfiles estratigráficos y de propiedades que se presentan en las Figs. 4.1 a 4.3 están formados a partir de los resultados de la investigación de campo y laboratorio. En ellos se distingue que el subsuelo a lo largo del tramo es típico de la denominada Zona de Lago de la Ciudad. Hasta la profundidad explorada se identifican el Manto Superficial, la Formación Arcillosa Superior, la Primera Capa Dura y la Formación Arcillosa Inferior. Las características de estas capas son las siguientes:

Manto Superficial:

Se define a partir de un espesor de rellenos artificiales que varían, entre 1.0 y 3.0 m aprox. Los suelos naturales son arcillas, limos, arenas finas y mezclas de ellos, endurecidos por secado, de colores café-amarillo, café-gris y gris-olivo.

Formación Arcillosa Superior:

Está constituida por estratos de suelos arcillosos, lacustres, de consistencia muy blanda, de colores café claro, café-rojo, café-olivo, amarillo-olivo, verde-olivo, gris-verde y gris oscuro, tiene alto contenido de microfósiles y algunos lentes de arena fina, limo y vidrio volcánico.

En los sondeos con cono eléctrico, Figs. 4.4 a 4.6, se aprecia que tres de estos lentes o estratos son continuos en los tres sitios, distinguiendose a profundidades de 21.0 a 22.5 m el primero, entre 20.5 y 21.5 m el segundo y 20.5 y 22.0 m el tercero. Cabe

mencionar que los estratos localizados a 21.5 m de profundidad promedio, quedan cortados por el túnel.

El contenido natural de agua de los suelos arcillosos es alto, con valores hasta de 665 %, siendo cercano y, en ocasiones, superior al límite líquido. La relación de vacíos también es grande, con valores hasta de 14.3 (SM-3). Los valores de estas propiedades, así como el espesor de la formación, aumentan hacia el Oriente, es decir, del SM-1 al SM-3. Por su parte, la resistencia al esfuerzo cortante disminuye considerablemente en la misma dirección.

Primera Capa Dura:

Esta capa está formada principalmente por suelos areno-limosos y limo-arenosos, de compacidad muy irregular, de espesor comprendido entre 3.0 y 3.5 m. Su profundidad aumenta hacia el Oriente, de 36.4 a 37.4 m. El contenido natural de agua varía de 25 a 95 %.

Formación Arcillosa Inferior:

Esta capa se exploró en todos los sondeos, sin abarcarla totalmente, siendo la máxima profundidad explorada de 4.5 m, en el sondeo SM-3. Está formada por arcillas blandas de colores olivo y gris-olivo, que contiene estratos delgados de vidrio volcánico.

4.2.2 Condiciones hidráulicas del subsuelo

En las gráficas de evolución piezométrica de las estaciones EP-1 y EP-3 (Figs. 4.7

y 4.8) se observa que el nivel freático está a profundidades comprendidas entre 1.9 m (EP-3) y 3.5 m (EP-1), aumentando hacia el Poniente.

En la estación EP-1, las mediciones indican presiones en exceso a la hidrostática, de 2.0 t/m² a 16 m de profundidad en una capa permeable, de 4.5 t/m² a 22 m de profundidad, en arcilla, y de 1.5 t/m² a 37.2 m, en la Primera Capa Dura.

En la estación EP-3, los piezómetros instalados a 20.5 m (neumático) y a 28.3 m (abierto) de profundidad, registran presiones superiores a la hidrostática, de 2.2 t/m², el primero, y de 1.3 t/m², el segundo. El piezómetro en la Primera Capa Dura, a 38.5 m de profundidad, registra un abatimiento de 5.8 t/m².

En las Figs. 4.15 y 4.16 se muestran las gráficas de distribución de presiones en cada estación, pudiendo observarse los abatimientos comentados.

4.2.3 Hundimiento regional

En las Figs. 4.13 y 4.14 se representa la magnitud y evolución del hundimiento de la superficie del terreno en el área donde se ubican las lumbreras L3-ICC y L4-IO, respecto a la Primera Capa Dura y a los Depósitos Profundos, obtenido de los resultados de las nivelaciones realizadas.

En el área cercana a la lumbrera L3-ICC, los bancos BNP-1 y BNP-2, apoyados en la Primera Capa Dura y Depósitos Profundos respectivamente, registran hundimientos de la superficie de 10.7 y 12.0 cm/año, mientras que en la lumbrera L4-IO, en el BNP-3 apoyado en los Depósitos Profundos, el hundimiento de la superficie es de 12.5 cm/año.

CAPITULO IV

TABLAS

INFORMACION DEL SUBSUELO

Tabla 4.1 Longitud y localización de sondeos con muestreo

Sondeo	Longitud m	Estación km	Localización
SM-1	40.35	2+827	Aglabampo y Congreso de la Unión
SM-2	40.45	3+224	Aglabampo y Cucurpe
SM-3	45.30	3+733	Aglabampo y Fco. del Paso y Troncoso

Tabla 4.2 Longitud y localización de sondeos de cono

Sondeo	Longitud m	Estación km	Localización
SC-1	36.35	2+827	Aglabampo y Congreso de la Unión
SC-2	36.95	3+224	Aglabampo y Cucurpe
SC-3	40.60	3+733	Aglabampo y Fco. del Paso y Troncoso

Tabla 4.3 Longitud y localización de inclinómetros

Inclinómetro	Longitud m	Localización
I-1	39.65	Pila FJ-37, Aglabampo y Congreso de la Unión
I-2	37.82	Pila FJ-36, Aglabampo y Congreso de la Unión

CAPITULO IV

FIGURAS

INFORMACION DEL SUBSUELO

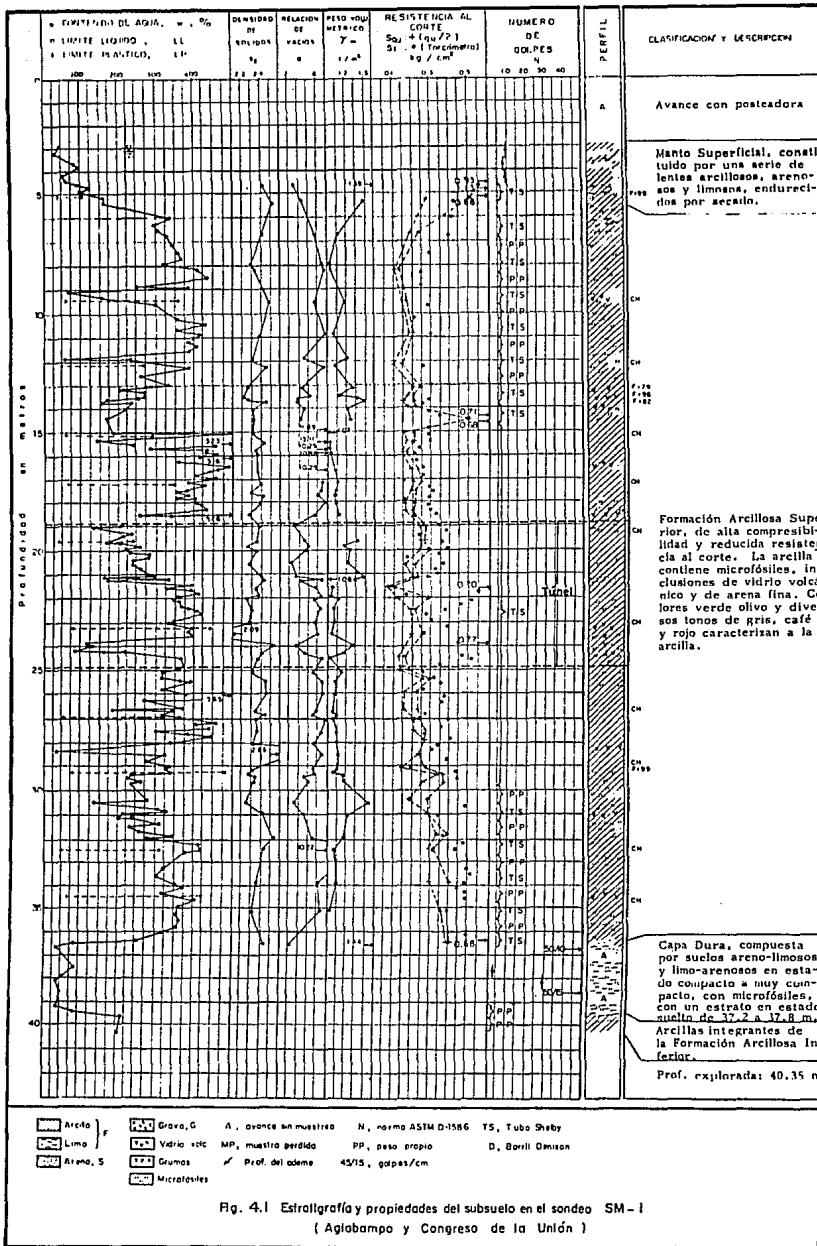


Fig. 4.1 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-1 (Aglolampo y Congreso de la Unión)

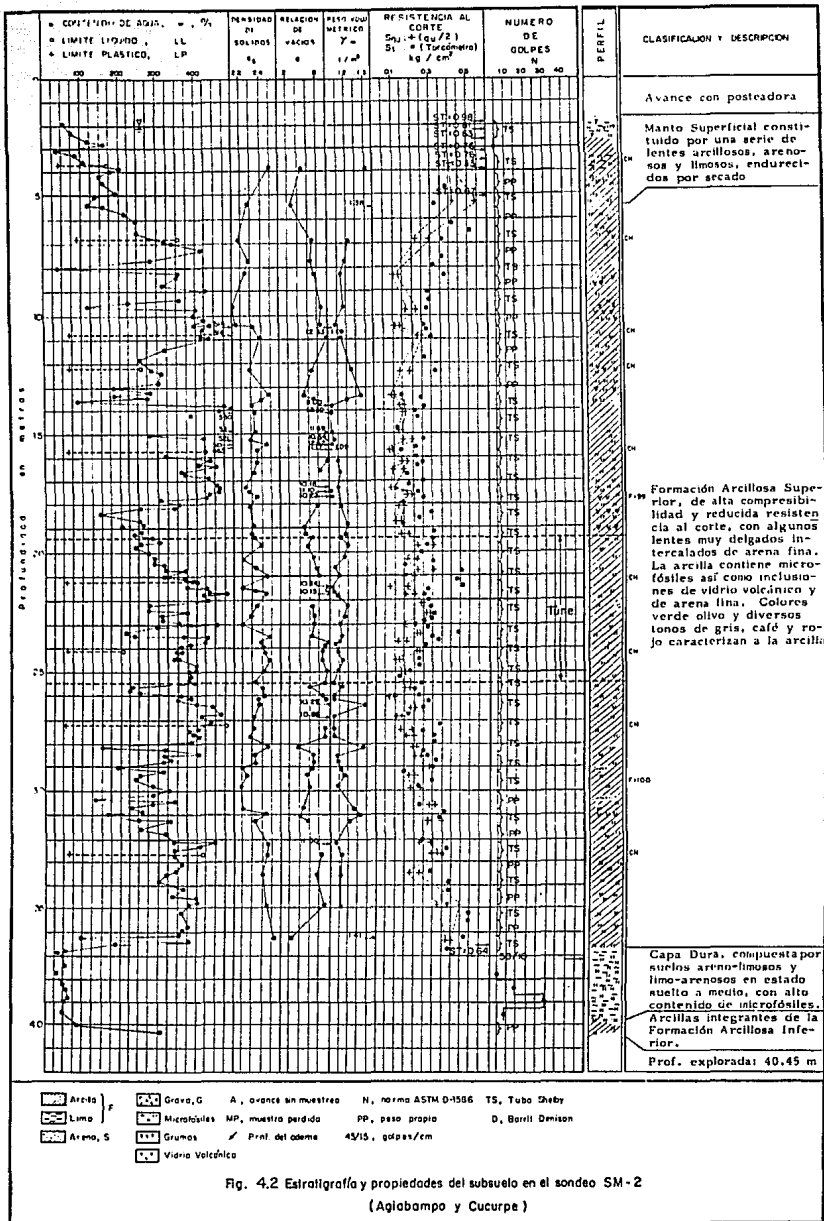


Fig. 4.2 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-2 (Aglabampo y Cucurpe)

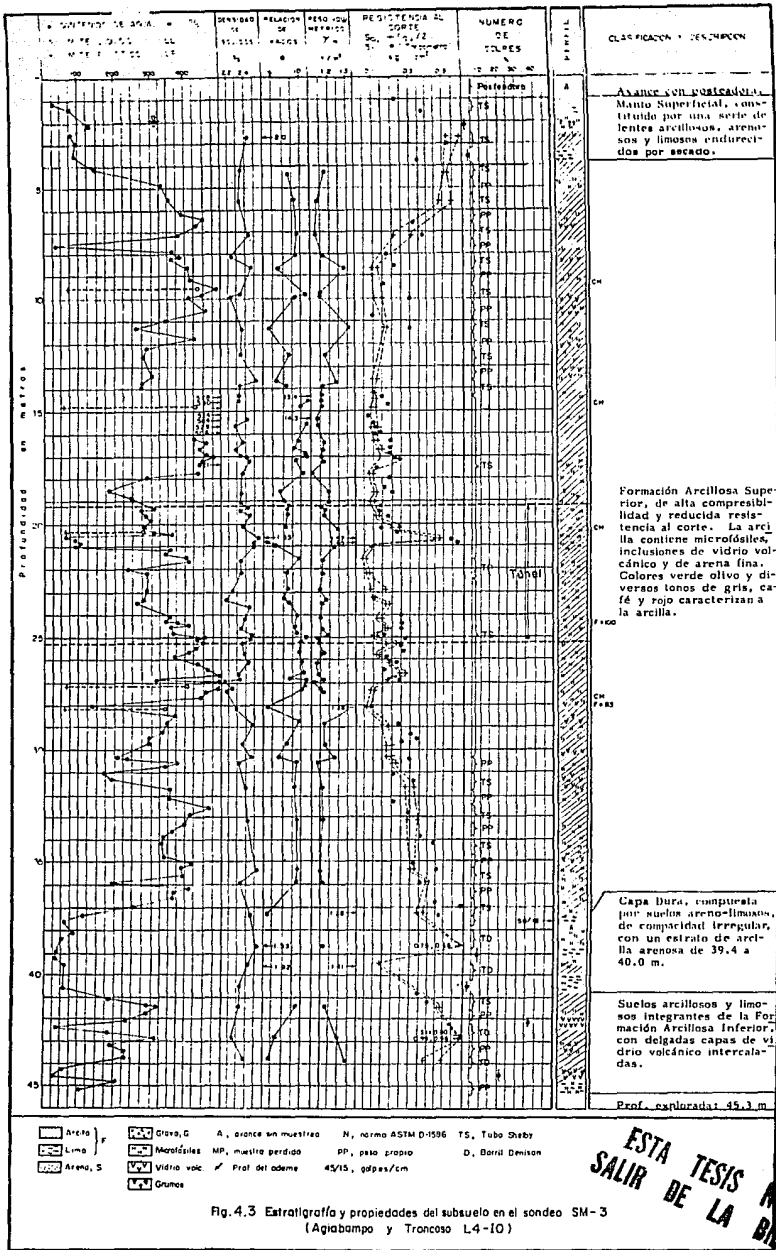


Fig. 4.3 Extratografía y propiedades del subsuelo en el sondeo SM-3 (Aguabampo y Troncoso L4-10)

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

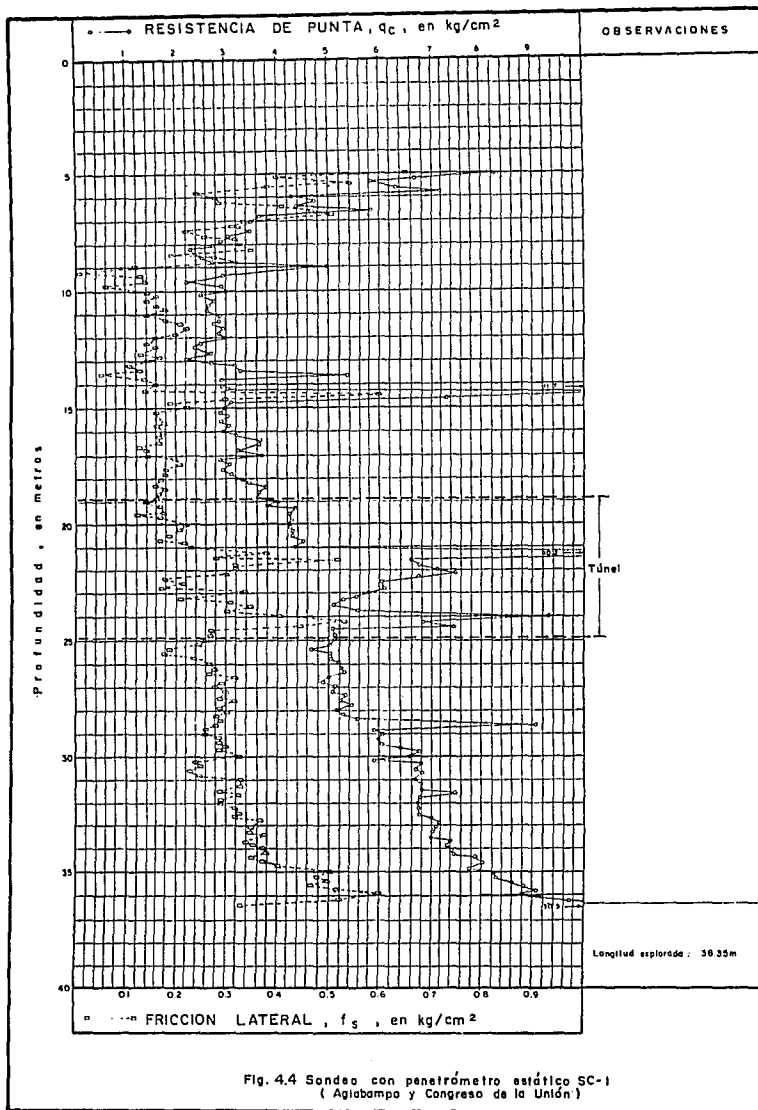


Fig. 4.4 Sondeo con penetrómetro estático SC-1
(Agiabampo y Congreso de la Unión)

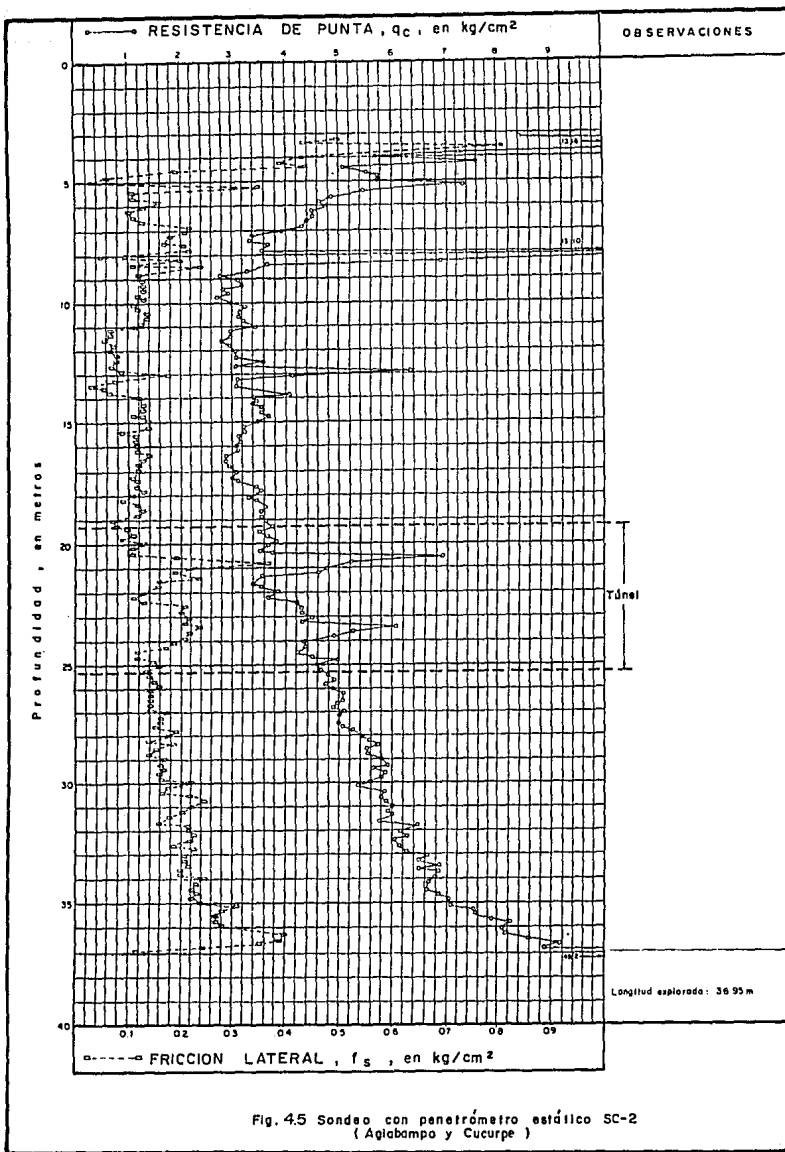


Fig. 4.5 Sondeo con penetrómetro estático SC-2
(Agiabampo y Cucurpe)

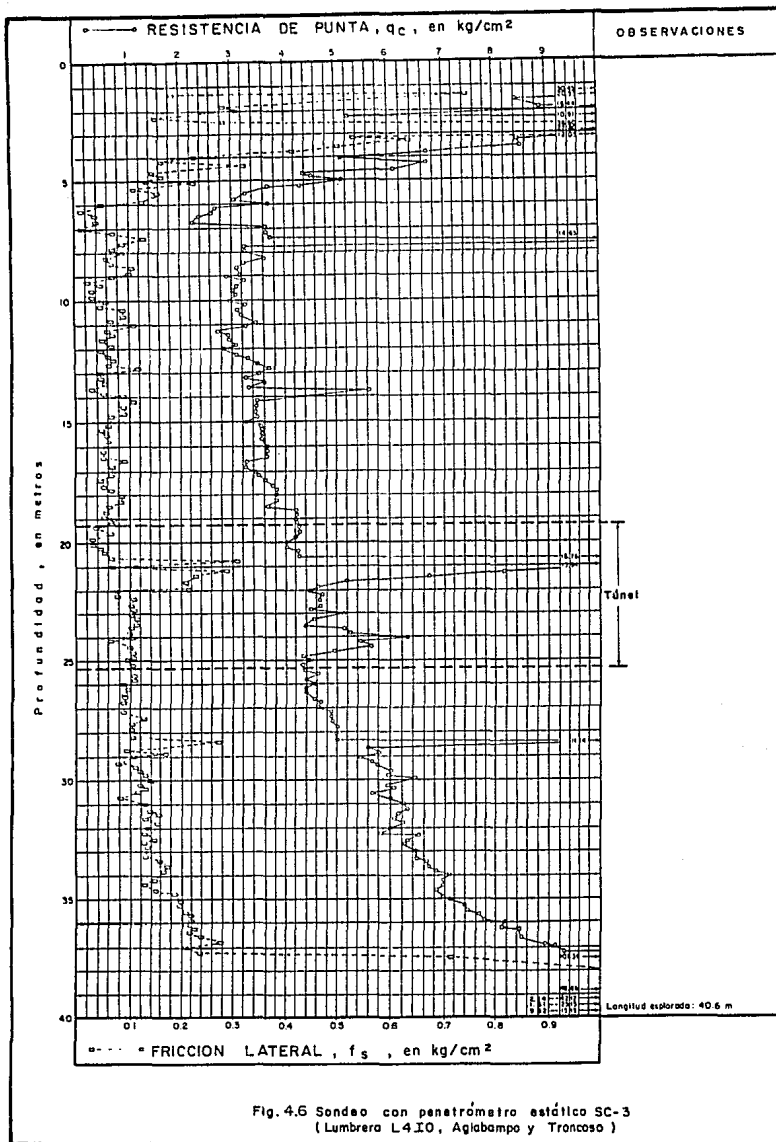


Fig. 4.6 Sondeo con penetrómetro estático SC-3
(Lumbrera L410, Agiabampo y Troncoso)

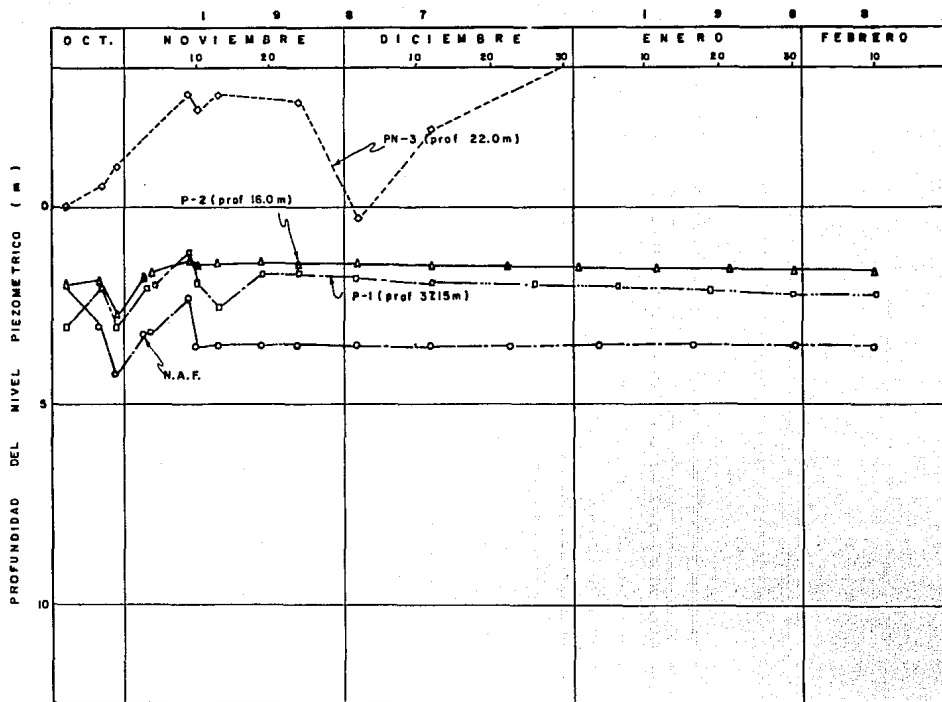


Fig. 4.7 Gráfica de la evolución piezométrica en la estación EP-1

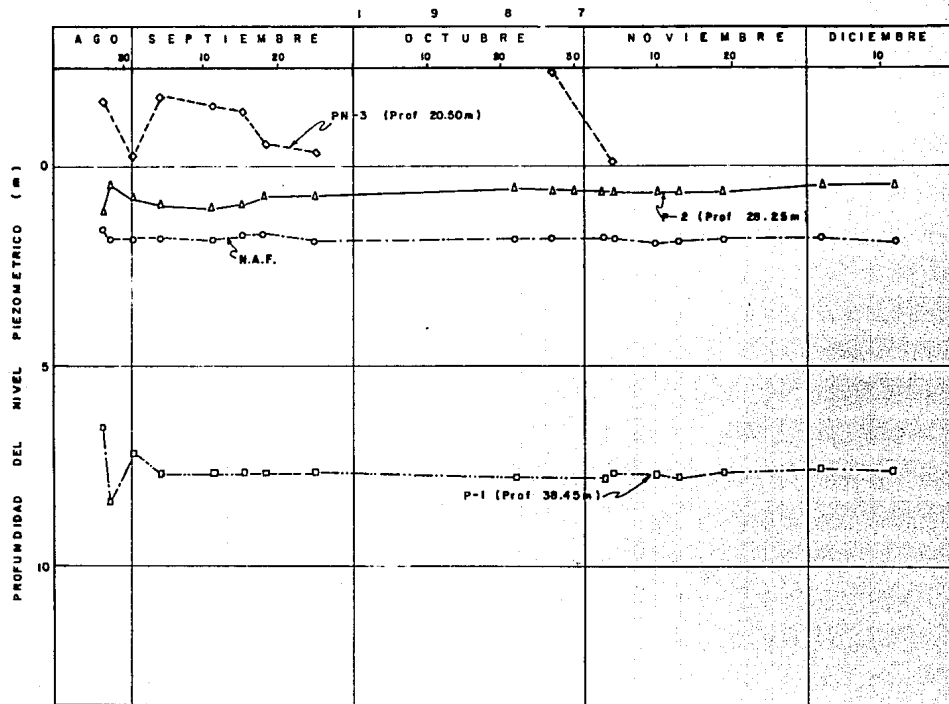


Fig. 4.8 Gráfica de la evolución piezométrica en la estación EP-3

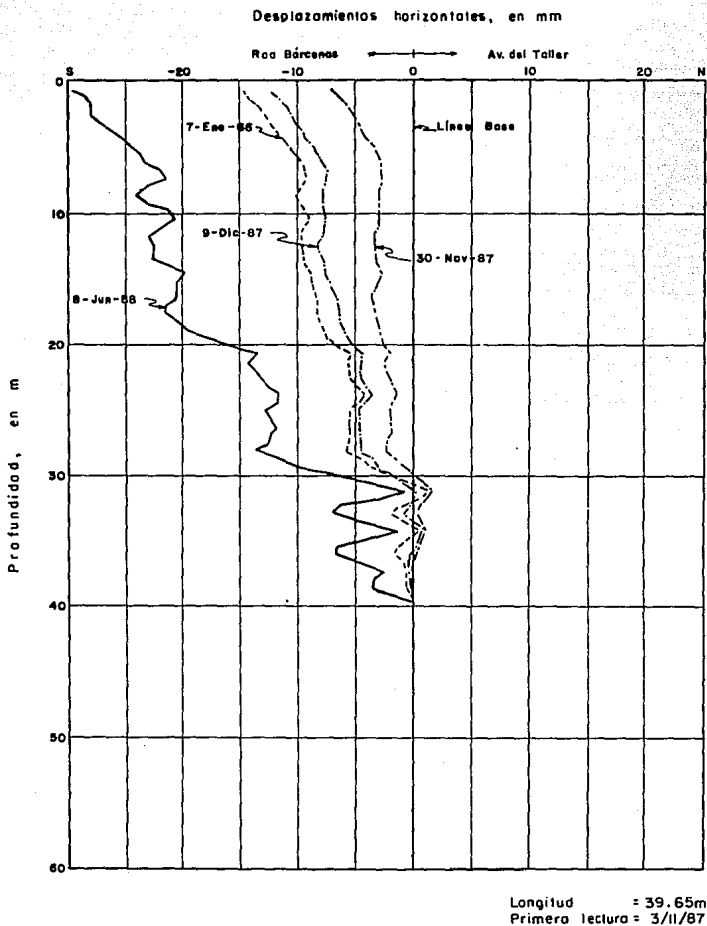


Fig. 4.9 Desplazamientos horizontales en el inclinómetro I-1
Pila norte dirección N(+), S(-)

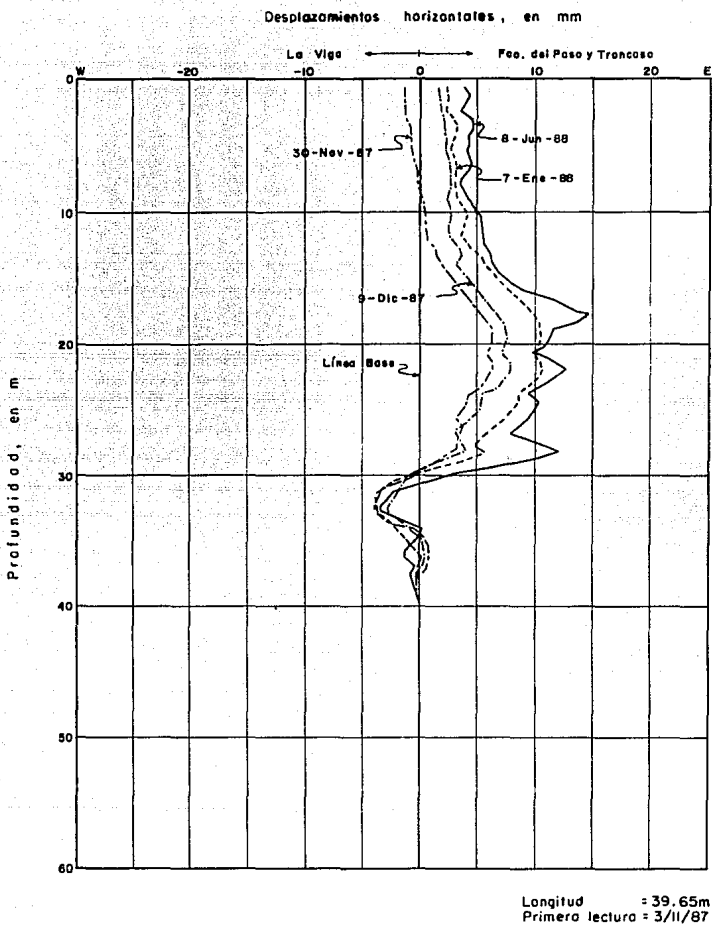


Fig. 4.10 Desplazamientos horizontales en el inclinómetro I-1
Pila norte dirección E(+), W(-)

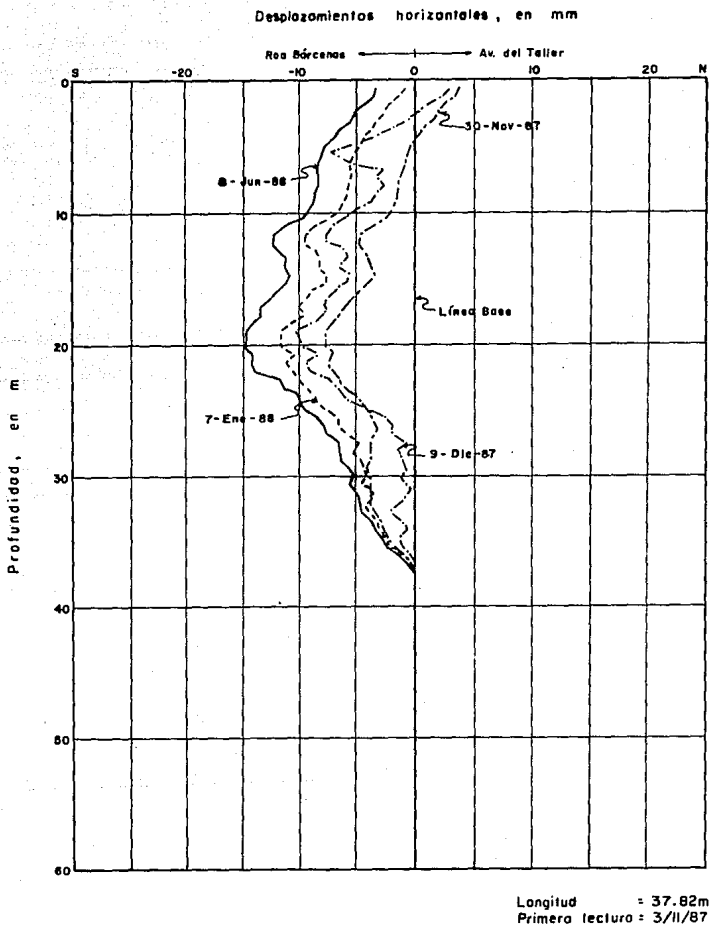
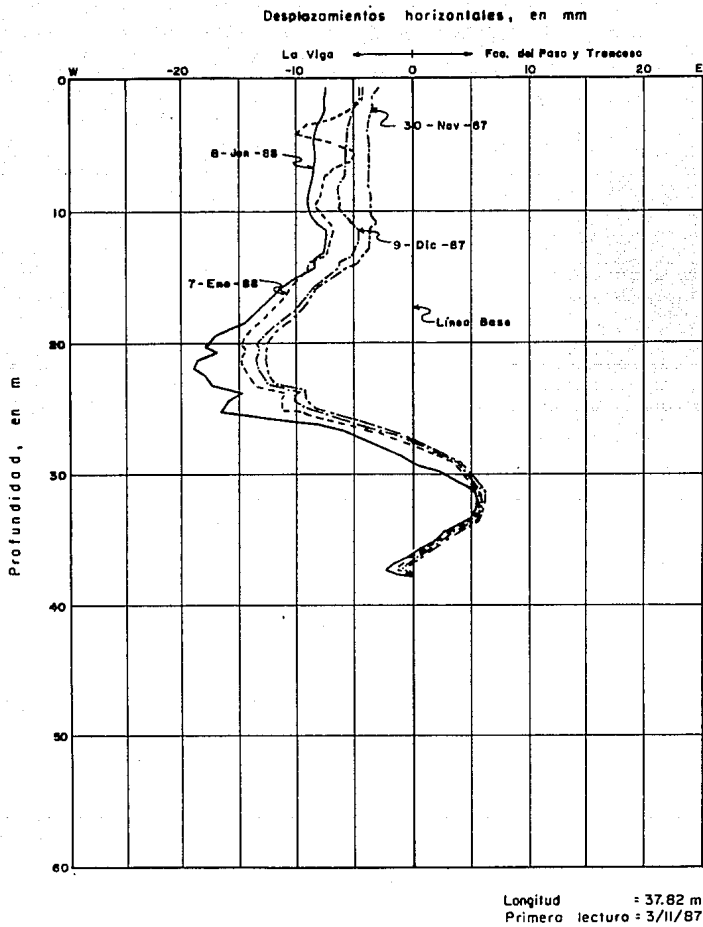


Fig. 4.11 Desplazamientos horizontales en el inclinómetro I-2
Pila sur dirección N(+), S(-)



**Fig. 4.12 Desplazamientos horizontales en el inclinómetro I-2
Pila sur dirección E(+), W(-)**

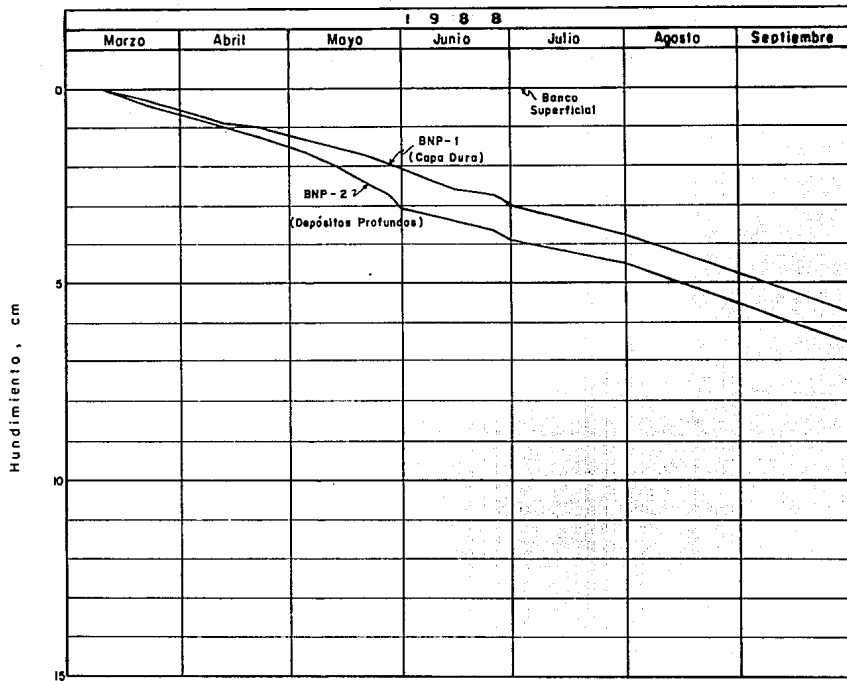


Fig. 4.13 Evolución de los bancos de nivel profundo respecto a la superficie (L3 - ICC)

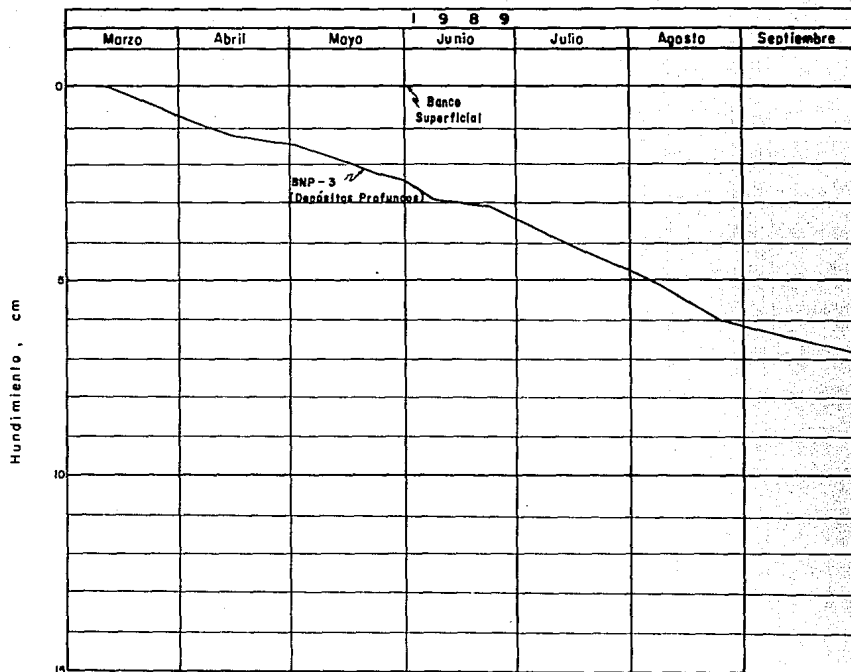
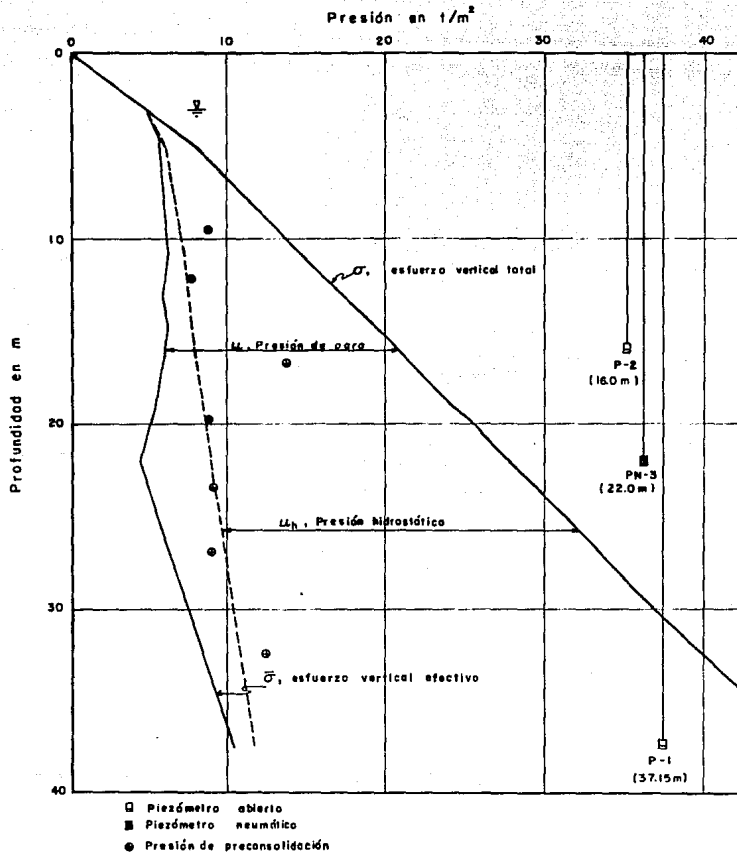
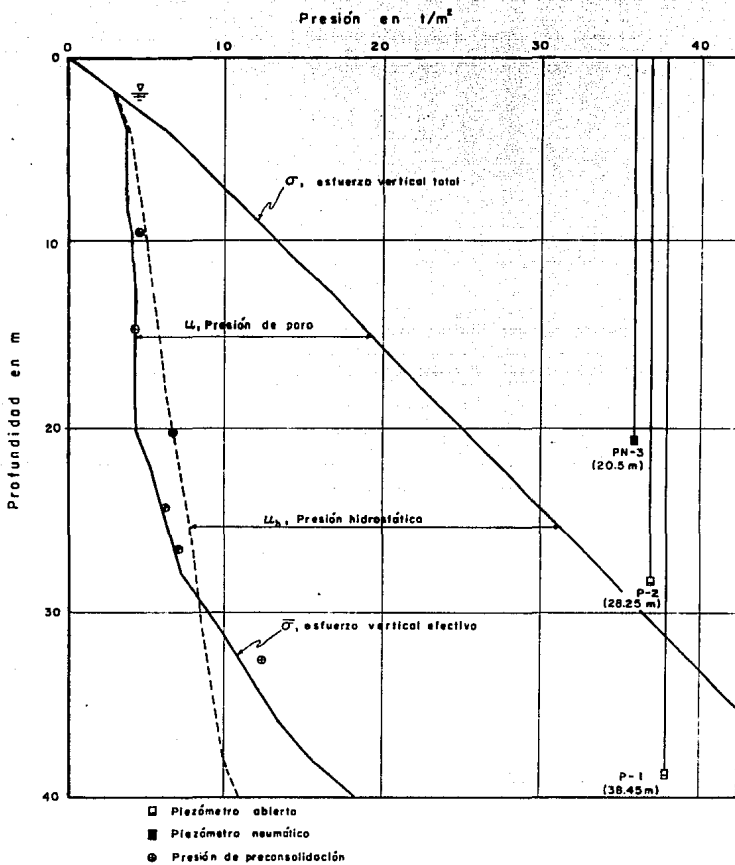


Fig. 4.14 Evolución de los bancos de nivel profundo respecto a la superficie (L4 - IO)



NOTA:
 - Distribución según medición de diciembre II, 1987

Fig. 4.15 Distribución de presiones en la masa del suelo en el sondeo SM-1



NOTA :

- Distribución según medición
de septiembre 25, 1987

Fig. 4.16 Distribución de presiones en la masa del suelo en el sondeo SM-3

CAPITULO V

ANÁLISIS DE TUNEL Y LUMBRERAS

ANALISIS DE TUNEL Y LUMBRERAS

5.1 ANALISIS DEL TUNEL

El análisis se realizó considerando las características generales del proyecto y las condiciones del subsuelo determinadas en los tres sondeos. Para cada uno de los tramos representados por éstos, se procedió, primero al análisis de la estabilidad del frente del túnel y luego se estimaron las magnitudes de las deformaciones superficiales, producidas por su excavación.

5.1.1 Estabilidad del frente del túnel

Este análisis se hace aplicando dos criterios: el primero de Enrique Tamez,

para excavación con frente abierto y excavación con frente cerrado; y el segundo de Broms y Bennermark para excavación con frente cerrado.

5.1.1.a Criterio de E. Tamez

En el criterio de E. Tamez para excavación con frente abierto, se aplica la expresión 2.4, obteniendo los resultados que se presentan en la Tabla 5.1. De la tabla se observa que el túnel es inestable ya que el factor de seguridad es menor que la unidad.

Aplicando el criterio para excavación con frente cerrado, y considerando un factor de seguridad de 1.5 y 2.0, se aplica la expresión 2.6 y se obtiene la presión frontal y lateral requerida para que el túnel se mantenga estable, estos resultados se presentan en la Tabla 5.2.

5.1.1.b Criterio de Broms y Bennermark

En el análisis de estabilidad del frente del túnel por el criterio de Broms y Bennermark, se utiliza la expresión 2.10 y se considera un factor de estabilidad de 3.0, 4.0 y 5.0, con lo cual se obtienen las presiones frontales para mantener estable el frente del túnel, las cuales se muestran en la Tabla 5.3.

5.1.2 Deformaciones en la superficie

Este análisis se hizo con el criterio de Reséndiz y Romo, que toma en cuenta las deformaciones en dos sentidos: uno longitudinal y otro transversal al eje del túnel. El análisis se hace en forma gráfica para el sentido longitudinal y en forma analítica para el

transversal. Tanto el procedimiento gráfico como las expresiones analíticas para obtener las deformaciones se presentan en el Capítulo 2; algunos parámetros adicionales para este análisis son los siguientes:

Para el sondeo SM-1:

$H = 18.90 \text{ m}$	$\sigma_h^\circ = 25.86 \text{ t/m}^2$
$D = 6.10 \text{ m}$	$\Delta\sigma_h^\circ = 7.86 \text{ t/m}^2$
$P_a = 18 \text{ t/m}^2$	$\sigma_f = 3.29 \text{ t/m}^2$
$z = 18.90 \text{ m}$	$\epsilon_f = 0.0638$
$H' = 21.95 \text{ m}$	$z + D = 25.00 \text{ m}$
$\gamma_m = 1.18 \text{ t/m}^3$	$z/H = 1$

Para el sondeo SM-2:

$H = 19.40 \text{ m}$	$\sigma_h^\circ = 26.36 \text{ t/m}^2$
$D = 6.10 \text{ m}$	$\Delta\sigma_h^\circ = 6.36 \text{ t/m}^2$
$P_a = 20 \text{ t/m}^2$	$\sigma_f = 2.72 \text{ t/m}^2$
$z = 19.40 \text{ m}$	$\epsilon_f = 0.0592$
$H' = 22.45 \text{ m}$	$z + D = 25.50 \text{ m}$
$\gamma_m = 1.17 \text{ t/m}^3$	$z/H = 1$

Para el sondeo SM-3:

$H = 19.20 \text{ m}$	$\sigma_h^\circ = 26.87 \text{ t/m}^2$
$D = 6.10 \text{ m}$	$\Delta\sigma_h^\circ = 6.87 \text{ t/m}^2$
$P_a = 20 \text{ t/m}^2$	$\sigma_f = 2.26 \text{ t/m}^2$
$z = 19.20 \text{ m}$	$\epsilon_f = 0.0798$
$H' = 22.25 \text{ m}$	$z + D = 25.30 \text{ m}$
$\gamma_m = 1.21 \text{ t/m}^3$	$z/H = 1$

El perfil teórico del asentamiento longitudinal al eje del túnel para los tres sondeos, se muestra en la Fig. 5.1. El perfil teórico del asentamiento transversal al eje del túnel, se muestra en la Fig. 5.2.

5.2 ANALISIS DE LAS LUMBRERAS

El análisis de estabilidad de las lumbreras se basa en el equilibrio de fuerzas, actuantes y resistentes. Se analiza la estabilidad del fondo de la excavación, la de las paredes de la zanja anular y la estabilidad de las lumbreras por flotación. La información de las propiedades del subsuelo se obtienen de los sondeos ubicados cerca de las lumbreras L3-ICC y L4-IO (SM-1 y SM-3).

5.2.1 Estabilidad del fondo de la excavación

El análisis de estabilidad del fondo de la excavación se hace para las dos lumbreras (L3-ICC y L4-IO) y para dos procedimientos constructivos: excavación a cielo abierto con ademe y excavación por el método de flotación.

Para calcular el factor de seguridad de la excavación a cielo abierto se aplican las expresiones 2.17 y 2.18, además, se considera una sobrecarga en la superficie de magnitud $q = 1.0 \text{ t/m}^2$. Los resultados se presentan en las tablas 5.4 y 5.5.

Para el método de flotación, el factor de seguridad se calcula con las expresiones 2.20 y 2.21, además de considerar una sobrecarga, $q = 1.0 \text{ t/m}^2$, un peso volumétrico de lodos $\gamma_f = 1.1 \text{ t/m}^3$ y una altura de lodos igual a la superficie del terreno menos un metro ($H = D - 1$). Los resultados de este análisis se presentan en las tablas 5.6 y 5.7.

5.2.2 Estabilidad de la zanja anular

La estabilidad de los taludes de la zanja anular se analiza a partir de la determinación de su altura crítica (H_{cr}) calculada con el criterio descrito en el Capítulo 2. Este análisis se realiza para las dos lumbreras (L3-ICC y L4-IO) con las propiedades del subsuelo obtenidas de los sondeos SM-1 y SM-3, y además, para dos casos: excavación de la zanja anular sin soporte y con soporte de lodos.

Para la excavación de la zanja anular sin soporte de lodos se considera una sobrecarga, $q = 1.0 \text{ t/m}^2$ y se aplican las expresiones 2.26 y 2.27 para obtener el número de estabilidad (f), con la expresión 2.28 se calcula la altura crítica (H_{cr}) y finalmente con la expresión 2.30 se obtiene el factor de seguridad a la profundidad deseada. Los resultados de este análisis se presentan en las tablas 5.8 a 5.11.

Para el caso de la excavación de la zanja anular con soporte de lodos, se considera, además de la sobrecarga, $q = 1.0 \text{ t/m}^2$, un peso volumétrico de lodos, $\gamma_f = 1.1 \text{ t/m}^3$. Siendo las expresiones aplicadas en este caso, la 2.26 y 2.27 para obtener el número de estabilidad (f), con la expresión 2.29 el cálculo de la altura crítica (H_{cr}) y con la expresión 2.30, el factor de seguridad a la profundidad analizada. Los resultados de este análisis se presentan en las tablas 5.12 a 5.15.

5.2.3 Estabilidad de la lumbrera por flotación

En el análisis de las lumbreras por flotación, se considera la condición de vacfa, que es la crítica. Las fuerzas consideradas son el peso de la estructura que se basa en las dimensiones y materiales que se muestran en las Figs. 1.4 y 1.5; y la fuerza de subpresión

que es igual al área del fondo multiplicada por la carga hidrostática, definida entre el nivel freático y el fondo de la excavación.

Para la lumbrera L3-ICC

El peso total de la lumbrera: $P_t = 5364 \text{ t}$

La fuerza total de subpresión: $S = 4609 \text{ t}$

Siendo el factor de seguridad contra flotación:

$$F_F = \frac{P_t}{S} = 1.16 > 1.10$$

Para la lumbrera L4-IO

El peso total de la lumbrera: $P_t = 5955 \text{ t}$

La fuerza total de subpresión: $S = 4764 \text{ t}$

Por lo que el factor de seguridad contra flotación es:

$$F_F = \frac{P_t}{S} = 1.25 > 1.10$$

CAPITULO V

TABLAS

ANALISIS DE TUNEL Y LUMBRERAS

SIMBOLOGIA DE TABLAS**CRITERIO E. TAMEZ**

- H : Profundidad a la clave del túnel, m.
- P.V.S. : Peso volumétrico del suelo, t/m^3 .
- c : Resistencia al corte promedio del suelo, t/m^2 .
- D : Diámetro de la excavación, m.
- Z_d : Altura máxima a la que se desarrollan esfuerzos cortantes, al eliminar las presiones iniciales, $Z_{d_{máx}} = 1.7 D$, m.
- Pa : Presión frontal, t/m^2 .

CRITERIO BROMS Y BENNERMARK

- P.V.S. : Peso volumétrico del suelo, t/m^3 .
- Su : Resistencia al corte del suelo, t/m^2 .
- Fc : Factor de estabilidad del frente.
- Pa : Presión frontal, t/m^2 .

ANALISIS DE FALLA DE FONDO

- D : Profundidad a la que se analiza la falla, m.
- c : Resistencia al corte medio del suelo a la profundidad D, t/m^2 .
- Nc : Factor de capacidad de carga admisible, depende de la geometría de la excavación, (Fig. 2.17).

- P.V.S. : Peso volumétrico del suelo, t/m^3 .
P.V.L. : Peso volumétrico del lodo bentonítico, t/m^3 .
q : Sobrecarga en la superficie, t/m^2 .
F : Factor de seguridad contra la falla de fondo en excavación a cielo abierto con ademe.
Fs : Factor de seguridad contra la falla de fondo en excavación por el método de flotación.

ESTABILIDAD EN LA ZANJA ANULAR

- H : Profundidad a la que se analiza la falla, m.
c : Resistencia al corte medio del suelo a la profundidad H, t/m^2 .
P.V.S. : Peso volumétrico del suelo, t/m^3 .
P.V.L. : Peso volumétrico del lodo bentonítico, t/m^3 .
r : Depende del radio de la curva horizontal y la altura de la excavación.
f : Número de estabilidad.
q : Sobrecarga en la superficie del terreno, t/m^2 .
Hc : Máxima altura para la cual el corte es estable, m.
FS : Factor de seguridad.

Tabla 5.1 FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA LA FALLA DEL FRENTE
(CRITERIO ENRIQUE TAMEZ)

SONDEO	H m	P.V.S. t/m ³	c t/m ²	D m	zd m	FS
SM-1	18.81	1.23	2.14	6.10	10.37	0.31
SM-2	19.35	1.22	1.83	6.10	10.37	0.26
SM-3	19.15	1.21	1.65	6.10	10.37	0.24

Tabla 5.2 PRESION FRONTAL OBTENIDA PARA FRENTE CERRADO
(CRITERIO ENRIQUE TAMEZ)

SONDEO	H m	P.V.S. t/m ³	c t/m ²	D m	zd m	FS	Pa t/m ²
SM-1	18.81	1.23	2.14	6.10	10.37	1.50	18.2
SM-2	19.35	1.22	1.83	6.10	10.37	1.50	19.5
SM-3	19.15	1.21	1.65	6.10	10.37	1.50	19.5

SONDEO	H m	P.V.S. t/m ³	c t/m ²	D m	zd m	FS	Pa t/m ²
SM-1	18.81	1.23	2.14	6.10	10.37	2.00	19.5
SM-2	19.35	1.22	1.83	6.10	10.37	2.00	20.5
SM-3	19.15	1.21	1.65	6.10	10.37	2.00	20.4

Tabla 5.3 PRESION FRONTAL OBTENIDA POR EL CRITERIO BROMS Y BENNERMARK

SONDEO	PROF EJE m	P.V.S. t/m ³	Su t/m ²	Fc	Pa t/m ²
SM-1	21.85	1.23	2.14	3.0	20.4
SM-2	22.41	1.22	1.83	3.0	21.9
SM-3	22.21	1.21	1.65	3.0	22.0

SONDEO	PROF EJE m	P.V.S. t/m ³	Su t/m ²	Fc	Pa t/m ²
SM-1	21.85	1.23	2.14	4.0	18.3
SM-2	22.41	1.22	1.83	4.0	20.0
SM-3	22.21	1.21	1.65	4.0	20.3

SONDEO	PROF EJE m	P.V.S. t/m ³	Su t/m ²	Fc	Pa t/m ²
SM-1	21.85	1.23	2.14	5.0	16.1
SM-2	22.41	1.22	1.83	5.0	18.2
SM-3	22.21	1.21	1.65	5.0	18.7

Tabla 5.4 ANALISIS DE LA FALLA DE FONDO EN LA LUMBRERA L3-ICC
(EXCAVACION A CIELO ABIERTO)

D m	c t/m ²	Nc	P.V.S. t/m ³	P.V.L. t/m ³	q t/m ²	Fs
5	5.00	6.81	1.39	0.00	1.00	4.79
6	3.85	6.89	1.29	0.00	1.00	2.28
7	2.13	6.97	1.15	0.00	1.00	2.59
8	2.82	7.05	1.17	0.00	1.00	2.47
9	2.84	7.14	1.17	0.00	1.00	2.26
10	2.87	7.23	1.18	0.00	1.00	2.10
11	2.90	7.31	1.21	0.00	1.00	1.93
12	2.95	7.41	1.23	0.00	1.00	1.80
13	2.98	7.48	1.23	0.00	1.00	1.70
14	3.01	7.57	1.25	0.00	1.00	1.47
15	2.80	7.65	1.15	0.00	1.00	1.08
16	2.58	7.77	1.11	0.00	1.00	1.02
17	2.47	7.82	1.14	0.00	1.00	0.90
18	2.35	7.86	1.15	0.00	1.00	1.01
19	2.80	7.91	1.26	0.00	1.00	1.03
20	3.25	7.96	1.24	0.00	1.00	0.95
21	3.08	8.01	1.23	0.00	1.00	0.86
22	2.90	8.05	1.14	0.00	1.00	0.99
23	3.20	8.09	1.13	0.00	1.00	1.05
24	3.51	8.15	1.18	0.00	1.00	1.06
25	3.81	8.21	1.14	0.00	1.00	1.06
26	3.80	8.25	1.14	0.00	1.00	1.03
27	3.82	8.29	1.13	0.00	1.00	1.02
28	3.89	8.36	1.15	0.00	1.00	1.00
29	3.96	8.41	1.16	0.00	1.00	0.98
30	4.02	8.43	1.19	0.00	1.00	0.87
31	3.78	8.46	1.27	0.00	1.00	0.74
32	3.53	8.49	1.19	0.00	1.00	0.78
33	3.61	8.51	1.14	0.00	1.00	0.81
34	3.69	8.54	1.15	0.00	1.00	0.80
35	3.78	8.57	1.11	0.00	1.00	0.81

Tabla 5.5 ANALISIS DE LA FALLA DE FONDO EN LA LUMBRERA L4-10
(EXCAVACION A CIELO ABIERTO)

D m	c t/m ²	Nc	P.V.S. t/m ³	P.V.L. t/m ³	q t/m ²	Fs
3	6.19	6.67	1.51	0.00	1.00	10.19
4	5.65	6.73	1.34	0.00	1.00	8.32
5	5.11	6.81	1.27	0.00	1.00	7.06
6	5.03	6.89	1.31	0.00	1.00	3.03
7	2.58	6.97	1.13	0.00	1.00	1.30
8	1.33	7.05	1.21	0.00	1.00	1.06
9	1.44	7.14	1.28	0.00	1.00	0.98
10	1.55	7.23	1.16	0.00	1.00	1.08
11	1.65	7.31	1.23	0.00	1.00	0.87
12	1.51	7.41	1.31	0.00	1.00	0.80
13	1.61	7.48	1.27	0.00	1.00	0.82
14	1.70	7.57	1.24	0.00	1.00	0.83
15	1.75	7.65	1.11	0.00	1.00	0.71
16	1.65	7.77	1.13	0.00	1.00	0.63
17	1.55	7.82	1.14	0.00	1.00	0.80
18	2.09	7.86	1.18	0.00	1.00	0.93
19	2.62	7.91	1.22	0.00	1.00	1.10
20	3.36	7.96	1.20	0.00	1.00	1.30
21	4.10	8.01	1.45	0.00	1.00	0.85
22	3.36	8.05	1.14	0.00	1.00	0.81
23	2.62	8.09	1.14	0.00	1.00	0.68
24	2.29	8.15	1.18	0.00	1.00	0.54
25	1.95	8.21	1.17	0.00	1.00	0.69
26	2.54	8.25	1.15	0.00	1.00	0.84
27	3.12	8.29	1.13	0.00	1.00	0.64
28	2.41	8.36	1.22	0.00	1.00	0.66
29	2.75	8.41	1.15	0.00	1.00	0.59
30	2.43	8.43	1.19	0.00	1.00	0.49
31	2.11	8.46	1.18	0.00	1.00	0.67
32	2.97	8.49	1.17	0.00	1.00	0.84
33	3.82	8.51	1.14	0.00	1.00	0.69
34	3.11	8.54	1.12	0.00	1.00	0.67
35	3.08	8.57	1.11	0.00	1.00	0.66

Tabla 5.6 ANALISIS DE LA FALLA DE FONDO EN LA LUMBRERA L3-ICC
(METODO DE FLOTACION)

D m	c t/m ²	Nc	P.V.S. t/m ³	P.V.L. t/m ³	q t/m ²	Fs
5	5.00	6.81	1.39	1.10	1.00	24.29
6	3.85	6.89	1.29	1.10	1.00	15.50
7	2.13	6.97	1.15	1.10	1.00	19.67
8	2.82	7.05	1.17	1.10	1.00	47.68
9	2.84	7.14	1.17	1.10	1.00	80.30
10	2.87	7.23	1.18	1.10	1.00	231.05
11	2.90	7.31	1.21	1.10	1.00	139.66
12	2.95	7.41	1.23	1.10	1.00	120.93
13	2.98	7.48	1.23	1.10	1.00	616.86
14	3.01	7.57	1.25	1.10	1.00	239.47
15	2.80	7.65	1.15	1.10	1.00	7.04
16	2.58	7.77	1.11	1.10	1.00	8.55
17	2.47	7.82	1.14	1.10	1.00	6.53
18	2.35	7.86	1.15	1.10	1.00	7.29
19	2.80	7.91	1.26	1.10	1.00	4.96
20	3.25	7.96	1.24	1.10	1.00	5.00
21	3.08	8.01	1.23	1.10	1.00	4.73
22	2.90	8.05	1.14	1.10	1.00	8.64
23	3.20	8.09	1.13	1.10	1.00	10.09
24	3.51	8.15	1.18	1.10	1.00	7.96
25	3.81	8.21	1.14	1.10	1.00	10.06
26	3.80	8.25	1.14	1.10	1.00	10.29
27	3.82	8.29	1.13	1.10	1.00	10.88
28	3.89	8.36	1.15	1.10	1.00	9.69
29	3.96	8.41	1.16	1.10	1.00	9.15
30	4.02	8.43	1.19	1.10	1.00	6.77
31	3.78	8.46	1.27	1.10	1.00	4.12
32	3.53	8.49	1.19	1.10	1.00	6.19
33	3.61	8.51	1.14	1.10	1.00	9.36
34	3.69	8.54	1.15	1.10	1.00	8.20
35	3.78	8.57	1.11	1.10	1.00	12.68

Tabla 5.7 ANALISIS DE LA FALLA DE FONDO EN LA LUMBRERA L4-10
(METODO DE FLOTACION)

D m	c t/m ²	Nc	P.V.S. t/m ³	P.V.L. t/m ³	q t/m ²	Fs
3	6.19	6.67	1.51	1.10	1.00	25.18
4	5.65	6.73	1.34	1.10	1.00	41.34
5	5.11	6.81	1.27	1.10	1.00	76.09
6	5.03	6.89	1.31	1.10	1.00	48.65
7	2.58	6.97	1.13	1.10	1.00	17.76
8	1.33	7.05	1.21	1.10	1.00	5.36
9	1.44	7.14	1.28	1.10	1.00	4.49
10	1.55	7.23	1.16	1.10	1.00	10.49
11	1.65	7.31	1.23	1.10	1.00	6.28
12	1.51	7.41	1.31	1.10	1.00	4.27
13	1.61	7.48	1.27	1.10	1.00	5.61
14	1.70	7.57	1.24	1.10	1.00	7.95
15	1.75	7.65	1.11	1.10	1.00	5.50
16	1.65	7.77	1.13	1.10	1.00	4.79
17	1.55	7.82	1.14	1.10	1.00	5.92
18	2.09	7.86	1.18	1.10	1.00	5.88
19	2.62	7.91	1.22	1.10	1.00	6.15
20	3.36	7.96	1.20	1.10	1.00	7.85
21	4.10	8.01	1.45	1.10	1.00	2.82
22	3.36	8.05	1.14	1.10	1.00	6.87
23	2.62	8.09	1.14	1.10	1.00	6.04
24	2.29	8.15	1.18	1.10	1.00	4.08
25	1.95	8.21	1.17	1.10	1.00	5.52
26	2.54	8.25	1.15	1.10	1.00	7.81
27	3.12	8.29	1.13	1.10	1.00	7.06
28	2.41	8.36	1.22	1.10	1.00	4.28
29	2.75	8.41	1.15	1.10	1.00	5.66
30	2.43	8.43	1.19	1.10	1.00	3.80
31	2.11	8.46	1.18	1.10	1.00	5.34
32	2.97	8.49	1.17	1.10	1.00	7.53
33	3.82	8.51	1.14	1.10	1.00	8.13
34	3.11	8.54	1.12	1.10	1.00	9.35
35	3.08	8.57	1.11	1.10	1.00	10.19

Tabla 5.8 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA ZANJA ANULAR
EN LA LUMBRERA L3-ICC
(TALUD CONCAVO SIN SOPORTE)

H m	c t/m ²	P.V.S. t/m ³	r	f	q t/m ²	Hc m	FS
5	5.00	1.39	1.44	4.38	1.00	14.33	2.87
6	3.85	1.29	1.20	4.43	1.00	11.72	1.95
7	2.13	1.15	1.03	4.49	1.00	6.56	0.94
8	2.82	1.17	0.90	4.54	1.00	9.26	1.16
9	2.84	1.17	0.80	4.59	1.00	9.40	1.04
10	2.87	1.18	0.72	4.63	1.00	9.57	0.96
11	2.90	1.21	0.65	4.67	1.00	9.57	0.87
12	2.95	1.23	0.60	4.71	1.00	9.68	0.81
13	2.98	1.23	0.55	4.75	1.00	9.85	0.76
14	3.01	1.25	0.51	4.79	1.00	9.91	0.71
15	2.80	1.15	0.48	4.82	1.00	10.02	0.67
16	2.58	1.11	0.45	4.85	1.00	9.48	0.59
17	2.47	1.14	0.42	4.88	1.00	8.81	0.52
18	2.35	1.15	0.40	4.91	1.00	8.29	0.46
19	2.80	1.26	0.38	4.94	1.00	9.37	0.49
20	3.25	1.24	0.36	4.96	1.00	11.39	0.57
21	3.08	1.23	0.34	4.99	1.00	10.82	0.52
22	2.90	1.14	0.33	5.01	1.00	10.99	0.50
23	3.20	1.13	0.31	5.03	1.00	12.47	0.54
24	3.51	1.18	0.30	5.05	1.00	13.39	0.56
25	3.81	1.14	0.29	5.07	1.00	15.20	0.61
26	3.80	1.14	0.28	5.09	1.00	15.26	0.59
27	3.82	1.13	0.27	5.11	1.00	15.48	0.57
28	3.89	1.15	0.26	5.13	1.00	15.65	0.56
29	3.96	1.16	0.25	5.15	1.00	15.91	0.55
30	4.02	1.19	0.24	5.16	1.00	15.80	0.53
31	3.78	1.27	0.23	5.18	1.00	13.88	0.45
32	3.53	1.19	0.23	5.19	1.00	13.74	0.43
33	3.61	1.14	0.22	5.21	1.00	14.77	0.45
34	3.69	1.15	0.21	5.22	1.00	14.97	0.44
35	3.78	1.11	0.21	5.24	1.00	15.99	0.46

Tabla 5.9 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA ZANJA ANULAR
EN LA LUMBRERA L3-ICC
(TALUD CONVEXO SIN SOPORTE)

H m	c. t/m ²	P.V.S. t/m ³	r	f	q t/m ²	Hc m	FS
5	5.00	1.39	1.20	3.23	1.00	10.20	2.04
6	3.85	1.29	1.00	3.00	1.00	7.43	1.24
7	2.13	1.15	0.86	3.00	1.00	3.81	0.54
8	2.82	1.17	0.75	3.00	1.00	5.54	0.69
9	2.84	1.17	0.67	3.00	1.00	5.55	0.62
10	2.87	1.18	0.60	3.00	1.00	5.60	0.56
11	2.90	1.21	0.55	3.00	1.00	5.55	0.50
12	2.95	1.23	0.50	3.00	1.00	5.57	0.46
13	2.98	1.23	0.46	3.00	1.00	5.62	0.43
14	3.01	1.25	0.43	3.00	1.00	5.62	0.40
15	2.80	1.15	0.40	3.00	1.00	5.58	0.37
16	2.58	1.11	0.38	3.00	1.00	5.18	0.32
17	2.47	1.14	0.35	3.00	1.00	4.74	0.28
18	2.35	1.15	0.33	3.00	1.00	4.39	0.24
19	2.80	1.26	0.32	3.00	1.00	5.07	0.27
20	3.25	1.24	0.30	3.00	1.00	6.25	0.31
21	3.08	1.23	0.29	3.00	1.00	5.87	0.28
22	2.90	1.14	0.27	3.00	1.00	5.88	0.27
23	3.20	1.13	0.26	3.00	1.00	6.72	0.29
24	3.51	1.18	0.25	3.00	1.00	7.26	0.30
25	3.81	1.14	0.24	3.00	1.00	8.27	0.33
26	3.80	1.14	0.23	3.00	1.00	8.27	0.32
27	3.82	1.13	0.22	3.00	1.00	8.36	0.31
28	3.89	1.15	0.21	3.00	1.00	8.43	0.30
29	3.96	1.16	0.21	3.00	1.00	8.55	0.29
30	4.02	1.19	0.20	3.00	1.00	8.48	0.28
31	3.78	1.27	0.19	3.00	1.00	7.38	0.24
32	3.53	1.19	0.19	3.00	1.00	7.22	0.23
33	3.61	1.14	0.18	3.00	1.00	7.76	0.24
34	3.69	1.15	0.18	3.00	1.00	7.86	0.23
35	3.78	1.11	0.17	3.00	1.00	8.39	0.24

Tabla 5.10 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA ZANJA ANULAR
EN LA LUMBRERA L4-IO
(TALUD CONCAVO SIN SOPORTE)

H m	c t/m ²	P.V.S. t/m ³	r	f	q t/m ²	Hc m	FS
3	6.19	1.51	2.40	4.24	1.00	16.10	5.37
4	5.65	1.34	1.80	4.31	1.00	16.72	4.18
5	5.11	1.27	1.44	4.38	1.00	16.01	3.20
6	5.03	1.31	1.20	4.43	1.00	15.56	2.59
7	2.58	1.13	1.03	4.49	1.00	8.50	1.21
8	1.33	1.21	0.90	4.54	1.00	3.35	0.42
9	1.44	1.28	0.80	4.59	1.00	3.59	0.40
10	1.55	1.16	0.72	4.63	1.00	4.48	0.45
11	1.65	1.23	0.65	4.67	1.00	4.64	0.42
12	1.51	1.31	0.60	4.71	1.00	3.92	0.33
13	1.61	1.27	0.55	4.75	1.00	4.45	0.34
14	1.70	1.24	0.51	4.79	1.00	4.97	0.35
15	1.75	1.11	0.48	4.82	1.00	5.78	0.39
16	1.65	1.13	0.45	4.85	1.00	5.33	0.33
17	1.55	1.14	0.42	4.88	1.00	4.89	0.29
18	2.09	1.18	0.40	4.91	1.00	7.01	0.39
19	2.62	1.22	0.38	4.94	1.00	8.98	0.47
20	3.36	1.20	0.36	4.96	1.00	12.20	0.61
21	4.10	1.45	0.34	4.99	1.00	12.68	0.60
22	3.36	1.14	0.33	5.01	1.00	12.96	0.59
23	2.62	1.14	0.31	5.03	1.00	9.79	0.43
24	2.29	1.18	0.30	5.05	1.00	8.15	0.34
25	1.95	1.17	0.29	5.07	1.00	6.76	0.27
26	2.54	1.15	0.28	5.09	1.00	9.54	0.37
27	3.12	1.13	0.27	5.11	1.00	12.38	0.46
28	2.41	1.22	0.26	5.13	1.00	8.51	0.30
29	2.75	1.15	0.25	5.15	1.00	10.55	0.36
30	2.43	1.19	0.24	5.16	1.00	8.89	0.30
31	2.11	1.18	0.23	5.18	1.00	7.54	0.24
32	2.97	1.17	0.23	5.19	1.00	11.49	0.36
33	3.82	1.14	0.22	5.21	1.00	15.77	0.48
34	3.11	1.12	0.21	5.22	1.00	12.71	0.37
35	3.08	1.11	0.21	5.24	1.00	12.68	0.36

Tabla 5.11 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LA ZANJA ANULAR
EN LA LUMBRERA L4-10
(TALUD CONVEXO SIN SOPORTE)

H m	c t/m ²	P.V.S. t/m ³	r	f	q t/m ²	Hc m	FS
3	6.19	1.51	2.00	3.60	1.00	13.46	4.49
4	5.65	1.34	1.50	3.43	1.00	12.98	3.25
5	5.11	1.27	1.20	3.23	1.00	11.41	2.28
6	5.03	1.31	1.00	3.00	1.00	10.03	1.67
7	2.58	1.13	0.86	3.00	1.00	5.09	0.73
8	1.33	1.21	0.75	3.00	1.00	1.65	0.21
9	1.44	1.28	0.67	3.00	1.00	1.81	0.20
10	1.55	1.16	0.60	3.00	1.00	2.29	0.23
11	1.65	1.23	0.55	3.00	1.00	2.40	0.22
12	1.51	1.31	0.50	3.00	1.00	1.94	0.16
13	1.61	1.27	0.46	3.00	1.00	2.23	0.17
14	1.70	1.24	0.43	3.00	1.00	2.51	0.18
15	1.75	1.11	0.40	3.00	1.00	2.92	0.19
16	1.65	1.13	0.38	3.00	1.00	2.62	0.16
17	1.55	1.14	0.35	3.00	1.00	2.33	0.14
18	2.09	1.18	0.33	3.00	1.00	3.62	0.20
19	2.62	1.22	0.32	3.00	1.00	4.82	0.25
20	3.36	1.20	0.30	3.00	1.00	6.72	0.34
21	4.10	1.45	0.29	3.00	1.00	7.08	0.34
22	3.36	1.14	0.27	3.00	1.00	7.06	0.32
23	2.62	1.14	0.26	3.00	1.00	5.13	0.22
24	2.29	1.18	0.25	3.00	1.00	4.14	0.17
25	1.95	1.17	0.24	3.00	1.00	3.30	0.13
26	2.54	1.15	0.23	3.00	1.00	4.90	0.19
27	3.12	1.13	0.22	3.00	1.00	6.53	0.24
28	2.41	1.22	0.21	3.00	1.00	4.30	0.15
29	2.75	1.15	0.21	3.00	1.00	5.43	0.19
30	2.43	1.19	0.20	3.00	1.00	4.46	0.15
31	2.11	1.18	0.19	3.00	1.00	3.66	0.12
32	2.97	1.17	0.19	3.00	1.00	5.91	0.18
33	3.82	1.14	0.18	3.00	1.00	8.33	0.25
34	3.11	1.12	0.18	3.00	1.00	6.54	0.19
35	3.08	1.11	0.17	3.00	1.00	6.50	0.19

Tabla 5.12 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA ZANJA ANULAR
EN LA LUMBRERA L3-ICC
(TALUD CONCAVO CON SOPORTE)

H m	c t/m ²	P.V.L. t/m ³	P.V.S. t/m ³	r	f	q t/m ²	Hc m	FS
5	5.00	1.10	1.39	1.44	4.38	1.00	69.27	13.85
6	3.85	1.10	1.29	1.20	4.43	1.00	81.04	13.51
7	2.13	1.10	1.15	1.03	4.49	1.00	145.44	20.78
8	2.82	1.10	1.17	0.90	4.54	1.00	161.26	20.16
9	2.84	1.10	1.17	0.80	4.59	1.00	149.06	16.56
10	2.87	1.10	1.18	0.72	4.63	1.00	139.46	13.95
11	2.90	1.10	1.21	0.65	4.67	1.00	107.01	9.73
12	2.95	1.10	1.23	0.60	4.71	1.00	91.59	7.63
13	2.98	1.10	1.23	0.55	4.75	1.00	90.74	6.98
14	3.01	1.10	1.25	0.51	4.79	1.00	81.63	5.83
15	2.80	1.10	1.15	0.48	4.82	1.00	244.58	16.31
16	2.58	1.10	1.11	0.45	4.85	1.00	1168.42	73.03
17	2.47	1.10	1.14	0.42	4.88	1.00	239.42	14.08
18	2.35	1.10	1.15	0.40	4.91	1.00	186.99	10.39
19	2.80	1.10	1.26	0.38	4.94	1.00	72.97	3.84
20	3.25	1.10	1.24	0.36	4.96	1.00	100.89	5.04
21	3.08	1.10	1.23	0.34	4.99	1.00	99.68	4.75
22	2.90	1.10	1.14	0.33	5.01	1.00	313.17	14.23
23	3.20	1.10	1.13	0.31	5.03	1.00	454.85	19.78
24	3.51	1.10	1.18	0.30	5.05	1.00	209.80	8.74
25	3.81	1.10	1.14	0.29	5.07	1.00	433.20	17.33
26	3.80	1.10	1.14	0.28	5.09	1.00	468.95	18.04
27	3.82	1.10	1.13	0.27	5.11	1.00	547.64	20.28
28	3.89	1.10	1.15	0.26	5.13	1.00	381.96	13.64
29	3.96	1.10	1.16	0.25	5.15	1.00	334.17	11.52
30	4.02	1.10	1.19	0.24	5.16	1.00	215.57	7.19
31	3.78	1.10	1.27	0.23	5.18	1.00	105.88	3.42
32	3.53	1.10	1.19	0.23	5.19	1.00	183.54	5.74
33	3.61	1.10	1.14	0.22	5.21	1.00	442.20	13.40
34	3.69	1.10	1.15	0.21	5.22	1.00	319.87	9.41
35	3.78	1.10	1.11	0.21	5.24	1.00	1368.84	39.11

Tabla 5.13 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA ZANJA ANULAR
EN LA LUMBRERA L3-ICC
(TALUD CONVEXO CON SOPORTE)

H m	c t/m ²	P.V.L. t/m ³	P.V.S. t/m ³	r	f	q t/m ²	Hc m	FS
5	5.00	1.10	1.39	1.20	3.23	1.00	49.32	9.86
6	3.85	1.10	1.29	1.00	3.00	1.00	51.34	8.56
7	2.13	1.10	1.15	0.86	3.00	1.00	84.42	12.06
8	2.82	1.10	1.17	0.75	3.00	1.00	96.42	12.05
9	2.84	1.10	1.17	0.67	3.00	1.00	88.11	9.79
10	2.87	1.10	1.18	0.60	3.00	1.00	81.60	8.16
11	2.90	1.10	1.21	0.55	3.00	1.00	62.04	5.64
12	2.95	1.10	1.23	0.50	3.00	1.00	52.69	4.39
13	2.98	1.10	1.23	0.46	3.00	1.00	51.79	3.98
14	3.01	1.10	1.25	0.43	3.00	1.00	46.25	3.30
15	2.80	1.10	1.15	0.40	3.00	1.00	136.17	9.08
16	2.58	1.10	1.11	0.38	3.00	1.00	637.78	39.86
17	2.47	1.10	1.14	0.35	3.00	1.00	128.81	7.58
18	2.35	1.10	1.15	0.33	3.00	1.00	99.02	5.50
19	2.80	1.10	1.26	0.32	3.00	1.00	39.51	2.08
20	3.25	1.10	1.24	0.30	3.00	1.00	55.36	2.77
21	3.08	1.10	1.23	0.29	3.00	1.00	54.03	2.57
22	2.90	1.10	1.14	0.27	3.00	1.00	167.50	7.61
23	3.20	1.10	1.13	0.26	3.00	1.00	245.16	10.66
24	3.51	1.10	1.18	0.25	3.00	1.00	113.73	4.74
25	3.81	1.10	1.14	0.24	3.00	1.00	235.75	9.43
26	3.80	1.10	1.14	0.23	3.00	1.00	254.05	9.77
27	3.82	1.10	1.13	0.22	3.00	1.00	295.63	10.95
28	3.89	1.10	1.15	0.21	3.00	1.00	205.74	7.35
29	3.96	1.10	1.16	0.21	3.00	1.00	179.64	6.19
30	4.02	1.10	1.19	0.20	3.00	1.00	115.63	3.85
31	3.78	1.10	1.27	0.19	3.00	1.00	56.27	1.82
32	3.53	1.10	1.19	0.19	3.00	1.00	96.52	3.02
33	3.61	1.10	1.14	0.18	3.00	1.00	232.37	7.04
34	3.69	1.10	1.15	0.18	3.00	1.00	167.96	4.94
35	3.78	1.10	1.11	0.17	3.00	1.00	718.46	20.53

Tabla 5.14 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA ZANJA ANULAR
EN LA LUMBRERA L4-10
(TALUD CONCAVO CON SOPORTE)

H m	c t/m ²	P.V.L. t/m ³	P.V.S. t/m ³	r	f	q t/m ²	Hc m	FS
3	6.19	1.10	1.51	2.40	4.24	1.00	59.63	19.88
4	5.65	1.10	1.34	1.80	4.31	1.00	93.97	23.49
5	5.11	1.10	1.27	1.44	4.38	1.00	118.38	23.68
6	5.03	1.10	1.31	1.20	4.43	1.00	99.06	16.51
7	2.58	1.10	1.13	1.03	4.49	1.00	342.25	48.89
8	1.33	1.10	1.21	0.90	4.54	1.00	38.47	4.81
9	1.44	1.10	1.28	0.80	4.59	1.00	25.31	2.81
10	1.55	1.10	1.16	0.72	4.63	1.00	92.52	9.25
11	1.65	1.10	1.23	0.65	4.67	1.00	43.61	3.96
12	1.51	1.10	1.31	0.60	4.71	1.00	24.85	2.07
13	1.61	1.10	1.27	0.55	4.75	1.00	33.04	2.54
14	1.70	1.10	1.24	0.51	4.79	1.00	45.13	3.22
15	1.75	1.10	1.11	0.48	4.82	1.00	494.96	33.00
16	1.65	1.10	1.13	0.45	4.85	1.00	230.93	14.43
17	1.55	1.10	1.14	0.42	4.88	1.00	142.70	8.39
18	2.09	1.10	1.18	0.40	4.91	1.00	105.90	5.88
19	2.62	1.10	1.22	0.38	4.94	1.00	93.44	4.92
20	3.36	1.10	1.20	0.36	4.96	1.00	142.43	7.12
21	4.10	1.10	1.45	0.34	4.99	1.00	52.10	2.48
22	3.36	1.10	1.14	0.33	5.01	1.00	337.06	15.32
23	2.62	1.10	1.14	0.31	5.03	1.00	266.24	11.58
24	2.29	1.10	1.18	0.30	5.05	1.00	127.61	5.32
25	1.95	1.10	1.17	0.29	5.07	1.00	117.80	4.71
26	2.54	1.10	1.15	0.28	5.09	1.00	237.71	9.14
27	3.12	1.10	1.13	0.27	5.11	1.00	516.54	19.13
28	2.41	1.10	1.22	0.26	5.13	1.00	88.56	3.16
29	2.75	1.10	1.15	0.25	5.15	1.00	233.70	8.06
30	2.43	1.10	1.19	0.24	5.16	1.00	122.62	4.09
31	2.11	1.10	1.18	0.23	5.18	1.00	106.27	3.43
32	2.97	1.10	1.17	0.23	5.19	1.00	194.58	6.08
33	3.82	1.10	1.14	0.22	5.21	1.00	511.36	15.50
34	3.11	1.10	1.12	0.21	5.22	1.00	678.27	19.95
35	3.08	1.10	1.11	0.21	5.24	1.00	1009.23	28.84

Tabla 5.15 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LA ZANJA ANULAR
EN LA LUMBRERA L4-10
(TALUD CONVEXO CON SOPORTE)

H m	c t/m ²	P.V.L. t/m ³	P.V.S. t/m ³	r	f	q t/m ²	Hc m	FS
3	6.19	1.10	1.51	2.00	3.60	1.00	49.84	16.61
4	5.65	1.10	1.34	1.50	3.43	1.00	72.99	18.25
5	5.11	1.10	1.27	1.20	3.23	1.00	84.36	16.87
6	5.03	1.10	1.31	1.00	3.00	1.00	63.85	10.64
7	2.58	1.10	1.13	0.86	3.00	1.00	205.00	29.29
8	1.33	1.10	1.21	0.75	3.00	1.00	18.95	2.37
9	1.44	1.10	1.28	0.67	3.00	1.00	12.75	1.42
10	1.55	1.10	1.16	0.60	3.00	1.00	47.32	4.73
11	1.65	1.10	1.23	0.55	3.00	1.00	22.52	2.05
12	1.51	1.10	1.31	0.50	3.00	1.00	12.28	1.02
13	1.61	1.10	1.27	0.46	3.00	1.00	16.55	1.27
14	1.70	1.10	1.24	0.43	3.00	1.00	22.79	1.63
15	1.75	1.10	1.11	0.40	3.00	1.00	250.00	16.67
16	1.65	1.10	1.13	0.38	3.00	1.00	113.46	7.09
17	1.55	1.10	1.14	0.35	3.00	1.00	67.95	4.00
18	2.09	1.10	1.18	0.33	3.00	1.00	54.74	3.04
19	2.62	1.10	1.22	0.32	3.00	1.00	50.09	2.64
20	3.36	1.10	1.20	0.30	3.00	1.00	78.45	3.92
21	4.10	1.10	1.45	0.29	3.00	1.00	29.10	1.39
22	3.36	1.10	1.14	0.27	3.00	1.00	183.64	8.35
23	2.62	1.10	1.14	0.26	3.00	1.00	139.52	6.07
24	2.29	1.10	1.18	0.25	3.00	1.00	64.93	2.71
25	1.95	1.10	1.17	0.24	3.00	1.00	57.46	2.30
26	2.54	1.10	1.15	0.23	3.00	1.00	122.17	4.70
27	3.12	1.10	1.13	0.22	3.00	1.00	272.59	10.10
28	2.41	1.10	1.22	0.21	3.00	1.00	44.70	1.60
29	2.75	1.10	1.15	0.21	3.00	1.00	120.19	4.14
30	2.43	1.10	1.19	0.20	3.00	1.00	61.51	2.05
31	2.11	1.10	1.18	0.19	3.00	1.00	51.55	1.66
32	2.97	1.10	1.17	0.19	3.00	1.00	100.14	3.13
33	3.82	1.10	1.14	0.18	3.00	1.00	270.29	8.19
34	3.11	1.10	1.12	0.18	3.00	1.00	349.05	10.27
35	3.08	1.10	1.11	0.17	3.00	1.00	517.14	14.78

CAPITULO V

FIGURAS

ANALISIS DE TUNEL Y LUMBRERAS

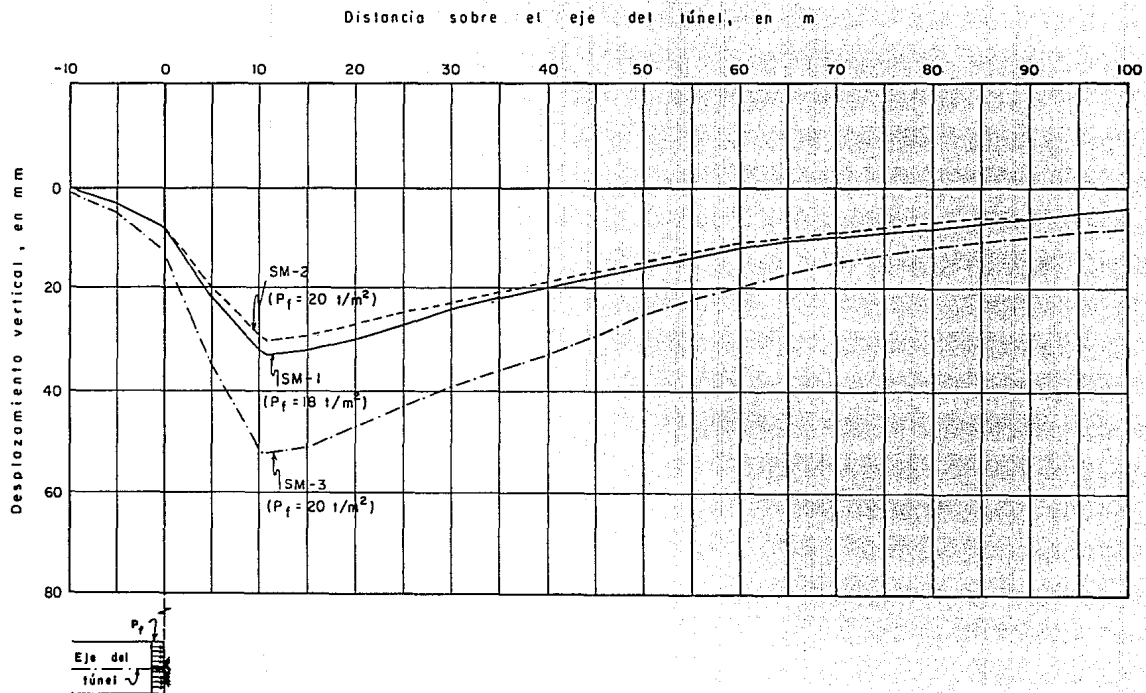


Fig. 5.1 Perfil teórico del asentamiento longitudinal al eje del túnel

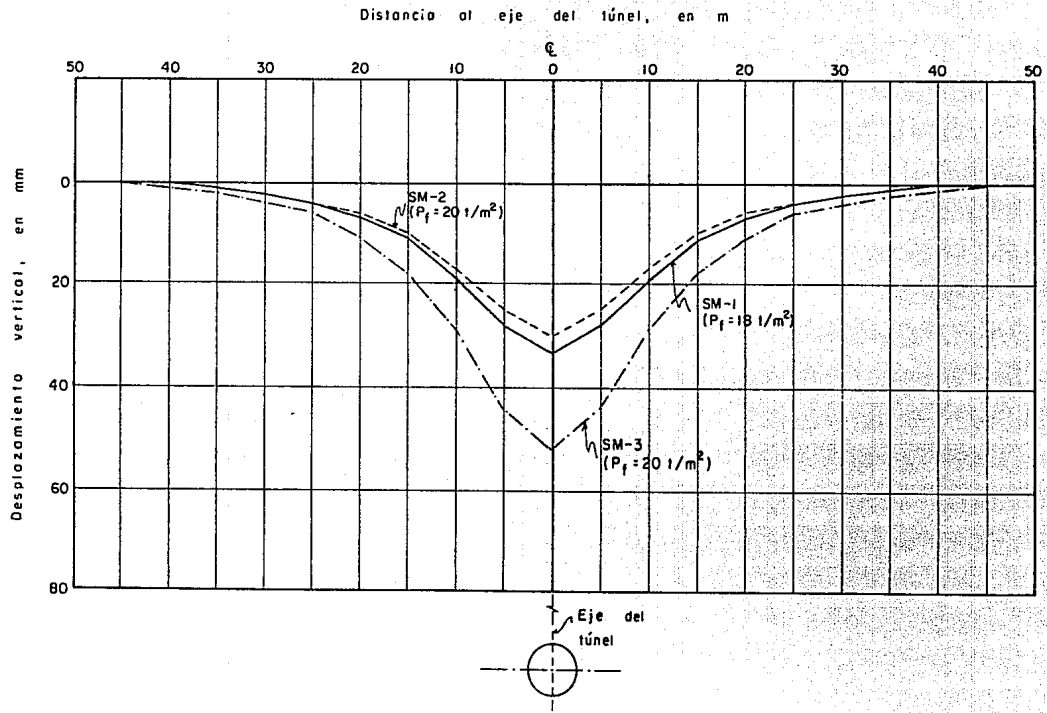


Fig. 5.2 Perfil teórico del asentamiento transversal al eje del túnel

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

De los análisis de estabilidad y deformaciones del túnel y de las lumbreras, se hacen las siguientes conclusiones:

- a) La excavación del túnel con un escudo de frente abierto se desecha, debido a que el análisis de estabilidad, a partir del criterio de E. Tamez, arroja un FS menor que 1.0, para el túnel con una profundidad promedio de la clave de 19.10 m.
- b) El procedimiento apropiado para la excavación del túnel es el de escudo de frente cerrado. En efecto, aplicando una presión frontal de 18 t/m² en el tramo inicial de 200 metros y de 20 t/m² para el tramo restante, el factor de seguridad es de 1.5, con el criterio de E. Tamez, y el factor de estabilidad es de 4.0, con el criterio de Broms y Bennermark (tablas 5.1 a 5.3), valores para los que se tiene buena experiencia en el subsuelo de la Zona del Lago de la Ciudad de México.

- c) Las deformaciones en la superficie del terreno, producidas por la relajación de esfuerzos en el frente del túnel, de 33 mm en las cercanías del sondeo SM-1, de 30 mm cerca del sondeo SM-2, y 52 mm en el tramo del SM-3 son aceptables, incluso por las instalaciones a lo largo de las calles. Las deformaciones aumentan hacia el oriente, hacia donde disminuye la resistencia de los suelos.
- d) De los análisis de falla de fondo para la excavación a cielo abierto con ademe, se desecha éste procedimiento, ya que el factor de seguridad es menor que la unidad, a 17 m en la lumbrera L3-ICC y a 9 m en la L4-IO. En cambio con la excavación por el método de flotación el factor de seguridad se mantiene siempre mayor que 1.0. Las tablas 5.4 a 5.7 muestran estos resultados. La experiencia al respecto, en la Ciudad de México, indica apropiado la utilización de lodos con densidad relativa de 1.10.
- e) Los resultados del análisis de estabilidad de la zanja anular (tablas 5.8 a 5.15), se concluye que su excavación sin el soporte de lodos bentoníticos es inestable, ya que el factor de seguridad es menor que la unidad; por lo tanto, se requiere el empleo y control de la excavación, mediante lodos.
- f) En cuanto a la estabilidad de las lumbreras por flotación, se concluye que los factores de seguridad obtenidos de 1.16 y 1.25 para las lumbreras L3-ICC y L4-IO, respectivamente, son aceptables.

Para finalizar, cabe hacer notar que el proyecto y construcción de estos tipos de obras deben apoyarse en una investigación del subsuelo a propósito, que sea suficiente y confiable. Así mismo, es muy importante llevar a cabo las mediciones necesarias para conocer el comportamiento, a corto y largo plazo, tanto de dichas obras, como de las

construcciones vecinas y del subsuelo, con objeto de aplicar oportunamente las medidas correctivas a que hubiera lugar, ganar experiencia y valorar y/o corregir la teoría existente.

REFERENCIAS

- 1) *TAMEZ E.*
Mecanismo simplificado de falla, estabilidad del frente.
Manual de Diseño y Construcción de Túneles.
Elaborado para COVITUR, Diciembre, 1985.

- 2) *RALPH B, PECK R.*
Deep excavations and tunneling in soft ground.
University of Illinois, 1969.

- 3) *RESENDIZ D, ROMO M.*
Settlements upon soft-ground tunneling.
Theoretical Solution.
Universidad Nacional Autónoma de México.

- 4) *XANTHAKOS P.*
Slurry Walls
Consulting Engineer
McGraw Hill, 1979.

-
- 5) *TAMEZ E, SANTOYO E.*
Manual de Diseño Geotécnico, volumen 1, 1987.
Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, DDF.
- 6) *AR INGENIEROS CIVILES, S.A.*
Proyecto geotécnico para la construcción de túneles y lumbreras del Interceptor Oriente Sur del Sistema de Drenaje Profundo de la ciudad de México.
- 7) *MOFAL CONSULTORES, S.C.*
Proyecto ejecutivo del túnel semiprofundo Canal Nacional - Canal de Chalco, tramo de lumbrera 2 a 5 (Cad. 1+499 al 5+796).
Diciembre, 1987.
- 8) *GEOTEC, S.A.*
Estudio del Subsuelo e Instrumentación Complementaria en los Tramos de Túnel de los Interceptores Centro-Centro y Oriente, Localizados entre las Lumbreras L2-ICC y L4-IO.
Diciembre, 1987.