



2ej 150

**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

**ANALISIS DE MECANICA DE SUELOS PARA EL
ENTUBAMIENTO DE UN CANAL SUPERFICIAL**

TRABAJO ESCRITO

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

María del Carmen Salazar Palmer

MEXICO. D. F.

1981



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

INDICE

I. Introducción	1
II. Exploración del Subsuelo	4
III. Pruebas de Laboratorio	6
IV. Características Estratigráficas y Físicas del Subsuelo.	
Sondeo M-1	8
Sondeo M-2	10
V. Análisis para la Excavación.	
a) Por medio de Taludes	15
b) Ademada	17
c) Túnel	19
VI. Procedimiento Constructivo.	
a) Ademado	23
b) Túnel	25
VII. Conclusiones	27
Anexo I	28
Anexo II	33
Anexo III	44
Bibliografía	

I. INTRODUCCION

El propósito de este trabajo es el analizar el entubamiento de un canal superficial que se encuentra al Sur de la Cuenca del Valle de México.

La Cuenca del Valle de México ha sido dividida en subcuencas; la que corresponde a la zona sur es la Subcuenca Xochimilco-Tlahuac y sus límites al suroeste son las montañas de la Sierra de las Cruces y Zempoala y al sur la Sierra Chichinautzin. La parte sureste de la cuenca está limitada por las Sierras Nevada y de Río Frío. Desaguan en ella los ríos Ameca, Milpa Alta, San Lucas y San Buenaventura.

En tiempos antiguos existía un sólo lago formado por los de Xochimilco, Tlahuac, Mixquic y Chalco.

En la parte Sur y Sureste de la Cuenca se encuentran aún algunos manantiales de agua potable que por algún tiempo fueron suministro de la Ciudad de México.

En la zona Sur, principalmente en la vecindad de las faldas de las montañas, hay áreas de recarga de los acuíferos que nutren los manantiales de esa zona.

Las características de las formaciones en la Subcuenca Xochimilco-Tlahuac son diferentes a las de la zona Metropolitana, pues las condiciones de formación fueron un poco diferentes; por ejemplo, aparecen formaciones clásticas más gruesas que en la Ciudad debido a que los centros eruptivos recientes se encuentran al Sur del Valle. Se localiza con mucha frecuencia arena volcánica estratificada con arcilla de origen lacustre integrando una estratigrafía completamente diferente a la encontrada en los Lagos de Texcoco y de la Ciudad de México.

Es importante hacer notar que el contenido de agua medio de las formaciones compresibles en esta zona es menor que el obtenido en la parte central del área urbana.

De lo anterior se deduce que los conceptos geotécnicos aplicables en los Lagos de la Ciudad de México y Texcoco no son aplicables a los Lagos de Xochimilco y Chalco pero, debido a que desde el punto de vista del Reglamento del Distrito Federal los lagos siguen siendo zonas de alta compresibilidad su diseño estará regido por las normas de dicho Reglamento.

El canal al que se le hace el estudio de Mecánica de Suelos tiene las siguientes características : un ancho máximo en la superficie de 8.0 m , la profundidad máxima del agua es de 2.5 m ; en las margenes derecha e izquierda existen bordos con ancho de 4.0 m y altura de 40 cm ; además se tiene un espacio libre de los bordos a los predios vecinos de 3.0 m. La longitud del canal es de seis kilómetros.

Debe tomarse en cuenta que en la margen izquierda existe un camino que no se puede obstaculizar y en la margen derecha se encuentran milpas que no se pueden invadir.

La sección que se pretende para el entubamiento del canal es la de un cajón de concreto de 4.0 m por lado a una profundidad de 9.0 metros.

Con estas características y limitaciones se programaron la exploración, los ensayos de laboratorio y los tipos de análisis para el proyecto que son los siguientes temas de este trabajo.

II.

EXPLORACION DEL SUBSUELO.

Los mantos arcillosos que se encuentran en el área urbana de la ciudad de México, la del Lago de Texcoco y el fondo de los Lagos de Chalco y Xochimilco, no presentan dificultad mayor para muestrearlos y determinar propiedades mecánicas. El sondeo de penetración estándar resulta valioso, no tanto por la estimación de la resistencia a partir del número de golpes, sino para que de las muestras se puede obtener la identificación de campo, del material en cuestión en húmedo y en seco, y por la determinación sistemática del contenido de agua natural.

Pero no obstante que las arcillas blandas de Xochimilco y Chalco son del mismo origen que las de la Ciudad de México, no está demostrada la correspondencia de propiedades entre ellas; en consecuencia, la evaluación de resistencia y compresibilidad con base en el contenido de agua natural puede no ser confiable. Para ello, se recomienda obtener muestras inalteradas con tubos de pared delgada, de 4 a 6 pulgadas de diámetro y someterlas a los ensayos convencionales. En este caso, la de compresión simple además de la determinación de propiedades índice.

Debido a que la profundidad media del cajón es de 9.0 m , se proponen exploraciones mixtas a 20 m de profundidad. Según el Reglamento del Distrito Federal para esta zona y tipo de estructura se requieren de una exploración por cada 100 m de perímetro, o sean, 120 exploraciones, número que es excesivo, por lo que se recomiendan exploraciones a cada 500 m, o sean, 13 sondeos. Salvo que los resultados de los 13 sondeos sean muy disímolos en cuyo caso deberán hacerse más.

III.

PRUEBAS DE LABORATORIO

Todas las muestras fueron enviadas al laboratorio donde se sometieron a las siguientes pruebas índices :

- a) Clasificación manual y al tacto, en húmedo y en seco, siguiendo las normas de SUCS que en materiales finos atiende a su característica de plasticidad y en suelos gruesos al tamaño de sus granos.

- b) Contenido natural de agua, mediante secado al horno de temperatura constante $105 \pm 5^\circ$ C durante un

tiempo mínimo de doce horas.

- c) Límites de plasticidad en suelos finos con el fin de definir su clasificación y sus características de plasticidad, así como para tener una idea del estado de esfuerzos a que han estado sometidos.

Con objeto de conocer directamente las propiedades mecánicas de los suelos, a las muestras inalteradas se les sometió a los siguientes ensayos :

- d) Pruebas de resistencia al esfuerzo cortante mediante torcómetro (Veleta de laboratorio) y ensayos de compresión simple para evaluar los parámetros de resistencia al corte.
- e) Determinaciones del peso volumétrico natural del suelo, mediante el cual se conocerá la magnitud de las descargas producto de excavaciones y la distribución de presiones con la profundidad, debido al peso propio del suelo.
- f) Determinación de la densidad de sólidos que se requiere para calcular la relación de vacíos.

IV. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO

De acuerdo con los trabajos de campo y ensayos de laboratorio se definieron trece perfiles estratigráficos, pero debido a que presentan cierta similitud se escogieron los perfiles - que se muestran en las figuras I y II como los más representativos y cuya secuencia es la siguiente :

Sondeo M-1

Superficialmente y hasta 1.0 m de profundidad se encontró material de relleno orgánico. A partir de 1.0 m y hasta aproximadamente 1.9 m se tiene arcilla de alta compresibilidad con contenido de agua de 230% en promedio, Límite Plástico de 60%, Límite Líquido de 400%.

De 1.9 a 2.8 m se tiene un estrato de limo de 50 cm de espesor, con contenido de agua de 75% y $N=12$ (resistencia a la penetración), así como un estrato de arena limosa de 40 cm de espesor con contenido de agua de 60% y $N=25$ (compacidad mediana y ϕ de 30° a 34° para N de 10 a 30).

De 2.8 a 4.8 m se tiene un limo de alta compresibilidad con contenido de agua de 50% en promedio , $LP = 40\%$ y $LL = 60\%$.

De 4.8 a 6.7 m se tiene un estrato de limo arenoso y un estrato de arena limosa con contenido de agua del 10% y N de 19 a 25 .

De 6.7 a 8.9 m arcilla de alta compresibilidad con contenido de agua de 220%, $LP = 50\%$, $LL = 390\%$ y N de 2 y $1/50$, consistencia muy blanda (normalmente consolidada).

De 8.9 a 10.5 m CH con contenido de agua de 170% y N de 2 y 1.

De 10.5 a 12 m CH con contenido de agua de 100% , $LP = 30\%$, $LL = 100\%$ y $N = 1/50$ (normalmente consolidada).

De 12.0 a 13.2 m CH con contenido de agua de 50%,
LP = 30%, LL = 120% (preconsolidada).

De 13.2 a 15.4 m se tiene arena limosa con N de
27 y 10 con contenido de agua de 30% en promedio,
compacidad mediana (\emptyset de 30° a 34°).

De 15.4 a 18.3 m se tiene arcilla de alta compre-
sibilidad con contenido de agua de 120%, LP = 30%
y LL = 160%, N de 2 y 1.

De 18.3 a 20 m se tiene un limo de alta compresibi-
lidad con contenido de agua de 70%, LP = 40% y
LL = 100%.

Sondeo M-2

Superficialmente y hasta 1 m de profundidad se en-
contró material de relleno orgánico. A partir de
1 m hasta 1.9 m se tiene limo de alta compresibi-
lidad con contenido de agua de 80% en promedio,
LP = 60% y LL = 110%.

De 1.9 a 2.9 m se tiene un estrato de limo arenoso
de 50 cm de espesor con contenido de agua de 90% y
N=36 de compacidad compacta (\emptyset = 34°) y un estrato
de arena limosa con contenido de agua de 130% y
N = 9 (compacidad suelta, \emptyset = 30°).

De 2.9 a 4.3 m se tiene arcilla de baja compresibilidad con contenido de agua de 50% en promedio con LL= 50%, LP = 30% y N = 13 (consistencia compacta).

De 4.3 a 4.8 m se tiene un estrato de limo y arena con contenido de agua de 50% y N=16 (compacidad mediana, $\phi = 32^\circ$).

De 4.8 a 6.5 m CH con contenido de agua de 100% , LL = 130%, LP = 40% y N de 10 y 5 (medianamente compacta).

De 6.5 a 9.6 m CH con contenido de agua de 330%, LP = 60% , LL = 360% y N de 4 y 5 (medianamente compacta).

De 9.5 a 11.4 m se tienen estratos de limo y arena limosa con contenido de agua de 50% y N = 14 (compacidad mediana, $\phi = 31^\circ$).

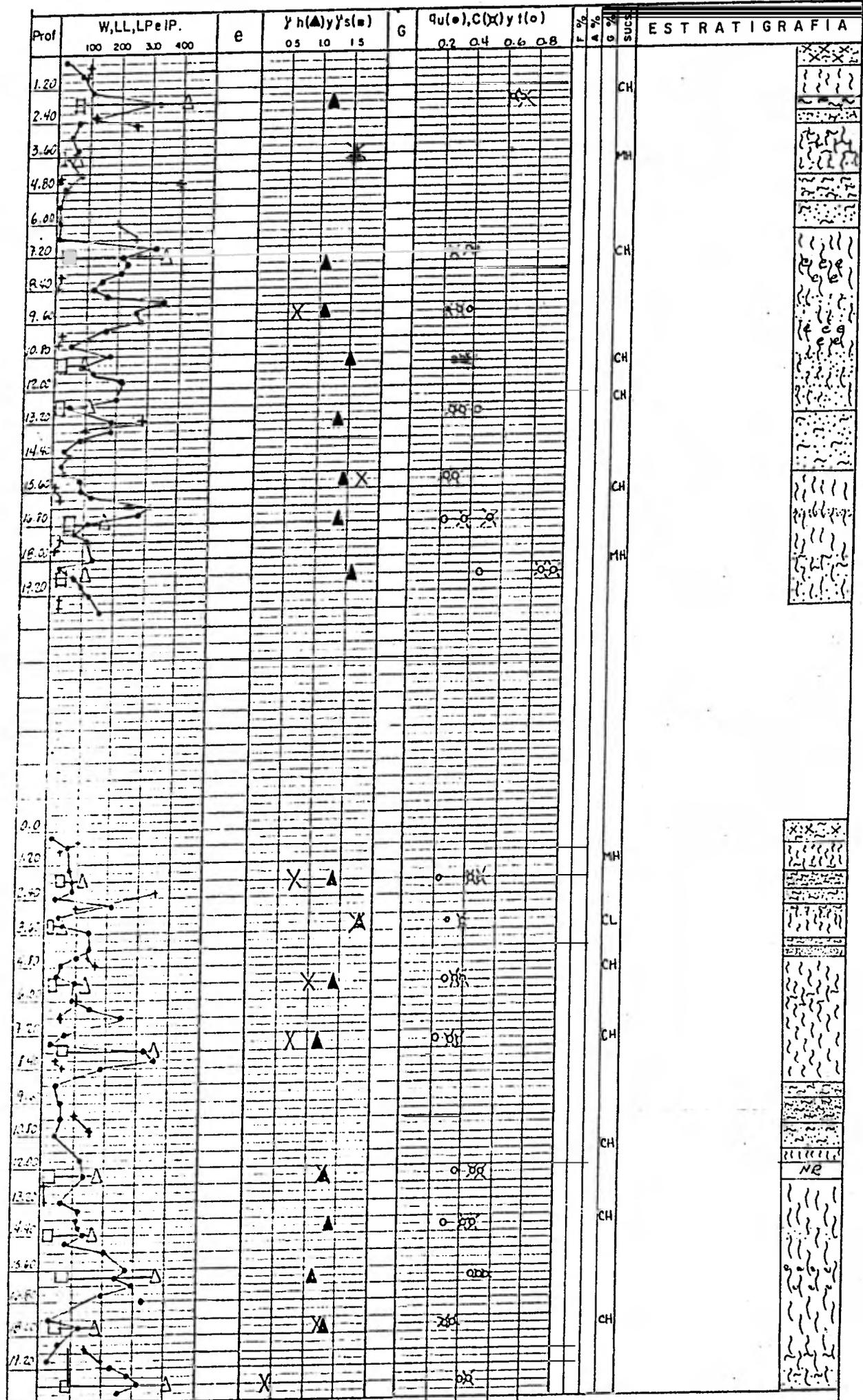
De 11.4 a 13 m CH con contenido de agua de 140% , LL = 180% y LP = 30%.

De 13 a 15 m CH con contenido de agua de 120% , LL = 140% y LP = 40% .

De 15 a 17 m CH con contenido de agua de 250%, LL = 370% y LP = 70%.

De 17 a 19 m CH con contenido de agua de 130% ,
LL = 190% y LP = 50% .

De 19 a 20 m CH con contenido de agua de 320 % ,
LL = 420% y LP = 90% .



- W, Contenido de humedad (%)
- △ LL, Limite Líquido (%)
- LP, Limite Plástico (%)
- ◇ IP, Índice de Plasticidad (%)
- e, Relación de vacíos
- G, Grado de saturación (%)
- ▲ γh, Peso volumétrico húmedo (Ton/m³)
- γs, Peso volumétrico seco (Ton/m³)
- X Ss, Densidad de sólidos
- qu, Resistencia a la compresión (Kg/cm²)
- X C, Cohesión (Kg/cm²)
- l, Resistencia al corte con tarvane (Kg/cm²)
- F% Porcentaje de finos
- A% Porcentaje de arena
- G% Porcentaje de grava
- + - - Número de golpes
- φ - Ángulo de fricción interna
- XXX RELLENO
- GRAVA
- ARENA
- ARCILLA
- LIMO

FIG. 1 y 2

Los resultados de las propiedades mecánicas y de las pruebas índice que se efectuaron en las muestras, se pueden resumir en la siguiente tabla :

Sondeo M-1

Prof (m)	γ_h (T/m ³)	C (T/m ²)	T (T/m ²)	ω %	Ss	LL %	LP %
1.5	1.18	6.3	6.8		220	400	60
3.6	1.5			6.2	50	70	30
7.4	1.2	2.8	3.6	4.0	220	390	60
9.3	1.19	2.3	3.1	3.5	260		
11.2	1.5	3.2	3.5	2.9	90	90	30
13.0	1.3	3.0	3.4	4.2	60	120	30
15.2	1.5	2.0	2.5		90		
16.8	1.38	3.7	5.1	2.1	120	160	30
18.7	1.55	8.5	9.2	4.5	80	100	40

Sondeo M-2

1.7	1.38	4.5	5	2.3	90	2.3	110	60
3.4	1.78	3.8	4	2.8	40	2.7	40	30
5.5	1.43	3.7	4.2	3.3	100	2.4	130	40
7.7	1.17	3.5	3.7	2.2	330	2.3	360	60
12.2	1.38	5	5.3	3.7	140	2.5	180	30
14.1	1.4	4.3	4.6	2.8	120		140	40
15.9	1.2	5.2	5.7	4.9	250		370	70
17.9	1.39	3.2	3.6		130	2.5	190	50
19.7		4.3		4.1	320	2.18	420	90

El Nivel de Aguas Freáticas se encontró en todos los sondeos a 1.0 m de profundidad.

Atendiendo a la estratigrafía obtenida de los sondeos M-1 y M-2 y a las propiedades que se aprecian en la tabla, se hicieron los siguientes perfiles estratigráficos I y II para, así simplificados, trabajar en ellos.

PERFIL ESTRATIGRAFICO I

0.0	Relleno orgánico $\gamma = 1.5 \text{ t/m}^3$			
1.0				
1.9	Ch	A	$\gamma_m = 1.18$	$C = 6.3 \text{ t/m}^2$
2.8	SM	B	$\gamma_m = 1.4$	$\phi = 32^\circ$
4.8	MH	C	$\gamma_m = 1.5$	$C = 6.0$
6.7	SM	D	$\gamma_m = 1.4$	$\phi = 34^\circ$
10.5	CH	E	$\gamma_m = 1.2$	$C = 2.8$
12.0	CH	F	$\gamma_m = 1.5$	$C = 3.2$
13.2	CH	G	$\gamma_m = 1.3$	$C = 3.0$
15.4	SM	H	$\gamma_m = 1.5$	$\phi = 32^\circ$
18.3	CH	I	$\gamma_m = 1.4$	$C = 3.7$
20.0	MH	J	$\gamma_m = 1.55$	$C = 8.5$

PERFIL ESTRATIGRAFICO II

0.0	Relleno orgánico		$\gamma = 1.5 \text{ T/m}^3$	
1.0				
	MH	A	$\gamma_m = 1.38$	$C = 4.5 \text{ T/m}^2$
1.9				
	SM	B	$\gamma_m = 1.4$	$\emptyset = 34$
2.9				
	CL	C	$\gamma_m = 1.78$	$C = 3.8$
4.3				
	SM	D	$\gamma_m = 1.4$	$\emptyset = 32$
4.8				
	CH	E	$\gamma_m = 1.43$	$C = 3.7$
6.5				
	CH	F	$\gamma_m = 1.17$	$C = 3.5$
9.5				
	SM	G	$\gamma_m = 1.5$	$\emptyset = 31$
11.4				
	CH	H	$\gamma_m = 1.38$	$C = 5.0$
13.0				
	CH	I	$\gamma_m = 1.4$	$C = 4.3$
15.0				
	CH	J	$\gamma_m = 1.2$	$C = 5.2$
17.0				
	CH	K	$\gamma_m = 1.39$	$C = 3.2$
19.0				
	CH	L	$\gamma_m = 1.15$	$C = 4.3$
20.0				

V.

ANALISIS PARA LA EXCAVACION

Para poder hacer el análisis para la excavación se estudia el comportamiento de la estructura :

A la profundidad de 9.0 m se tiene una presión de :

Agua :	2.5m x 1 ton/m ³	= 2.5 ton/m ²
Material:	6.5m x 1.5 ton/m ³	= 9.75 ton/m ²
		<hr/>
	Presión	= 12.25 ton/m ²

Al efectuar el entubamiento o condición final :

Dos losas :		= 2.0 ton/m ²
5 m de relleno	5.0m x 1.6 ton/m ³	= 8.0 ton/m ²
		<hr/>
		10.0 ton/m ²

Por lo tanto, se tiene una estructura sobrecompensada, pero según el Reglamento (269,1) no se permite una sobrecompensación superior a 1.5 ton/m^2 , por lo que se requerira de una sobrecarga, que se puede tener con área verde, con un espesor un poco mayor de relleno o con concreto.

Debido a las características y limitaciones del proyecto, se escogieron tres alternativas para el entubamiento.

- a) Excavación por medio de taludes
- b) Excavación ademada
- c) Tuneleo

A) Excavación por medio de taludes

Por las dimensiones del canal y las limitaciones de los predios vecinos, la excavación por medio de taludes debe tener una profundidad aproximada de 9.5 m para colocar una plantilla de material estabilizante y poder construir la sección requerida de $4 \times 4 \text{ m}$. Así mismo, el ancho libre de la excavación debe ser de por lo menos 5 m para poder trabajar en ella y dejar en la superficie un espacio libre para maquinaria y personal. Se llega así a taludes que como máximo deben tener un ángulo de 60° .

Análisis de Estabilidad del Talud

El método utilizado es el de dovelas para suelos estratificados. Los momentos motor y resistente totales se obtienen como suma de los parciales calculados. Con ellos se obtiene el Factor de Seguridad correspondiente al círculo de falla elegido que no debe ser menor de 1.5

Debido a que el ángulo del talud es mayor de 53° la superficie de falla más crítica posible pasa por el pie del talud.

Ya que se trata de una excavación provisional, de vida corta, el análisis se hizo considerando el momento al fin de la excavación como el crítico, efectuando el cálculo de estabilidad en base a esfuerzos totales.

Como el primer metro es relleno orgánico y sus características y propiedades son muy erráticas, se le tomó en cuenta como sobrecarga con un peso volumétrico de 1.5 ton/m^3 ; Además, por Reglamento, se considerará una sobrecarga uniforme de 1.5 ton/m^2 .

Los cálculos de los taludes para los perfiles I y II se encuentran en el anexo I, en los cuales se obtienen Factores de Seguridad inferiores a 1.5 lo que hace la excavación a base de taludes imposible.

b) Excavación Ademada

Debido a que se trata de una excavación de carácter temporal y la alternativa de tender taludes es imposible, se recurre al procedimiento de excavar en tramos ademados de una longitud de 9.5 m con profundidad de 12 m dejando un área para trabajo con ancho de 5 m.

Para el caso de ademes no es posible sostener la hipótesis de distribución lineal con las teorías de Rankine y Coulomb y es necesario recurrir a métodos prácticos de naturaleza empírica. Se utilizará la envolvente de presión de tierra en ademes que retienen arcillas suaves y medias propuesta por Terzaghi.

La falla de fondo es otro aspecto importante en una excavación; ésta se presenta cuando la carga vertical en el extremo inferior de la excavación vence la resistencia al corte del suelo produciendo un levantamiento súbito del fondo de la excavación y un hundimiento en el exterior.

La seguridad de la excavación contra falla de fondo se calcula mediante la fórmula :

$$F.S. = \frac{cNc}{\gamma Df + q}$$

La falla de fondo sólo puede ocurrir en excavaciones ademadas,

en que la falla de taludes está restringida; sin embargo, la distorsión que la falla de fondo provoca, puede llevar a la excavación a un colapso más general.

Al efectuar la excavación y al encontrarse un manto arenoso acuífero, la presión neutral no cambia y puede presentarse el problema de subpresión provocando una falla.

Las expansiones se calcularon con la fórmula de Steinbrenner de expansiones elásticas para una superficie rectangular flexible. Debido a que se trata de un suelo estratificado, la expansión se obtuvo por suma de los parciales de cada estrato.

Aunque el ademe impide el flujo radial y permite solo el vertical mucho más lento, usando pozos de bombeo para abatir las presiones neutras en puntos específicos y en las zonas próximas a ellos para constituir una verdadera pantalla de depresión en torno a la excavación que intercepte el flujo horizontal, se logra así que la expansión no alcance valores de consideración.

Los cálculos del empuje, la obtención del valor de las presiones en los puntales, los cálculos de falla de fondo, subpresión y expansiones se encuentran en el anexo II.

C) Túnel

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

Los cambios de estados de esfuerzos que produce la excavación no pueden ocurrir sin deformación en el medio, cuando hay revestimientos, éstos se deforman también.

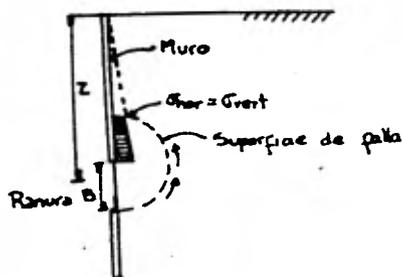
La excavación produce cambios en las presiones de poro del agua en su vecindad; como el túnel representa siempre una zona a la presión atmosférica, invariablemente el agua tenderá a fluir hacia su interior.

En las arcillas, el parámetro más significativo suele ser la resistencia al esfuerzo cortante o su relación con la presión sobre el techo; de hecho existe una liga muy estrecha entre la anterior relación y las condiciones de estabilidad del túnel. Cuando la relación anterior es pequeña, la galería es inestable y debe ser ademada; para valores crecientes de la relación considerada, la galería puede reducirse por flujo plástico de la arcilla, pero a partir de ciertos valores se torna muy estable, por más que algunas arcillas muy duras puedan tener problemas de expansión. Las resistencias altas suelen ser indicio de preconsolidación, y por ende, anuncio de posibles problemas de expansión o de fisuración y aún agrieta

miento

Cuando un túnel en arcilla no es ademado adecuadamente, el material de las paredes, piso y techo fluye lentamente y - tiende a cerrar la excavación. Se dice entonces que fluye plásticamente.

En las arcillas, las condiciones de estabilidad del frente de ataque dependen de la resistencia no drenada de las mismas; la resistencia a largo plazo, en término de esfuerzos - efectivos, sólo tendrá importancia si el frente se deja ex- puesto y sin soporte durante mucho tiempo.



$$\sigma_z = \gamma z$$

Supuesta una superficie cilíndrica de falla como la que se muestra, la falla de la arcilla ocurre cuando la presión vertical total correspondiente al centro de la ranura horizontal llega a exceder 6.28 veces el valor de c_u , resistencia no drenada de la arcilla. Si la ranura se transformase en un orificio circular, la relación anterior se elevaría a 7.5.

Si el ancho de la ranura fuera grande en comparación a la profundidad a que está situada, el valor crítico de la relación anterior resulta ser :

$$\left(\frac{\sigma_z}{c_u} \right)_{crit} = \frac{2 \frac{z}{B} + \pi - 1}{1 + \frac{B}{6z}}$$

La relación σ_z / c_u se denomina factor o relación de sobre-carga.

Cuando la resistencia de la arcilla aumenta con la profundidad la falla en la ranura ocurre cuando $\sigma_z > 6 c_u$ (para $z/B < 4$ ó 5).

Las arcillas duras y fisuradas pueden resultar muy sensibles a los procesos de deformación que acompañan a las redistribuciones de esfuerzos, por lo que pueden presentar signos de inestabilidad en el frente para valores $\frac{\sigma_z}{c_u} < 6$

La arcilla fluye hacia la excavación en el frente de ataque de un túnel; cuanto lo haga depende del procedimiento de construcción, de la velocidad de avance, de la rigidez de la arcilla y de la relación σ_z / c_u . Si σ_z / c_u es menor que 2 ó 3 probablemente los movimientos serán pequeños y de naturaleza más bien elástica; para valores más allá de ese límite comienzan las grandes deformaciones plásticas.

Para el cálculo de las presiones se utilizaron los métodos elásticos, plásticos, de Terzaghi, de Protodyakonov y de Bierbaumer; también se analiza la estabilidad del frente del túnel. Todos estos cálculos se encuentran en el anexo III.

VI. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LAS ALTERNATIVAS
EXCAVACION ADEMADA Y TUNEL.

Para poder realizar la excavación, el cauce natural se debe desviar; es decir, se debe extraer el agua que circula hacia un canal auxiliar y se puede hacer conforme se avanza en las etapas constructivas o en una forma total. Para extraer el agua se pueden poner costales como retención para confinar el agua. Ya seco el cauce original se podrán empezar las etapas de excavación :

1.) Ademado

El procedimiento constructivo de la excavación con ademe se analiza tomando en cuenta los siguientes factores :

- La profundidad de excavación es de 9.5 m con una longitud de 6 km.
- La estructura de retención de la excavación debe garantizar la estabilidad de la excavación.
- Las diferentes etapas de excavación y construcción del canal se deben realizar de tal manera que garanticen factores de seguridad adecuados contra falla de fondo y expansiones.

Procedimiento :

- a) Se hincan verticalmente una serie de viguetas de acero de sección H, siguiendo el contorno de la excavación a efectuar a una profundidad de 12.0 m y hundirlas 1.0 m para el empotramiento. En seguida, el espacio entre esos elementos se reviste con tablas horizontales que se van añadiendo a medida que la excavación progresa; también, según la profundidad aumenta, deberán afirmarse los elementos verticales hincados con puntales, colocados transversalmente apoyados con lagueros horizontales.

- b) **Despalme** : con el objeto de remover el material orgánico se recomienda realizar una excavación previa de 1.0 m de profundidad en la distancia en que se va a excavar.
- c) **Instalación de pozos de bombeo** : Se utilizarán pozos punta de captación a 13.5 m , instalándose fuera de la excavación. Además, en el caso de que el agua fluiera, se puede hacer una zanja colectora al centro de la excavación.
- d) **Secuencia de excavación** : Se excavará con un talud de inicio y de avance 1:1. Se proponen tramos de excavación de una longitud de 100.0 m que pueden alternarse o la excavación se puede hacer en forma continua. La colocación del ademe y de los troqueles será conforme va avanzando la excavación.

Al terminar la excavación se procederá inmediatamente a colocar una plantilla de material estabilizante y colar la losa de base. Se cimbrarán las partes laterales del cajón, se colarán los lados y la losa de techo que funcionarán como soporte.

Se deberá compactar el material que se pondrá encima del cajón.

2.) Túnel

El procedimiento constructivo del revestimiento del túnel se analiza tomando en cuenta :

- Tan pronto como el túnel se adema y acuña convenientemente, el flujo de arcilla cesa, aún cuando ésta no se haya adaptado al nuevo estado de esfuerzos producido por la excavación y, por lo tanto, no se haya neutralizado la tendencia a fluir. Como consecuencia de esto, la presión contra los ademes aumenta, aunque a razón decreciente. El tiempo durante el que tal aumento de presión ocurre oscila entre algunas semanas y muchos meses.
- Como quiera que la expansión trae consigo un alivio de las presiones ejercidas por el suelo, siempre que no existan restricciones, es recomendable dejar entre el ademe construído y la excavación una holgura de 10 ó 15 cm.

Procedimiento :

Se proponen tres lumbreras, dos en los extremos y una a 4 km para que del inicio se tenga un ataque de 2 km y de la lumbrera intermedia y final se puedan atacar simultáneamente los dos frentes y tener también 2 km de ataque.

Como procedimiento para la construcción del ademado se puede seguir el recomendado por Terzaghi, es decir, se colocan costillas circulares de acero suficientemente resistentes para aguantar la presión de expansión de la roca; como consecuencia la roca fluye en torno a esas costillas venciendo la resistencia de los elementos de soporte intercalados entre las costillas, que se construyen relativamente débiles. Una vez que estos elementos han cedido, se retiran, se rebana el material expandido y se vuelven a construir los elementos intermedios. Así se logra que la presión vaya siendo controlada sin necesidad de sustituir todo el ademe o sin construirlo todo de muy alta resistencia.

VII. CONCLUSIONES

No se deberá excavar a cielo abierto ya que fallará.

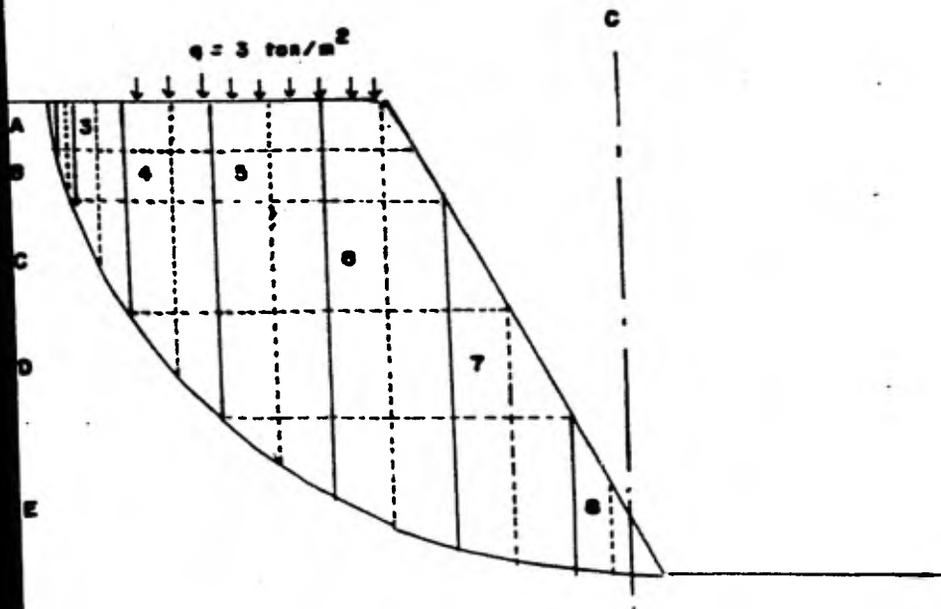
Para el túnel se analizaron diferentes teorías de las que se toma como válida la de Protodyakonov; así mismo, se vió que el frente del túnel permanece estable.

Las dos posibilidades para el entubamiento del canal, la de excavación con ademe y la de túnel, son aceptables y la decisión se tomará en base a cuál procedimiento es el más económico y rápido, además de que los que equipos que se necesitan para la construcción sean accesibles.

ANEXO I

ESTABILIDAD DEL TALUD

PERFIL I



Análisis de la Estabilidad del Talud

Perfil I

Dovela	Area (m ²)	W (ton)	d (m)	θ_1	T_1	N_1	ΔL	σ_1	ϕ
1	0.06	0.071	9.5				0.9		
2	0.31	0.394	9.2	68	0.37	0.15	0.9	0.162	32
3	2.22	3.06	8.7				2.3		
4	7.05	9.88	7.5	50	7.59	6.32	2.4	2.63	34
5	11.52	15.89	5.9				2.4		
6	14.25	19.35	4.0				2.2		
7	8.95	11.63	2.0				2.0		
8	2.1	2.52	0.3				1.6		

	Si	Si ΔL	Wd	cLR
1			0.675	53.9
2	0.101	0.091		
3			26.62	131.1
4	1.774	4.26		
5			93.75	63.84
6			77.4	58.52
7			23.3	53.2
8			0.76	42.6
		<u>4.351</u>	<u>222.50</u>	<u>403.16</u>

$$M_q = 3 \times 5.5 \times 6.75 = 111.375$$

$$M_m = M_q + \sum Wd + R \sum T_1$$

$$= 111.375 + 222.501 + 9.5 \times 7.956$$

$$M_m = 409.46 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

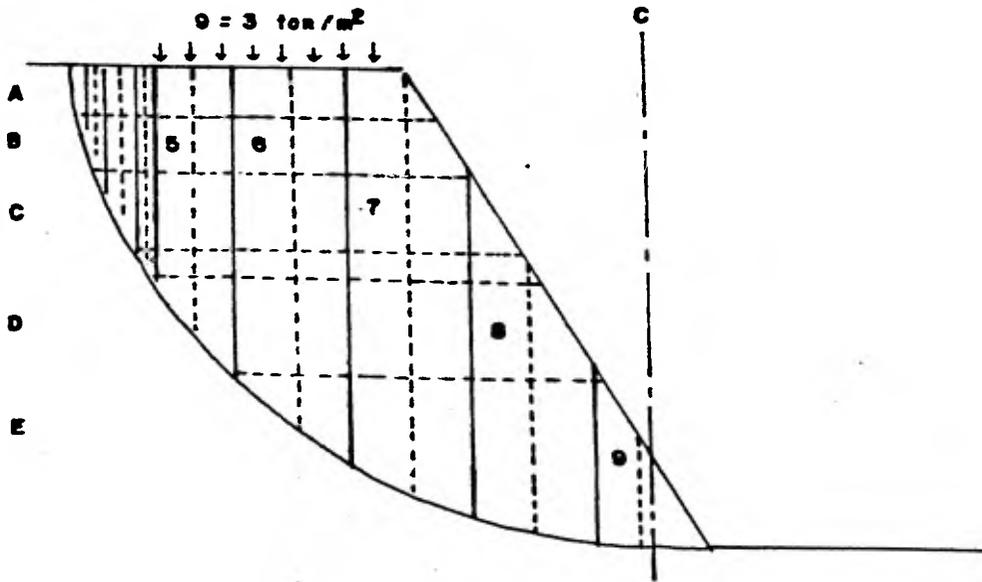
$$M_r = R \sum Si \Delta L + \sum CLR$$

$$= 9.5 \times 4.351 + 403.16$$

$$M_r = 444.49$$

$$F. S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{444.49}{409.46} = 1.08$$

PERFIL II



Perfil II

Dovela	Area (m ²)	W (ton)	d (m)	ei	Ti	Ni	ΔL	Gi	Ø
1	0.08	0.11	9.3				0.9		
2	0.42	0.58	9.0	68	0.54	0.21	1.1	0.19	34
3	1.28	1.91	8.7				1.4		
4	1.05	1.62	8.3	53	1.3	0.97	0.7	1.39	32
5	6.05	9.18	7.5				2.2		
6	11.25	16.47	5.8				2.5		
7	14.31	20.2	4.0				2.2		
8	9.16	14.75	2.0				2.2		
9	3.05	2.58	0.2				2.0		

	si	si Δ L	Wd	cLR
1			1.023	38.49
2 -	0.128	0.14		
3			16.62	50.54
4	0.866	0.61		
5			68.85	77.33
6			95.53	83.13
7			80.8	73.15
8			29.5	73.15
9			0.72	66.5
		<u>0.75</u>	<u>293.03</u>	<u>462.30</u>

$$M_q = 3 \times 5.5 \times 6.75 = 111.375 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_m = M_q + \sum Wd + R \sum T_i$$

$$M_m = 421.885$$

$$M_r = R \sum si \Delta L + \sum cLR$$

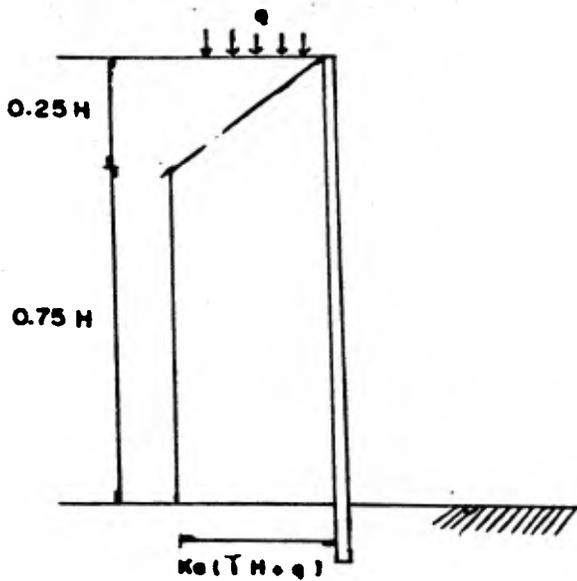
$$M_r = 469.4 \text{ ton m}$$

$$F. S. = \frac{M_r}{M_m} = 1.11$$

ANEXO II

EMPUJE SOBRE EL ADEME

SEGUN: TERZAGHI



$$H = 6.5 \text{ m.}$$

$$0.25 = 1.63 \text{ m.}$$

$$0.75 = 4.87 \text{ m.}$$

Distribución de presiones :

Perfil I :

$$c = 2.8 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_m = 1.5 \text{ ton/m}^3$$

$$q = 1.5 + 1.5 + 1.18 (0.9) + 1.4 (0.6)$$

$$q = 4.9 \text{ ton/m}^2$$

$$k_a = \left(1 - m \frac{4 c_u}{\gamma H} \right)$$

m - factor de reducción menor que 1

Aplíquese cuando $N = \frac{\gamma H}{c_u} > 3 \text{ ó } 4$

$$N = \frac{1.5 \times 6.5}{2.8} = 3.5 > 3 \Rightarrow m = 0.4 \text{ para arcillas blandas}$$

$$k_a = \left(1 - 0.4 \frac{4 \times 2.8}{9.75 + 4.9} \right) = 0.69$$

$$k_a (\gamma H + q) = 0.69 (9.75 + 4.9) = \\ = \underline{\underline{10.2}} \text{ ton/m}^2$$

Perfil II :

$$c = 3.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_m = 1.5 \text{ ton/m}^3$$

$$q = 1.5 + 1.5 + 1.38(0.9) + 1.4(0.6) =$$

$$q = 5.08 \text{ ton/m}^2$$

$$k_a = \left(1 - m \frac{4 c_u}{H} \right)$$

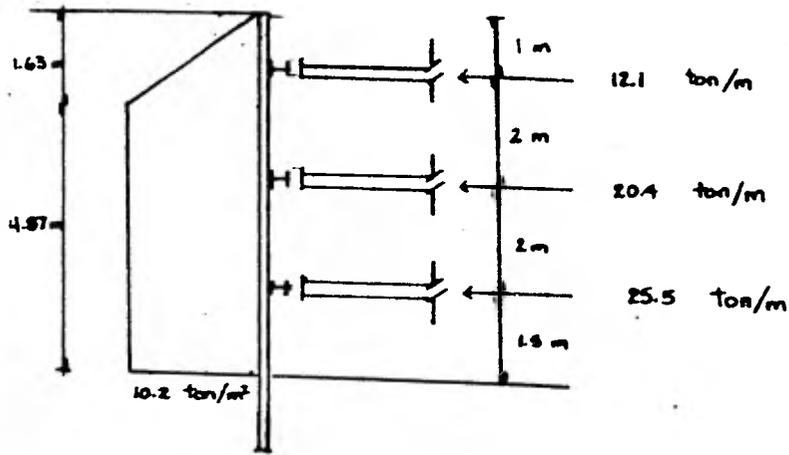
$$N = \frac{9.75 + 5.08}{3.5} = 4.2 > 3 \Rightarrow m = 0.4$$

$$k_a = \left(1 - 0.4 \frac{4 \times 3.5}{14.83} \right) = 0.62$$

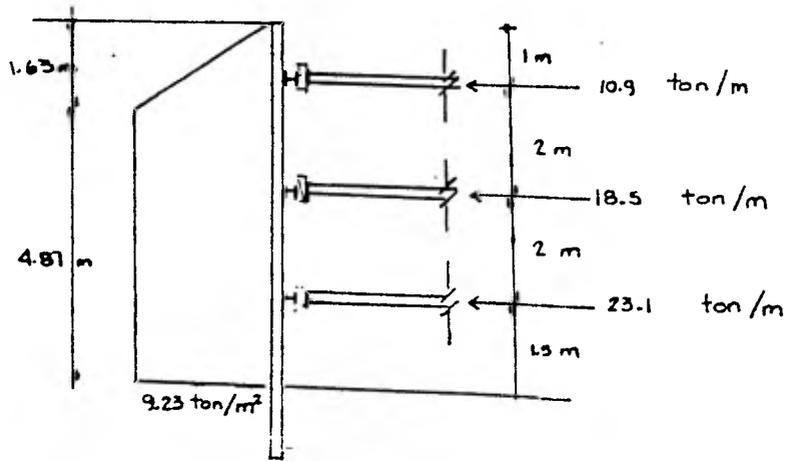
$$k_a(\gamma h + q) = 0.62 \times 14.83 = \underline{\underline{9.23}} \text{ ton/m}^2$$

PUNTALES

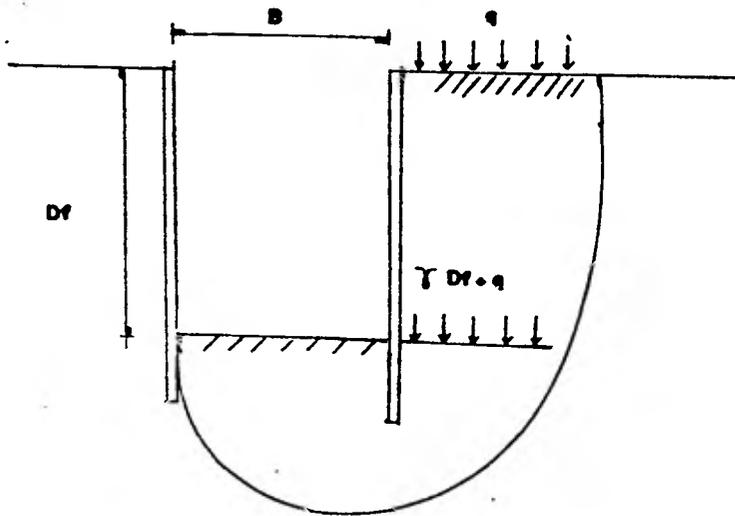
PERFIL I



PERFIL II



FALLA DE FONDO



Falla de Fondo:

Perfil I :

$$\frac{D}{B} = \frac{6.5}{5.0} = 1.3 \quad N_c = 6.8 \text{ (Según Skempton)}$$

$$F. S. = \frac{3 \times 6.8}{9.75 + 4.9} = 1.4$$

Perfil II :

$$F. S. = \frac{3.2 \times 6.8}{9.75 + 5.08} = 1.47$$

Subpresión :

En el caso del Perfil I se analiza la posible subpresión

$$h_{crit} = \frac{\gamma'_m}{\gamma_m} d = \frac{0.5}{1.5} 10.7 = 3.6 \text{ m}$$

Es la máxima profundidad a la que se puede llevar la excavación sin que la subpresión levante el fondo

La presión que debe abatirse es :

$$\gamma_{mh} = 1.5 \times 6.5 = 9.75 \text{ ton/m}^2$$

es decir, el NAF debe mantenerse a 0.5 m por debajo del nivel de la excavación. Esto se logra instalando pozos punta de captación.

Cálculo de Expansiones

Perfil I

$$L/B = 100/5 = 20$$

Estrato	z/B	μ	E	F_1	F_2	$\rho =$
E	0.3	0.4	350	0.018	0.075	0.00456
F	0.3	0.4	350	0.018	0.075	0.00456
G	0.24	0.4	350	0.014	0.07	0.00396
H	0.44	0.15	1000	0.03	0.09	0.0045
I	0.58	0.4	350	0.045	0.1	0.0083
J	0.34	0.4	350	0.028	0.08	0.0058

$$\rho_z = p \frac{B}{E} [(1 - \mu^2)F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2)F_2]$$

$$p = 8.84 \text{ ton/m}^2$$

Expansión al centro de la excavación = 0.0317 m

Perfil II

L/B = 20

Estrato	z/B	μ	E	F ₁	F ₂	ρ_z
F	0.1	0.4	350	0.01	0.04	0.0026
G	0.38	0.15	1000	0.03	0.09	0.00464
H	0.32	0.4	350	0.028	0.08	0.00598
I	0.4	0.4	350	0.032	0.085	0.006596
J	0.4	0.4	350	0.032	0.085	0.006596
K	0.4	0.4	350	0.032	0.085	0.006596
L	0.2	0.4	350	0.015	0.06	0.00383

$p = 9.11 \text{ ton/m}^2$

Expansión al centro de la excavación = 0.0368 m

ANEXO III

Túnel

El túnel en proyecto tendrá una sección circular de 2.75 m de radio ($a = 2.75$) y se ubicará a una profundidad media de 6.25 m .

1) Análisis Elástico y Plástico :

De las ecuaciones de Kirsch y suponiendo un valor de 0.2 para el coeficiente de empuje de tierras k_0 , el estado de esfuerzos en la periferia de la excavación está dado por las ecuaciones :

$$\begin{aligned}\sigma_r &= 0 = \sigma_{r\theta} \\ \sigma_\theta &= \sigma_z \left[(1 + k_0) - 2(1 - k_0)\cos 2\theta \right]\end{aligned}$$

El esfuerzo circunferencial máximo se presentará cuando :

$$\frac{d\sigma_\theta}{d\theta} = 0 = 0.4\text{sen}2\theta$$

de donde

$$\text{sen } 2\theta = 0$$

$$\theta = 0^\circ; \theta = 180^\circ \quad \text{esfuerzo mínimo}$$

$$\theta = 90^\circ; \theta = 270^\circ \quad \text{esfuerzo máximo}$$

Así, el esfuerzo máximo se presentará a la mitad de la altura de los hastiales y en el caso general valdrá :

$$\sigma_{\theta \text{ max}} = \sigma_z [(1 + k_0) + 2(1 - k_0)] = \sigma_z (3 - k_0)$$

de donde puede verse que, para que en un túnel dado aparezcan esfuerzos de tensión en la clave, es necesario que $k_0 = 3$, lo que implica que los esfuerzos horizontales sean tres veces mayores que los verticales, lo que podría ocurrir únicamente si existen esfuerzos tectónicos residuales muy importantes.

Para este caso, el esfuerzo máximo circunferencial vale :

$$\text{Perfil I} \quad \sigma_{\theta} = (3 - k_0) \gamma_z = 2.2 \times 9.3 = 20.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Perfil II} \quad \sigma_{\theta} = (3 - k_0) \gamma_z = 2.2 \times 9.2 = 20.24 \text{ ton/m}^2$$

y puesto que la resistencia a la compresión simple es mucho menor :

$$\begin{aligned} \text{Perfil I} \quad q_u &< \sigma_{\theta} \\ 11.2 &< 20.5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Perfil II} \quad q_u &< \sigma_{\theta} \\ 8.6 &< 20.24 \end{aligned}$$

las paredes del túnel no resistirán y habrá de colocarse un ademe. En este caso ya no es posible el análisis elástico y deberá recurrirse al análisis plástico toda vez que la condición de plastificación se cumple :

Perfil I $\sigma_o - \sigma_r \geq 2 c_u$
 $20.5 > 11.2$

Perfil II $\sigma_o - \sigma_r \geq 2 c_u$
 $20.24 > 8.6$

De aquí en adelante se considerará $k_o = 1$, o sea que existe un estado de esfuerzos hidrostáticos en la masa de suelo antes de la excavación del túnel.

Para que no exista ninguna zona plastificada el ademe deberá ejercer contra las paredes de la excavación un empuje tal que:

Perfil I $\sigma_o - \sigma_i \leq 2 c_u$
 $\sigma_i \geq \sigma_o - 2 c_u$
 $\sigma_i \geq 9.3 \text{ ton/m}^2$

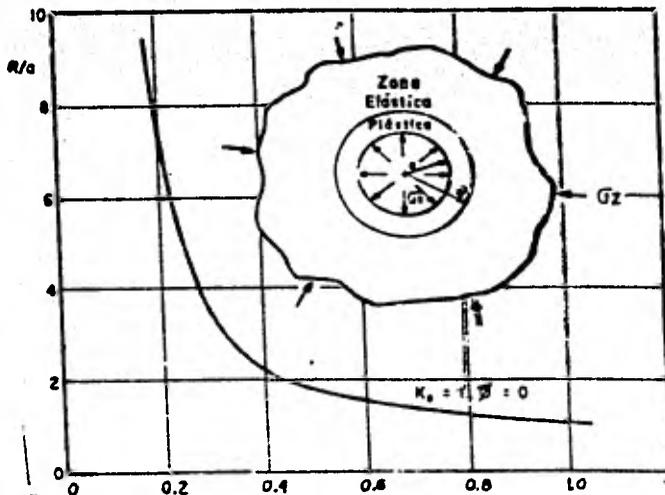
Perfil II $\sigma_o - \sigma_i \leq 2 c_u$
 $\sigma_i \geq 11.64 \text{ ton/m}^2$

Si se acepta que puede existir una zona plastificada alrededor del túnel, bajo deformación impedida, de $R = 5.25 \text{ m}$, entonces:

$$\frac{R}{a} = \frac{5.25}{2.75} = 1.91$$

donde R es el radio de la zona plastificada y
 a es el radio del túnel

Entrando con ese valor en la gráfica :



se obtiene $\frac{c_u}{\sigma_e - \sigma_i} = 0.44$

de donde :

Perfil I $\sigma_i = \sigma_e - \frac{c_u}{0.44}$

$\sigma_i = 7.78 \text{ ton/m}^2$

Perfil II $\sigma_i = 10.47 \text{ ton/m}^2$

que es el valor de la presión radial con que habrá de ser di señado el ademe, asegurándose que pueda deformarse lo necesa rio para que se desarrolle la zona plástica.

2) Método de Terzaghi :

Para el caso de suelos cohesivos blandos, Terzaghi recomienda considerar que sobre el techo del túnel gravita una masa de suelo de altura H_p , cuyo valor oscila entre :

$$1.1 (B + H_t) < H_p < 2.1 (B + H_t)$$

Si para el caso que se estudia :

$$B = 2a = 5.5$$

$$H_t = 2a = 5.5$$

$$12.1 < H_p < 23.1$$

pero, puesto que en este caso el espesor máximo de cobertura sobre el techo del túnel es :

$$H_p \text{ max} = 6.25 - 2.75 = 3.5 \text{ m}$$

La presión sobre el techo del ademe será :

$$\text{Perfil I} \quad \sigma_y = 5.3 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Perfil II} \quad \sigma_y = 5.2 \text{ ton/m}^2$$

3) Método de Protodyakonov

De acuerdo con el método propuesto por Protodyakonov, cuando se construye un túnel en arcillas bajo el nivel freático debe tomarse en cuenta de alguna manera el efecto de la expansión de la arcilla; esto se puede hacer tomando un peso adicional igual al de una columna de suelo que vaya desde el techo del túnel hasta el NAF.

La presión vertical sobre el techo del ademe vale :

$$\sigma_v = 1/3 \gamma_m \frac{B}{f}$$

donde B es el diámetro del túnel y f es el coeficiente de resistencia que se puede obtener

$$f = \frac{c}{q_u}$$

o tomarlo de la tabla:

Valores empíricos del coeficiente de resistencia f en el método de Protodyakonov (Ref. 3)

Grado de resistencia	Tipo de roca o suelo	γ_m kg/m ³	q_{90} kg/cm ²	Factor f —
Muy alto	Granitos masivos, cuarcitas o basaltos sanos y, en general, rocas duras sanas y muy resistentes.	2,800-3,000	2,000	20
Muy alto	Granitos prácticamente masivos, pófidus, pizarras silíceas, areniscas y calizas sanas.	2,600-2,700	1,500	13
Alto	Granitos y formaciones similares. Areniscas y calizas prácticamente sanas. Conglomerados muy resistentes. Limonitas resistentes.	2,500-2,600	1,000	10
Alto	Calizas en general. Granitos meteorizados. Limonitas. Areniscas relativamente resistentes. Mármoles. Piritas.	2,500	750	8
Moderadamente alto	Areniscas normales	2,400	600	6
Moderadamente alto	Pizarras	2,300	300	5
Medio	Lutitas. Calizas y areniscas de baja resistencia. Conglomerados no muy duros.	2,400-2,300	400	4
Medio	Lutitas. Pizarras arcillosas. Margas.	2,400-2,300	300	3
Moderadamente bajo	Lutitas blandas. Calizas muy fracturadas. Yesos. Areniscas en bloques. Gravas cementadas.	2,200-2,300	200-250	2-2.5
Moderadamente bajo	Gravas. Lutitas y pizarras fragmentadas. Depósitos de talud duros. Arcillas duras.	2,600	—	13
Bajo	Arcilla firme. Suelos arcillosos.	1,700-2,000	—	1.5
Bajo	Locs. Formaciones de arena y grava. Suelos arenio-arcillosos o limo-arcillosos.	1,500-1,900	—	0.5
Suelos	Suelos con vegetación. Turbas. Arenas húmedas.	1,600-1,800	—	0.5
Suelos granulares	Arenas y gravas.	1,400-1,600	—	0.5
Suelos plásticos	Limos y arcillas blandos.	—	—	0.5

Perfil I

$$f = 0.5$$

$$\gamma_m = 1.5 \text{ ton/m}^3$$

$$c = 6 \text{ ton/m}^2$$

de la tabla, $f = 0.3$

con lo que :

$$\sigma_v = 1/3 \times 1.5 \times \frac{5.5}{0.3} = 9.16 \text{ ton/m}^2$$

más la columna de suelo

$$\sigma_v = 9.16 + (3.5 \times 1.5) = 14.41 \text{ ton/m}^2$$

Perfil II

$$f = 0.5$$

$$\gamma_m = 1.43 \text{ ton/m}^3$$

$$c = 3.5 \text{ ton/m}^2$$

de la tabla, $f = 0.3$

con lo que :

$$\sigma_v = 1/3 \times 1.43 \times \frac{5.5}{0.3} = 8.74 \text{ ton/m}^2$$

más la columna de suelo

$$\sigma_v = 8.74 + (3.5 \times 1.43) = 13.74 \text{ ton/m}^2$$

4) Método de Bierbaumer

El espesor de la carga sobre el techo es en este método :

$$h = \alpha H$$

y $\alpha = 1$ para pequeños espesores de cubrimiento, por lo que :

Perfil I

$$\sigma_v = \gamma_m h = 1.5 \times 3.5 = 5.25 \text{ ton/m}^2$$

Perfil II

$$\sigma_v = \gamma_m h = 1.43 \times 3.5 = 5.0 \text{ ton/m}^2$$

5) Método empleado en el túnel de San Francisco :

En este caso, la presión vertical simplemente se consideró igual a la presión ejercida por el material de cobertura, osea :

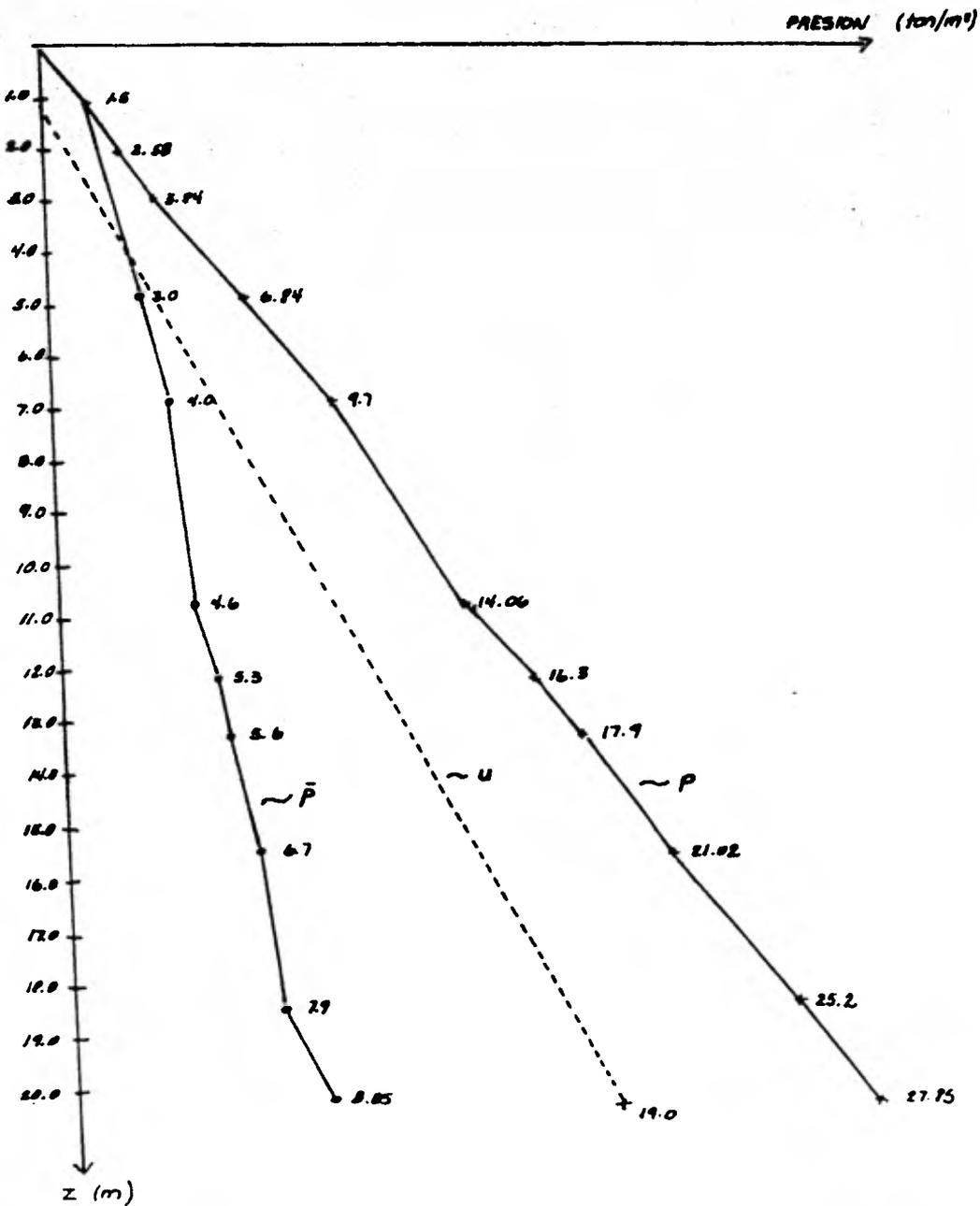
Perfil I $\sigma_v = 5.25 \text{ ton/m}^2$

Perfil II $\sigma_v = 5.0 \text{ ton/m}^2$

De los métodos analizados se toma el de Protodyakonov ya que además de darnos el valor más alto de la presión, toma en cuenta la expansividad de la arcilla.

6) Estabilidad en el frente de la construcción

Para poder ver la estabilidad en el frente, se hicieron cálculos para diferentes profundidades, comparando $\sigma_z / 6$ contra c_u . Si $\sigma_z / 6$ es mayor que c_u se tendrá la falla del frente.



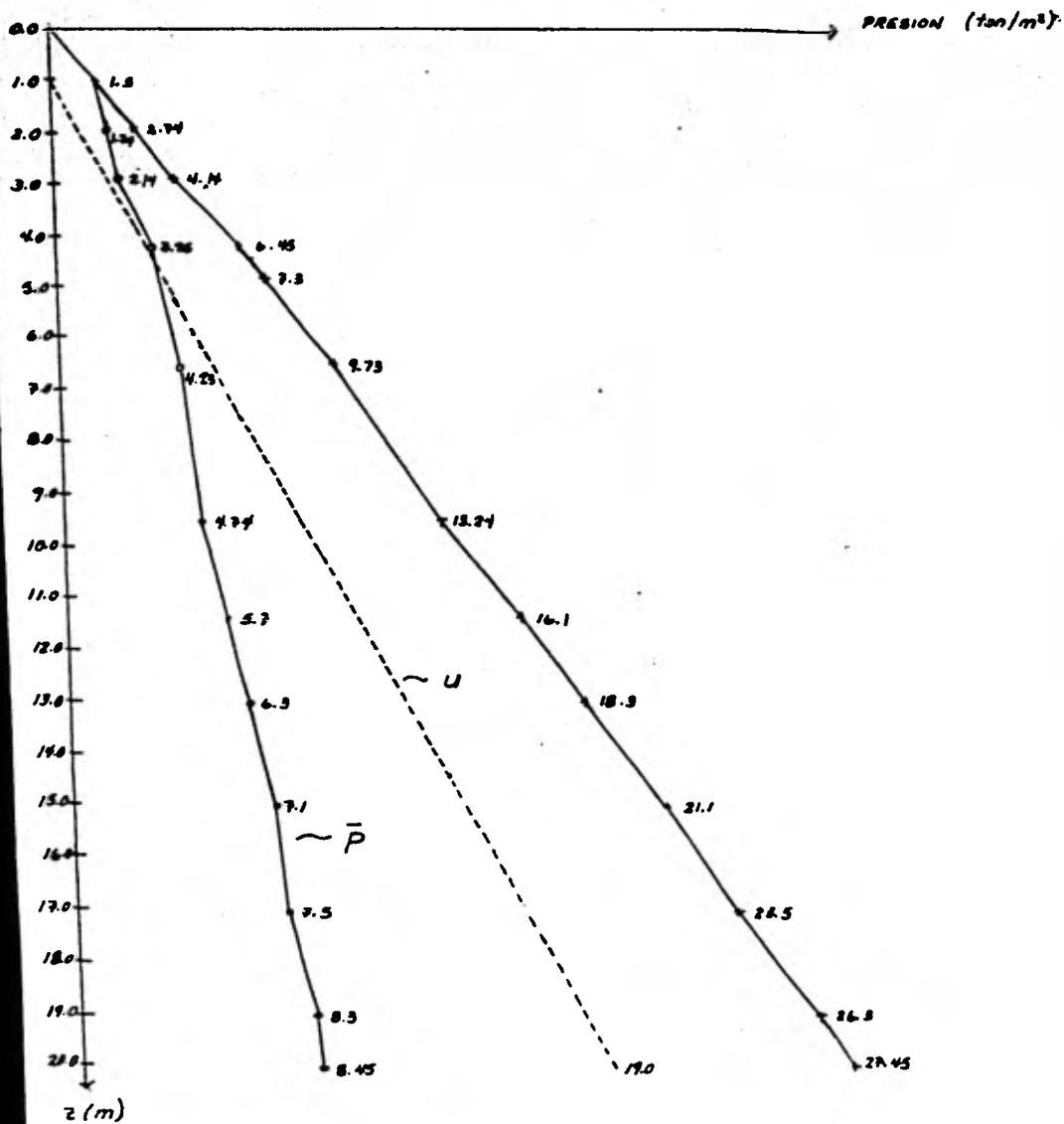
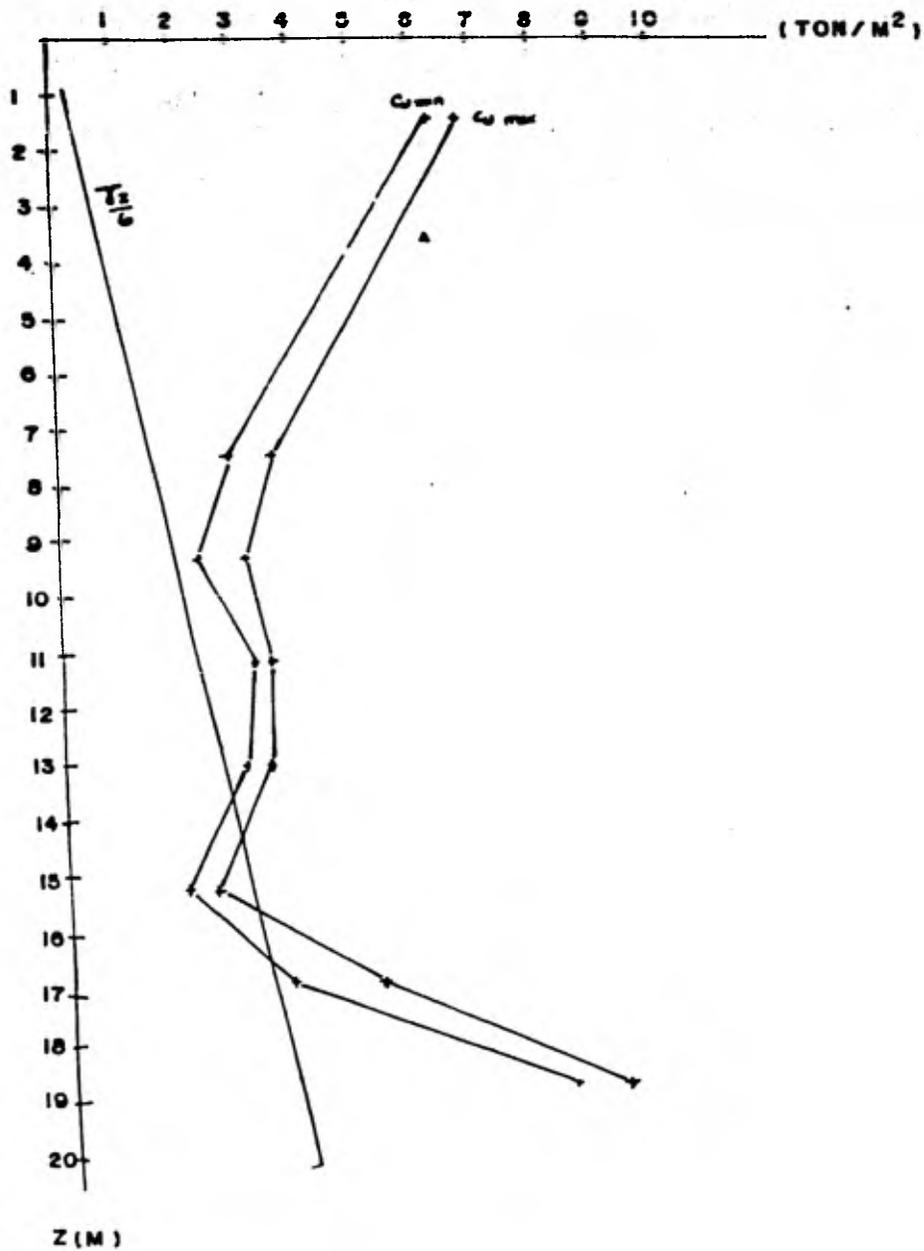


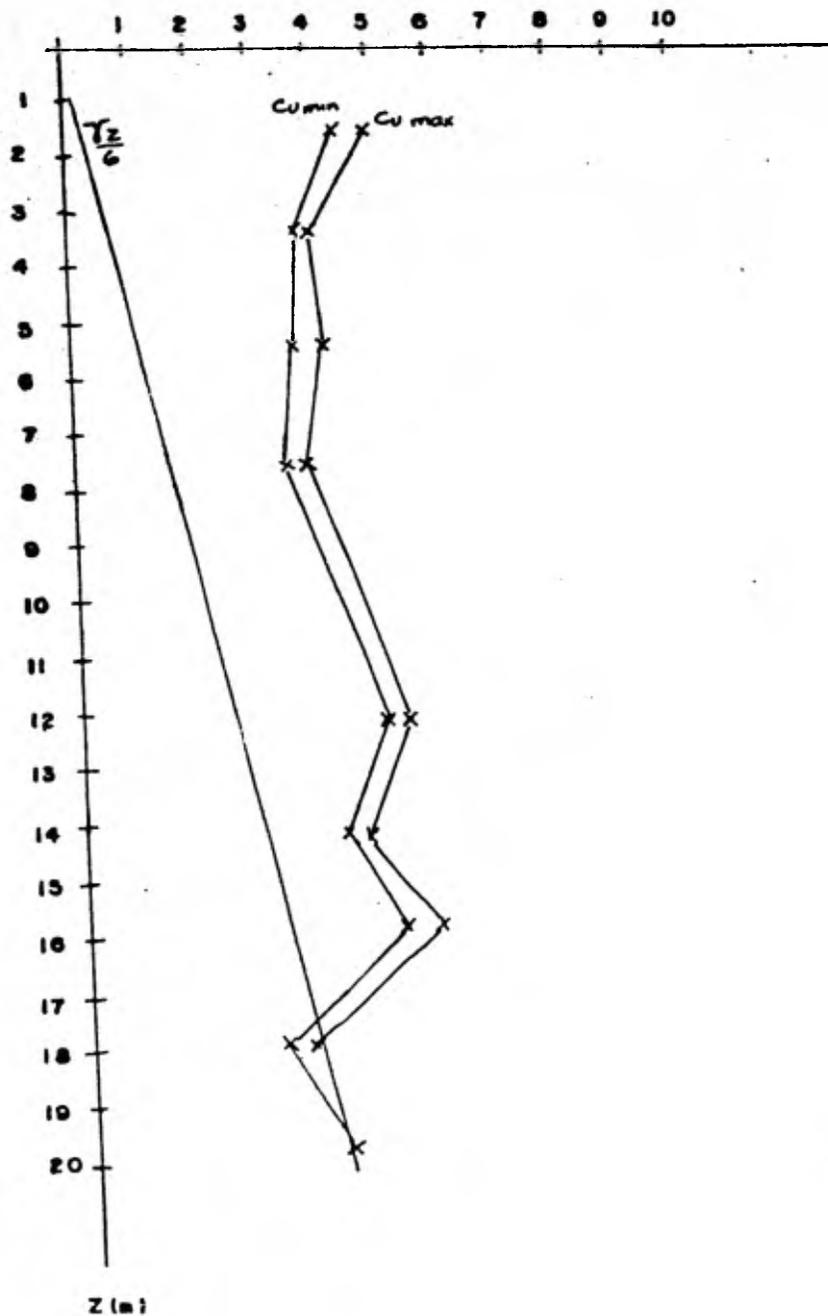
DIAGRAMA DE PRESIONES II

ESTABILIDAD EN EL FRENTE DEL TUNEL

PERFIL I



PERFIL II



BIBLIOGRAFIA

- MECANICA DE SUELOS. Tomos I, II y III.
Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez. Tercera Edición, 1975; segunda Edición, 1979; primera Edición, 1972. Editorial LIMUSA. México, D.F.

Tomo I - Fundamentos de la Mecánica de Suelos
Tomo II - Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos.
Tomo III- Flujo de Agua en Suelos.

- LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES.
Alfonso Rico y Hermilo del Castillo. Tomos I y II. Primeras Ediciones. Editorial LIMUSA. México, D.F. 1976.

- SIMPOSIO SOBRE EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. México, D.F. 1978.