

45
2010



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
" ARAGON "**

**PROYECTO GEOTECNICO DE UNA
ESTACION TIPO DEL METRO"**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N :
JUAN SANDOVAL ALMANZA
LUIS TINAJERO DURAN



**ENEP
ARAGON**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEXICO 1994



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

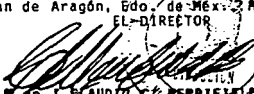
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

JUAN SANDOVAL ALMANZA
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 27 de febrero del año en curso, presentada por Luis Tinajero Durán y usted, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES - pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "PROYECTO GEOTECNICO DE UNA ESTACION TIPO DEL METRO", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

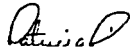
ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESCRITO"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx. 13 de Mayo 13 de 1992
EL DIRECTOR


CLAUDIO C. HERRIELLO CASTRO


- c c p Lic. Alberto Ibarra Rosas, Jefe de la Unidad Académica.
c c p Ing. José Paulo Mejorada Mota, Jefe de Carrera de Ingeniería Civil.
c c p Ing. Manuel Martínez Ortiz, Jefe del Departamento de Servicios Escolares.
c c p Ing. José Luis Rodríguez Torres, Asesor de Tesis.

CCMC:AIR/lelc.







UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

LUIS TINAJERO DURAN
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 27 de febrero del año en curso, presentada por Juan Sandoval Almanza y usted, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSE LUIS RODRIGUEZ TORRES pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "PROYECTO GEOTECNICO DE UNA ESTACION TIPO DEL METRO", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., Mayo 13 de 1992
EL DIRECTOR

Claudio L. Merrifield Castro
M en C CLAUDIO L. MERRIFIELD CASTRO

- c c p Lic. Alberto Ibarra Rosas, Jefe de la Unidad Académica.
- c c p Ing. José Paulo Mejorada Mota, Jefe de Carrera de Ingeniería Civil.
- c c p Ing. Manuel Martínez Ortiz, Jefe del Departamento de Servicios Escolares.
- c c p Ing. José Luis Rodríguez Torres, Asesor de Tesis.

[Handwritten signature]

[Handwritten signature]

CDC/AIR/etc.

A mis padres:

De quienes recibí su mayor esfuerzo y dedicación, para proporcionarme una educación profesional.

A mis hermanos:

Quienes me han apoyado en todo momento.

A todos aquellos que de alguna manera me han impulsado a seguir adelante.

A mi hijo Juan Carlos:

Que con su tan sola presencia me alienta a superarme día con día.

A mi adorada esposa Lydia:

Con quien he compartido los mejores momentos de mi vida y quien ha hecho posible gracias a su apoyo y comprensión que juntos logremos una más de nuestras metas que nos hemos fijado en la vida.

. . . Juan

A mis padres:

De los cuales recibí incondicionalmente el apoyo en los momentos difíciles y que con su ejemplo formaron en mí los principios para hacerme un hombre de bien.

A mis hermanos:

Por sus atinados consejos y apoyo durante mi etapa de preparación.

A tí Ma. Elena y a mis queridas hijas Claudia y Carolina:

Bendita presencia, complemento y fuente de inspiración, que logró infundir en mí la fuerza para salir siempre adelante.

. . . Luis

Al Ing. José Luis Rodríguez Torres:

Por su valiosa ayuda, en la coordinación
y revisión del presente trabajo.

Al Sr. Justo Corona Torres:

Por su desinteresada ayuda en la elaboración
de figuras y planos, que ilustran y apoyan
el presente trabajo.

INDICE

PROLOGO.	1
I. INTRODUCCION.	2
II. ESTUDIOS GEOTECNICOS	7
1. ORIGEN GEOLOGICO.	8
2. TRABAJOS DE CAMPO.	12
3. TRABAJOS DE LABORATORIO.	20
III. ANALISIS.	30
1. SOBRECENSACION.	32
2. EXPANSIONES.	34
3. FALLA DE FONDO.	43
4. ESTABILIDAD DE TALUDES.	49
5. EMPUJES.	56
IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.	66
1. OBSERVACIONES GENERALES.	67
2. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO.	68
3. TUNELEO FALSO.	69
4. EXCAVACION, APUNTALAMIENTO Y CONSTRUCCION.	75
V. INSTRUMENTACION.	87
1. BANCOS DE NIVEL SEMIPROFUNDO.	93
2. CONTROL DE MOVIMIENTOS EN LA SUPERFICIE.	94
3. INCLINOMETROS.	95
4. ESTACIONES PIEZOMETRICAS.	95
VI. CONCLUSIONES.	98
VOCABULARIO.	
BIBLIOGRAFIA.	

PROLOGO

Para obtener el título de Ingeniero Civil los Sres. Juan Sandoval Almanza y Luis Tinajero Durán presentan como tema de tesis: El proyecto para la construcción de una estación tipo del metro subterráneo de la Ciudad de México, enfocado a la mecánica de suelos.

El trabajo desarrollado se presenta en seis capítulos, los cuales se describen brevemente a continuación:

I. INTRODUCCION.- En el primer capítulo, se dan a conocer las causas que originaron la construcción de una obra importante como lo es el sistema metro.

II. ESTUDIOS GEOTECNICOS.- En este capítulo se exponen los trabajos de campo y las pruebas de laboratorio realizadas para conocer las propiedades del subsuelo, con objeto de realizar el proyecto.

III. ANALISIS.- En el tercer capítulo se presentan los análisis a efectuar para determinar el comportamiento del subsuelo por la presencia de la estructura y poder determinar el procedimiento constructivo.

IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.- En este capítulo será descrito el procedimiento constructivo elegido.

V. INSTRUMENTACION.- Se hará mención al tipo de instrumento elegido, procedimiento de instalación, periodo de lecturas e interpretación de los resultados para conocer los movimientos horizontales, verticales y transversales, en la zona inmediata a la excavación y en las áreas adyacentes provocados en el subsuelo antes, durante y después de la construcción.

VI. CONCLUSIONES.- Se dará un breve resumen del trabajo presentado y se hará mención de las actividades que complementan la obra y que corresponden a otras áreas de la Ingeniería Civil.

CAPITULO I
INTRODUCCION

C A P I T U L O I

INTRODUCCION.

ANTECEDENTES DEL TRANSPORTE EN MEXICO.

La ciudad de México, que en la actualidad es una de las más pobladas del mundo, padece innumerables problemas que requieren de una atención y solución inmediata siendo uno de los principales el " tránsito ". Para solucionar este problema, es necesario crear la infraestructura a nivel de vialidad, que facilite la transportación pública y sobre todo proporcionar a los habitantes de la ciudad los medios necesarios para satisfacer sus necesidades de desplazamiento de un lugar a otro.

Las vialidades que constituyen el principal flujo de transporte en la Ciudad de México en 1965, estaba formada por una cantidad considerable de avenidas importantes, tres arterias de tránsito rápido; El viaducto, el periférico y la calzada de tlalpan, así como numerosos pasos a desnivel para solución local de problemas viales, aunque muchas de éstas avenidas carecían y carecen aún de continuidad en uno de sus extremos, principalmente las que llegan al centro de la ciudad.

Las soluciones adoptadas para la Ciudad de México, semejantes a las de otras grandes urbes principalmente encausadas al tránsito de automóviles demostrarán lo siguiente;

- Qué las vías rápidas no son útiles para resolver el problema del transporte masivo.
- Qué el aumento de transporte sin planeación, sólo agrava los problemas de tránsito, las pérdidas de tiempo, el desgaste excesivo de los vehículos, aumentando los problemas de contaminación.

La zona Centro de la Ciudad de México, había sido tradicionalmente la más conflictiva en cuanto al problema del tránsito de vehículos se refiere, fundamentalmente por las siguientes consideraciones:

- Es el lugar donde se asientan los poderes del gobierno federal.
- Ha sido tradicionalmente el Centro de las actividades comerciales de la Ciudad:
- La falta de planeación adecuada en los sistemas de transportación provocaba que el 75% de los autobuses y autos colectivos transitaran por el primer cuadro de la Ciudad.

Asimismo el problema de transportación colectiva en la Ciudad de México se incrementaba cada día por:

- El crecimiento desmesurado de la ciudad, provocado por el aumento demográfico de la población.
- La demanda excesiva de transporte debido principalmente a la falta de zonificación y planeación adecuada de la ciudad y zonas vecinas.
- Falta de coordinación entre los diferentes medios de transporte, lo que ocasionaba transbordos y competencias innecesarias.
- Equipo obsoleto que proporcionaba un servicio lento, incómodo e ineficiente.
- Falta de continuidad en muchas avenidas y calles importantes.
- Localización inadecuada de terminales de todo tipo de transportes.
- Problemas sociales.

Ante estas consideraciones, resultaba evidente que la solución fundamental para el transporte masivo de pasajeros, no podía estar orientada hacia el núcleo central de la ciudad y sus principales zonas congestionadas, a base de sistemas de superficie.

La solución fundamental del tránsito en nuestra ciudad, consiste en poner a disposición de todos los ciudadanos, tanto los que tienen como los que no automóvil, unos medios colectivos de transporte que por sus características resulten atractivos para uno y otro tipo de usuarios potenciales. El hacerlo, resuelve simultáneamente dos graves problemas: el de transportarse en general y el de circular por las avenidas y calles, ya que las vías de comunicación se verán menos transitadas en la medida en que los dueños de automóviles particulares utilicen los sistemas de transportación que la ciudad ofrece.

Por este motivo y dentro de la planeación racional, se vió la conveniencia de construir lo que fue denominado Sistema de Transporte Colectivo Metro.

Esto sucedió a partir del año de 1965, en que se inician los primeros estudios para construir este sistema que es el más seguro, eficiente, confortable y anticontaminante, respecto a cualquier otro sistema de transportación colectiva. Sin embargo, había que superar varios obstáculos que se agrupan fundamentalmente en tres: técnico, socio-económico y financiero.

El primero aludía los problemas que representa el subsuelo de la Ciudad de México, para la construcción de este tipo de estructura.

El segundo, requería de una tarifa que estaba sobre la capacidad económica del usuario. Esto se basaba en que las tarifas de otras ciudades, resultaban mayores a las acostumbradas en nuestro medio.

El tercero, como consecuencia de los anteriores, resultaba también negativo, ya que para fijar una tarifa acorde con la capacidad del pago del usuario, se requería del subsidio gubernamental.

La red del sistema de transporte colectivo y los ejes viales de la Ciudad de México, tienen semejanza con la de las antiguas vías de comunicación de la gran Tenochtitlan, tanto en sus trazos como en su propósito fundamental; comunicar de forma eficiente a los sitios y espacios para el desarrollo integral de sus habitantes.

Lo anterior no es obra de la casualidad, ya que debido a la aprobada eficiencia del funcionamiento de su infraestructura, para la concepción del nuevo proyecto, se tomaron en consideración aspectos fundamentalmente tradicionales de nuestra sociedad ancestral en lo que respecta a los desplazamientos tendientes a satisfacer las necesidades de carácter comercial o ceremonial; ampliando y optimizando naturalmente su funcionalidad de acuerdo a los requerimientos de su desarrollo actual.

CAPITULO II
ESTUDIOS GEOTECNICOS

C A P I T U L O II.

ESTUDIOS GEOTECNICOS.

Con objeto de determinar el comportamiento de la estación en estudio durante y después de su construcción, será necesario realizar Estudios Geotécnicos, tendientes a conocer las propiedades índice, mecánicas y de deformabilidad del subsuelo; con las cuales se normaran los criterios del proyectista en el diseño y construcción de dicha estación.

1.- ORIGEN GEOLOGICO.

Antes de exponer los resultados obtenidos de los trabajos de campo, así como de las pruebas de laboratorio correspondientes al subsuelo donde será alojada la Estación en estudio, se considera necesario hacer mención del origen geológico del Valle de México.

La cuenca del Valle de México, constituye un gran vaso natural azolvado que se formó en diferentes etapas geológicas que van del terciario medio al cuaternario, durante las cuales se presentó una intensa actividad volcánica.

En ese periodo se formaron las Sierras de Tezontlalpan y de Pachuca por el norte; Las Sierras de las Cruces, de Monte Alto, Monte Bajo y de Tepetzotlán por el poniente; Calpulalpan y Nevada por el oriente y finalmente de Chichinautzin por el sur, esta última cerro el drenaje original del valle y con ello la Cuenca de México.

Por otra parte, los ríos que descienden de las Sierras hacia las partes profundas de la misma formaron abanicos de depósitos de boleas, gravas y arenas, pudiéndose mencionar entre los más representativos y los más importantes el río Hondo, Mixcoac, Contreras, Teotihuacán, Cuautitlán, Tlanepantla, De la Compañía.

En las partes centrales de la cuenca eventualmente se depositaron materiales limo-arenosos, los cuales se interestratificaron con suelos, capas de cenizas provenientes de las erupciones volcánicas originadas principalmente en el sur.

A medida que éste proceso avanzó, fueron apareciendo lagos, principalmente en las partes centrales bajas y en el sur. Debido a las llanuras abundantes durante el período diluvial se acumularon cantidades de agua importantes que dieron origen a los lagos de Texcoco, Zumpango, Xaltocan, Xochimilco y Chalco, los cuales llegaron a formar un gran lago, durante ciertos períodos.

En términos generales, los lagos se pueden clasificar en dos grupos, los lagos formados en las partes bajas que constituyen vasos de evaporación y por ello fueron salobres como el lago de Xaltocan y Texcoco; y los lagos que se formaron al pie de la Sierra del Chichinautzin que fueron nutridos continuamente por manantiales y que por ello fueron de aguas dulces.

En la época prehispánica el Valle comprendía dos zonas, la del Lago, en medio de la cual estaba el islote o Chinampa de Tenochtitlan y en la zona de colinas vecinas o de lomas, por la parte poniente. El islote estaba conectado a las orillas por terraplenes o calzadas como la de Tlacopan al poniente y la del Tepeyac al norte; al sur, el bordo de Mexicaltzingo separaba las aguas dulces del lago de Xochimilco de las aguas saladas del lago de Texcoco. Se ha determinado con base en datos históricos y sondeos recientes, que entre las amplias zonas de subsuelo lacustre correspondientes a los antiguos lagos de Texcoco y Xochimilco hay un canal de intercomunicación estrecho, de espesores de arcilla variables.

Al paso de los años los lagos se fueron desecando, hasta llegar a las condiciones actuales.

De acuerdo a las características del subsuelo, el Valle de México se ha dividido en tres zonas principales: La zona de Lomas, la de Transición y la de terreno Blando o de Lago.

- a) La zona de Lomas, incluye faldas de la Sierra de Guadalupe, la Serranía de las Cruces y adicionalmente las partes altas de los cerros de la Estrella. Está formada por suelos firmes areno-limosos y tobas compactadas de alta capacidad de carga y baja deformabilidad; se incluyen los derrames de basalto del pedregal.

- b) La zona de Transición, constituye el cambio, entre los materiales que forman la zona de Lomas y las existentes en la zona del Lago.

Debido a las condiciones de erraticidad que presenta la estratigrafía de esta zona se han reconocido tres transiciones típicas.

- b.1) Progresiva, en que la formación rocosa aparece cubierta por depósitos de origen aluvial, a su vez subyacentes a las capas más recientes de arcilla lacustre.
- b.2) Interestratificada, características de regiones en que las fases aluvial y lacustre se suceden en forma alternada, dando lugar a la intercalación de mantos blandos arcillosos con otros de matriz granular contaminados, por finos generalmente duros y más resistentes.
- b.3) Abrupta, que se distingue porque los depósitos lacustres están en contacto con la formación rocosa con interfase de suelo residual.
- c) Por último, la zona de Lago sobre la cual se asienta gran parte de la ciudad de México está formada por la sedimentación de arenas y arcillas de origen volcánico, las cuales fueron transportadas por el aire y las corrientes hacia las aguas tranquilas de los lagos que se originaron en la cuenca. A medida en que se depositaron tales materiales se definieron las siguientes formaciones: el primer horizonte u horizonte inferior lo constituye la formación Tarango, la cual se desarrolla a partir de los primeros depósitos aluviales (anteriores al cierre de la cuenca) e incluye el estrato de arcilla inferior y una capa de material desecado y/o compacto, en su parte más superficial; a continuación sobre dichos depósitos se encuentra la formación Tacubaya, la cual, está constituida por arcilla lacustre de alta compresibilidad y baja resistencia al corte, finalmente, las

formaciones más recientes y en consecuencia más superficiales corresponden a la Becerra, Barrilaco y Totolsingo. De ésta forma la zona lacustre se encuentra formada por los siguientes estratos.

- c.1) Manto superficial. También denominado Costra Superficial, está constituido por rellenos artificiales heterogéneos y depósitos arenolimosos o arcillosos, los cuales se han desecado intensamente.

- c.2) Formación Arcillosa Superior. Constituye un estrato con espesores que varían entre 15 y 32 m formados por arcillas blandas, saturadas y altamente compresibles que se depositaron en la zona lacustre del Valle; se detectan, además, intercalaciones de lentes de arena de origen volcánico.

- c.3) Capa Dura; Es un estrato de aproximadamente 3.0 m de espesor en promedio que representa una época geológica en la cual predomina la sequía, por la que está formada principalmente de materiales limo-arenosos y arenolimosos con intercalaciones de grava cementados con carbonato de calcio, presenta una alta resistencia debido a la alta compacidad de los materiales.

- c.4) Formación Arcillosa Inferior. Se encuentra constituida por arcillas volcánicas semejantes a la de la Formación Arcillosa Superior sujetas a un proceso de consolidación mayor por lo que su compresibilidad es menor, presentando una mayor resistencia al esfuerzo cortante.

- c.5) Depósitos Profundos. Son suelos muy compactos formados principalmente por arenas limosas con gravas, los que constituyen los primeros acarrees que se depositaron en las paredes más profundas de la cuenca.

Dentro de la zona de lago anteriormente descrita y con base a los sondeos efectuados en la misma se registra la presencia de niveles freáticos, que se encuentran a profundidades variables entre 1.5 m y 2.0 m; para la zona de transición no se detecta la presencia de niveles freáticos debido a la estratigrafía tan errática, se reporta principalmente en estratos confinados como "Mantos Colgados". Para la zona de lomas, éste nivel se encuentra muy profundo y en algunas zonas no existe.

Debido a la perforación de pozos de bombeo para la extracción de agua en sitios como la zona del lago y transición, se ocasionaron importantes abatimientos de los niveles piezométricos lo que ha propiciado el hundimiento regional del Valle.

Una vez mencionada la historia del origen geológico del Valle de México, será conveniente hablar un poco de la secuencia a seguir para efectuar la exploración y el muestreo que se requiere, así como el tipo de muestras por extraer del subsuelo y los métodos de perforación más adecuados.

2.- TRABAJOS DE CAMPO.

Antes de realizar cualquier trabajo de exploración y muestreo, será necesaria la recopilación de información existente, de cartas geológicas así como de efectuar un reconocimiento preliminar del sitio donde se ubicará la obra por construir. Dicho reconocimiento consiste en efectuar una inspección geológica de campo que permitirá determinar si el ó los sitios a investigar reúnen las condiciones necesarias para establecer la factibilidad de construcción de la estación y así, poder programar los trabajos o estudios detallados que sean necesarios.

Después de haber desarrollado los estudios preliminares que determinan la factibilidad geológica para la ubicación de la estación, deberá realizarse una investigación detallada del subsuelo por medio de perforaciones y otros métodos directos para poder determinar con una mayor exactitud las condiciones geológicas y geotécnicas que puedan influir en la construcción. Con ésta se podrá elaborar perfiles estratigráficos necesarios para el diseño de la estación.

Por medio de las perforaciones será posible conocer la profundidad, extensión y composición de cada uno de los estratos la profundidad de la roca sana, la profundidad del agua subterránea, la realización de pruebas de campo, como son las pruebas de permeabilidad y la obtención de muestras a las cuales se les hará las diferentes pruebas de laboratorio.

Es de gran importancia planear adecuadamente los sondeos y la toma de muestras para obtener una información que dé una representación lo más aproximada a lo real de las condiciones del subsuelo, ver tabla No. 1.

TAB.No.1.RECOMENDACIONES PARA DEFINIR EL PROGRAMA DE EXPLORACION

INVESTIGACION PARA:	NUMERO Y LOCALIZACION DE SONDEOS	PROFUNDIDAD MINIMA DEL SONDEO (d)
Sitios importantes de gran extensión.	$a = 0.1 A$	
Sitios con suelos blandos de gran espesor.	$30 < b < 60 \text{ m}$	
Estructuras grandes cimentadas en zapatas aisladas cercanas.	$b = 15 \text{ m}$ y en sitios de concentraciones de cargas.	$d = 10 \text{ m}$, ó hasta que el incremento en esfuerzos verticales sea menor de 0.1 del esfuerzo vertical impuesto por la estructura $d = cB$ ($1 < c < 2$).
Almacenes de gran área para cargas ligeras.	$n = 5$, 4 en las esquinas y 1 en el centro. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía.	
Cimentaciones rígidas aisladas con área $250 < A < 1000\text{m}^2$.	$n = 3$, 2 en el perímetro y 1 en el centro. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía.	
Cimentaciones rígidas aisladas con área $A < 250 \text{ m}^2$.	$n = 2$ en esquinas opuestas. Intermedios para definir la estratigrafía.	

Taludes	$3 < n < 5$ en la sección crítica.	Tal que la superficie probable de falla esté por arriba del fondo del sondeo.
Diques y estructuras de retención de agua o líquidos.	Preliminares de detalle y en zonas críticas. $b=60$ m $b=30$ m	$d = 0.5$ del ancho de la base del dique de tierra ó 1.5 de la altura para diques pequeños de concreto.
Aeropuertos para tránsito ligero.	$b = 30$ m en el eje de la pista para definir la estratigrafía.	$d = 3$ m

Donde:

a = área tributaria máxima por sondeo, m^2 .

b = espacimiento entre sondeos, m .

n = número de sondeos.

A = área de la cimentación, m^2 .

d = profundidad mínima de sondeo a partir de la profundidad de desplante de la cimentación, m .

B = ancho de la cimentación, m .

La clase de muestras que se toman dependerá de la naturaleza de los materiales, del tamaño y objeto de la estructura, así como de los métodos de perforación con que se cuente. La cantidad de muestras dependerá de la variabilidad de los estratos detectados.

Las muestras pueden ser clasificadas como alteradas y no alteradas dependiendo de como han preservado su estructura original durante el muestreo.

a) Muestras alteradas. Este tipo puede ser clasificado como muestras representativas, a las que se define como las que contienen todos los materiales constituyentes del estrato del que son tomadas y no han sido contaminadas por materiales de otros o por cambios químicos, pero la estructura del suelo ha sido seriamente alterada, así como su contenido de agua original. Estas muestras son usadas para pruebas de clasificación general, gracias a sus propiedades índice y la identificación de los materiales. Se les puede obtener por medio de pozos a cielo

abierto, zanjas, cortes o por medio de sondeos (penetración estándar).

b) Muestras inalteradas. Son muestras en las cuales el material ha sido sujeto a una pequeña alteración y el contenido de humedad es conservado hasta el máximo posible. Son usadas para determinar ciertas propiedades físicas de los materiales. Estas muestras tienen el objetivo de definir la estratigrafía del sitio, y su extracción se puede realizar por medio de métodos manuales ó bien por medio de perforaciones con muestreadores especiales.

Método de perforación con muestreo alterado.

A). Perforaciones manuales y barrenos helicoidales.

La muestra obtenida por medio de este método suele estar alterada, pero con respecto a su contenido de agua por lo general es representativa.

Las herramientas más utilizadas son la pala posteadora y las brocas helicoidales. La primera de ellas penetra al suelo por medio de una presión y giro ejercidas sobre la manija superior. Las brocas helicoidales dependen del tipo de suelo a penetrar y son accionadas por motor; son utilizables solamente arriba del nivel freático y donde no existe arcilla blanda o gravas gruesas que dificulten su uso y son económicas hasta los 6 metros de profundidad.

Las muestras son una mezcla de los materiales atravesados y la interpretación es problemática cuando la secuencia estratigráfica varía de un estrato duro a uno blando puesto que se pierden sus límites. Puede decirse que podría ser útil para determinar la humedad promedio, el tamaño de los granos y las características de plasticidad y en las exploraciones para bancos de materiales.

B). Método de lavado.

Es el procedimiento más rápido y económico para conocer aproximadamente la estratigrafía del suelo. Se usa como ayuda para rápido avance en otros métodos de exploración.

El método que se sigue es inyectar agua a la perforación, después de colocado el ademe, lo cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y regresa por el espacio entre el ademe y la tubería, para ser recolectada y analizada. Este sondeo debe ser acompañado con un muestreo con cuchara cuando se piense que los suelos cambian sus propiedades.

C). Prueba de penetración estándar.

Esta prueba de penetración dinámica consiste en hincar por percusión un penetrómetro o muestreador obteniendo así muestras alteradas representativas del suelo, que sirva para identificar los mismos, realizar pruebas índice y en base a éstas poder hacer las correlaciones de campo y laboratorio de los diversos suelos; es utilizado sobre todo en arenas, en donde es posible relacionar aproximadamente el ángulo de fricción interna (ϕ) y también en arcillas donde se correlaciona la resistencia a la compresión simple (q_u).

La prueba consiste en introducir a base de golpes con un martinete de 63.5 kg que cae desde una altura de 76 cm. un penetrómetro colocado en el extremo de la tubería de perforación. El muestreador debe penetrar 60 cm. dentro del suelo contandose el número de golpes necesarios para introducir los 30 cm. intermedios, posteriormente se saca el penetrómetro y se extrae la muestra de él.

La muestra es identificada en campo de acuerdo a la clasificación SUCS con las observaciones pertinentes.

El muestreador o penetrómetro estándar debe ser de dimensiones establecidas, pudiendo ser un tubo liso entero ó de media caña, el cual está partido longitudinalmente, para facilitar la extracción de la muestra. La zapata por donde se introdujera dicha muestra es de acero endurecido y es sustituible. La válvula de la cabeza funciona evitando que salga la muestra y eliminando el azolve durante el hincado.

Estas pruebas deben realizarse en cada estrato importante. Después de sacar el muestreador, es conveniente efectuar una ampliación del pozo de perforación con métodos rotatorios para evitar fricciones excesivas en el tubo.

La prueba se interpreta por medio de un perfil en el que se confrontan el número de golpes con la profundidad; este perfil, acompañado de la clasificación de los suelos, el contenido de agua y otras propiedades, permitira la formación de la estratigrafía del sitio.

En arenas y suelos friccionantes puede hacerse una correlación entre el número de golpes para cada 30 cm. de penetración (N), la compacidad relativa (Cr) y el ángulo de fricción interna (β). Aunque para estas relaciones hay que tomar en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes.

El número de golpes corresponde a diferentes compacidades relativas, según sea la presión vertical actuante sobre la arena, la cual, a su vez, es función de la profundidad a que se haga la prueba.

Métodos de perforación con muestreo inalterado.

D). Muestreo con tubos de pared delgada (Tubo Shelby).

Se emplean en suelos cohesivos blandos o semiduros, no importando que se localicen encima o por abajo del nivel freático.

El muestreador es un tubo de acero o latón de diámetro exterior variable entre 7.5 a 10 cm, de espesor máximo de 1.5 mm y longitud entre 80 cm y 1 m. Es común cortarlo longitudinalmente al extraer la muestra cuidandose así el efecto de la fricción lateral.

Se hinca el muestreador ejerciendo un presión continua de una manera lenta, a una velocidad constante entre 75 cm dejando 15 cm libres para alojar azolves, se hace reposar cierto tiempo aumentando así la adherencia y después se gira el muestreador para cortar la base de la muestra y extraerla.

E). Muestreadores de pistón.

Se usan en suelos blandos, ya que con los tubos Shelby las muestras se pierden fácilmente debido a la presión que ejerce sobre ellas el fluido de perforación que queda en el muestreador causando la distorsión y que con el muestreador de pistón se

elimina formandose vacío; por otro lado, tienen la ventaja de limpiar el fondo del pozo.

Los muestreadores de pistón se clasifican de la siguiente manera:

E.1). Fijo. El muestreador se hince con el mismo procedimiento que el tubo Shelby, el pistón se lleva hasta el fondo del pozo y se pone en contacto con la superficie del suelo, se fija entonces con un soporte rígido desde la superficie; el muestreador se introduce adelantándose al pistón que se encuentra fijo, impidiendo que el suelo ejerza presión hacia arriba y si la muestra tiende a salir del tubo se crea un vacío entre el pistón y la muestra que ayuda a sostenerla.

E.2). Retráctil. En este caso el pistón se lleva hasta el nivel donde se empezará a muestrear y se regresa hasta la parte superior; entonces se puede hincar el muestreador libremente.

E.3). Libre. El pistón se mueve libremente con la parte superior del testigo.

F). Muestreador de barril Denison.

Se emplea en arcillas duras, limos compactados y en arenas poco cohesivas en donde otros muestreadores no pueden penetrar.

El muestreador consiste en 2 tubos concéntricos; el interior (que es el verdadero muestreador) se mantiene fijo y la muestra se introduce en él por presión; en tanto el tubo exterior gira cortando de esta manera el suelo.

Los detritos son expulsados del pozo por el agua inyectada entre los dos tubos, la que además realiza la función de enfriar la broca arriba del nivel freático se usan de preferencia todos para determinar la contaminación del agua sobre la muestra.

En base a datos extraídos del manual de PEMEX, es importante variar la distancia entre el tubo interior y la broca de acuerdo con el tipo de suelo, como se anota a continuación:

Suelo	d (cm)
Blando	2.0
Duro	0.5
Muy duro	0 ó menos (remetido en el tubo interior).

La sustitución del tubo interior fijo por un tubo de pared delgada da una mayor calidad a las muestras.

G). Cono eléctrico.

a). Reseña histórica.

La introducción del cono eléctrico como auxiliar de la exploración geotécnica, se presentó en el proyecto Texcoco en 1967; se pensó desarrollar un cono eléctrico para explorar con eficiencia una vasta zona del Lago de Texcoco. Se diseñó uno que desafortunadamente no llegó a fabricarse, porque en ese entonces se consideró más confiable realizar ese trabajo con veleta. En 1979 se volvió a presentar la oportunidad de desarrollarlo, para complementar el estudio geotécnico de la Presa Tamesí.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos patrocinó al Instituto de Ingeniería la construcción de un cono eléctrico similar al diseñado por De - Ruiter; en ese primer aparato se exploró el sitio de la presa, también se utilizó para el Interceptor Central del Sistema de Drenaje de la Ciudad de México. Este segundo trabajo hizo evidente su potencialidad como herramienta de exploración geotécnica y fue gracias al impulso que le dió COVITUR en los estudios de las líneas 4, 8 y 9 del Metro de la Ciudad de México que ha ganado el lugar que ahora tiene.

b). Objetivo.

Determinar la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y de fricción del cono; la

interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

c). Equipo.

El cono eléctrico es una celda de carga, con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (Strain gages); usualmente tiene 2 ton de capacidad de carga y resolución de mas-menos 1 kg, pero en el caso de suelos duros como el de nuestro ejemplo se puede utilizar uno con capacidad de 5 ton y resolución de mas-menos 2 kg; este instrumento generalmente tiene 3.6 cm de diámetro exterior.

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, donde es captada por un aparato receptor y la transforma en señal digital, impresión numérica.

El cono se hinca en el suelo empujandolo con la fuerza de un sistema hidráulico de penetración controlada, que es transmitido por una columna de barras de acero, usualmente con diámetro exterior EW de 3.6 cm.

La velocidad de hincado del cono es usualmente de 1 cm / seg de acuerdo a la norma (ASTM D3441 - 75T). La prueba de penetración a base de cono, es la técnica de exploración de suelos más económica y además confiable de que se dispone actualmente.

A continuación se dará un breve panorama acerca de las pruebas de laboratorio que deberán realizarse para obtener los parámetros necesarios, que ayudarán a normar el criterio para el diseño del proyecto de la estación.

3. TRABAJOS DE LABORATORIO.

El objetivo primordial al ejecutar los trabajos de laboratorio, es el de obtener los parámetros de resistencia y de deformabilidad del subsuelo en la zona donde se proyecta construir la estación del metro.

El procedimiento a seguir será primeramente elaborar un programa de pruebas de laboratorio adecuado, basado en los perfiles obtenidos de los sondeos realizados durante los trabajos de campo y a los requerimientos de datos necesarios para los análisis del proyecto.

A continuación se describen las pruebas más significativas que se programan para la obtención de datos que ayudarán a la realización del proyecto en estudio.

OBTENCION DE LAS PROPIEDADES INDICE.

a). Contenido de agua (w).

Para determinar el contenido de agua del suelo, será necesario someter a un proceso de secado a la muestra que se tenga disponible, obteniendo previamente su peso (Wm).

El secado de la muestra se realizará en un horno al cual se le controlará la temperatura manteniendola constante en 110 grados centígrados, aceptandose una variación máxima de 5 grados en más o en menos. El proceso de secado deberá efectuarse en un tiempo comprendido entre 16 y 20 horas.

Una vez terminado el proceso anterior, se pesa la muestra en su estado seco (Ws).

El contenido de agua se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$W (\%) = \frac{W_m - W_s}{W_s} \times 100$$

Donde: Wm = Peso de la muestra del suelo
Ws = Peso de la fase sólida de la muestra

b). Densidad de sólidos.

La relación entre el peso específico de la materia de las partículas del suelo y el peso específico del agua destilada a 4 grados centígrados, se le denomina densidad de sólidos.

Para el caso de suelos cohesivos y arenas finas el procedimiento que se sigue consiste en hacer con la muestra de suelo y agua destilada una pasta, colocarla con agua suficiente para tener un volumen de 150 cm³ en el vaso del agitador mecánico y agitarlo durante 15 minutos. Vaciar la mezcla en el matraz previamente calibrado y sujetarla a vacío durante 30 minutos. Llenar el matraz hasta la marca de calibración tomar la temperatura y pesar el matraz con su contenido (Wbws). Tomar la temperatura, vaciar el contenido en un recipiente y sujetarlo a secado a una temperatura de 110 grados centígrados, más - menos 5 grados centígrados. Pesar el suelo seco (Ws) .

El valor de la densidad de sólidos se obtiene aplicando la siguiente fórmula:

$$S_s = \frac{W_s k}{W_{bw} + W_s - W_{bws}}$$

Donde: Ws = Peso de sólidos
 Wbws = Peso del matraz + agua + suelo
 Wbw = Peso del matraz + agua a la temperatura de la prueba.
 k = Coeficiente de corrección por temperatura.

c). Granulometría.

El análisis granulométrico de un suelo, consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen, utilizando para ello una serie de mallas de acero de diferente abertura, a través de las cuales se hace pasar el material, pesándose posteriormente el retenido en cada una de ellas; si se dividen estos pesos entre el de la muestra total, se obtienen los porcentajes retenidos y sumando dichos porcentajes podrá dibujarse la curva de distribución granulométrica.

d). Límites de consistencia o de Atterberg.

Los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos, se marcan fijando los límites siguientes: líquido, plástico y de contracción. El primero es la frontera entre el estado líquido y el plástico; el segundo entre el estado plástico y el semisólido; y el tercero separa el estado semisólido del sólido. A estos límites se les denomina límites de consistencia.

El límite líquido (LL) se define como el contenido de agua de un suelo, expresado en porcentaje para el cual se cierra una ranura, de dimensiones normalizadas en una muestra remoldeada, colocada en un aparato especificado al someterla a 25 impactos.

El límite plástico (Lp) se define como el contenido de agua con el que se rompe en fragmentos de 1.0 cm, un rollo de 0.32 cm (1/8) de diámetro, formado con un suelo al rodarlo con la palma de la mano sobre una superficie plana.

El límite de contracción (Lc) se define como el contenido de agua necesario para saturar un suelo contraído por secado.

OBTENCION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS.

a). Consolidación unidimensional.

Cuando un suelo saturado se somete a un incremento de carga, la acción de ésta se transmite, en un principio, al agua que llena los poros del material por ser el líquido incompresible comparado con la estructura que forman las partículas sólidas del suelo. Debido a la presión que de éste modo se induce en el agua, ésta fluye hacia las fronteras en las cuales dicha presión se disipa produciéndose variaciones en el volumen del material y la transferencia de la carga a la estructura sólida. La velocidad con que se produce éste fenómeno conocido en Mecánica de Suelos con el nombre de consolidación, depende de la permeabilidad del suelo al igual que otras condiciones geométricas y de frontera (drenes).

De la prueba de consolidación se obtiene el coeficiente de compresibilidad (a_v) que representa la relación deformación - esfuerzo del suelo, sin tomar en cuenta el tiempo.

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta p} = - \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1} \quad \text{cm}^2 / \text{kg}$$

Donde: e_1 = relación de vacíos inicial
 e_2 = relación de vacíos final
 p_1 = presión inicial
 p_2 = presión final

b). Resistencia al corte.

Los parámetros δ y C que se utilizan para estimar la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo de acuerdo a la fórmula:

$$S = C + \sigma \tan \delta$$

Se determinan por medio de los siguientes ensayos:

b.1). Corte por torsión.

La prueba consiste en determinar la resistencia máxima y residual de una probeta, con relación diámetro - altura de $0.1 d > h$, labrada para suelos inalterados o fabricados en el laboratorio; confinada lateralmente, cuando se le sujeta a un esfuerzo normal constante y se le aplica un esfuerzo cortante por rotación hasta alcanzar la falla.

La velocidad de rotación tiene influencia en los resultados por lo que se debe especificar de acuerdo con las necesidades del diseño.

Con los datos que se obtengan en la prueba, se puede calcular lo siguiente:

$$v = \frac{N}{A} \quad ; \quad S = \frac{T}{A} \quad ; \quad \delta = \tan^{-1} S / \bar{\sigma}_v$$

Donde: N = Carga vertical, en kg.
 A = Área de la probeta, en cm^2 .
 $\bar{\sigma}_v$ = Esfuerzo vertical efectivo, en kg / cm^2 .
 T = Carga total tangencial, en kg.
 S = Esfuerzo cortante, en kg / cm^2 .
 δ = Angulo de falla al corte, en grados.

b.2). Prueba de compresión simple.

El ensaye se realiza, con probéatas cilíndricas del suelo, con una relación diámetro - altura que cumple con:

$$2 d < h < 3 d$$

El espécimen se sujeta a una carga axial que se incrementa en forma controlada hasta llevar a la falla, obteniéndose como lectura el desplazamiento sufrido por el espécimen después de cada incremento y la carga aplicada.

Información que se puede obtener en base a los datos de la prueba:

$$\epsilon (\%) = \frac{\Delta L}{L} \times 100 \quad ; \quad A' = A \frac{1}{1 - \epsilon} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{A'}$$

Donde: L = Longitud inicial, en cm.
 ΔL = Deformación total, en cm.
 ϵ = Deformación axial unitaria.
A = Área inicial de la probeta, en cm².
A' = Área corregida, en cm².
N = Carga total aplicada, en kg.
 σ = Esfuerzo vertical, en kg / cm².

Con estos datos se dibuja la curva esfuerzo vertical - deformación unitaria. El valor máximo del esfuerzo vertical se define como la resistencia a la compresión simple (q_u).

b.3). Pruebas triaxiales.

Este tipo de ensayes se emplea para evaluar los parámetros de resistencia de un suelo, cuando está sujeto a un campo uniforme de esfuerzos.

De acuerdo a las condiciones de drenaje que se establezcan en el transcurso de la prueba, los ensayes triaxiales podrán ser:

- UU Prueba no consolidada - no drenada. En ésta prueba podrá medirse en suelos saturados, la presión de poro.

- CU Prueba consolidada - no drenada. Se permite el drenaje en toda la etapa de aplicación de la presión confinante y no se drena durante la aplicación del esfuerzo axial o de velocidad de deformación. En la etapa de falla se puede medir la presión de poro.

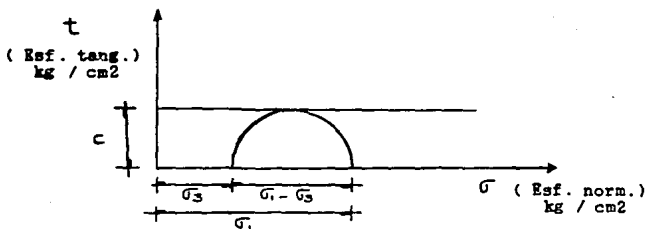
- CD Prueba consolidada drenada. Se permite el drenaje durante toda la prueba. Esta prueba se efectúa aplicando carga axial exclusivamente y se puede medir el desplazamiento volumétrico.

El procedimiento consiste en colocar el espécimen, protegido exteriormente con una membrana impermeable, dentro de una cámara a la cual se puede aplicar presión por medio de un fluido. En los extremos de la probeta se colocan piedras porosas que se pueden comunicar al exterior para drenarla si se desea, y sobre éstas una placa que permita la aplicación de carga axial por medio de un vástago.

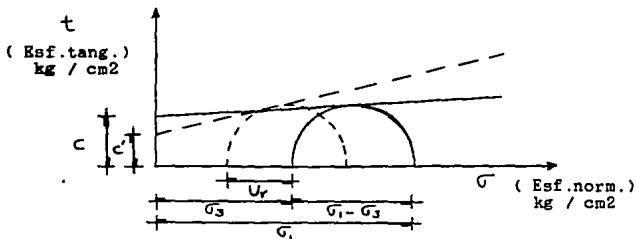
La aplicación de los esfuerzos exteriores se lleva a cabo en dos etapas diferentes; la primera consiste en aplicar una presión confinante que se mantendrá constante durante la prueba y la segunda, en la aplicación de una carga axial o de una velocidad de deformación axial.

Durante la prueba se obtienen los datos necesarios para estimar la deformación axial, la carga vertical, la velocidad de deformación y de acuerdo al tipo de ensaye, la presión de poro, el volumen de agua drenado y el tiempo empleado en la prueba.

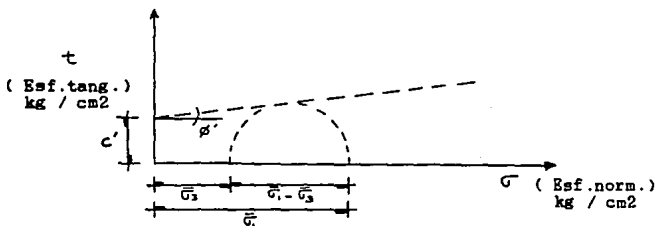
Con los datos obtenidos en tres o cuatro pruebas con especímenes elaborados de una misma muestra, se puede calcular la envolvente de resistencia correspondiente



ENVOLVENTE TIPICA DE UN ENSAYE TRIAXIAL, TIPO UU



ENVOLVENTE TIPICA DE UN ENSAYE TRIAXIAL, TIPO CU



ENVOLVENTE TIPICA DE UN ENSAYE TRIAXIAL TIPO CD

Con la finalidad de darle una aplicación real a los criterios de diseño que se mencionan en el presente trabajo, se tomarán como ejemplo los estudios realizados en la estación Chilpancingo perteneciente a la línea 9 del metro.

EXPLORACION

Con el fin de conocer la formación y características del subsuelo en el sitio donde se proyecta construir la Estación del metro en estudio, se realizó la exploración mediante la ejecución de un sondeo mixto el SM9-14 a 40.0 m. de profundidad, localizándose en el costado sur de la avenida Baja California entre la avenida de los Insurgentes y la calle de Tuxpan de la colonia Roma. De acuerdo a la zonificación de la Ciudad de México el sondeo se ubica en la zona de transición, ver figura No. 1.

La descripción de dicho sondeo, así como su perfil estratigráfico se dan a continuación.

Se efectuó un muestreo continuo con tubo Shelby hasta 24.3m. de profundidad y a partir de ésta, se alterno la extracción de muestras inalteradas con tubo Shelby y avance con broca tricónica de 24.3 m. hasta 27.6 m; posteriormente de ésta profundidad hasta 30.60 m. se realizó un muestreo continuo con tubo Shelby y a partir de 30.60 m. hasta 40.0 m. se alterno el muestreo de dos por uno de penetración estándar y tubo Shelby respectivamente.

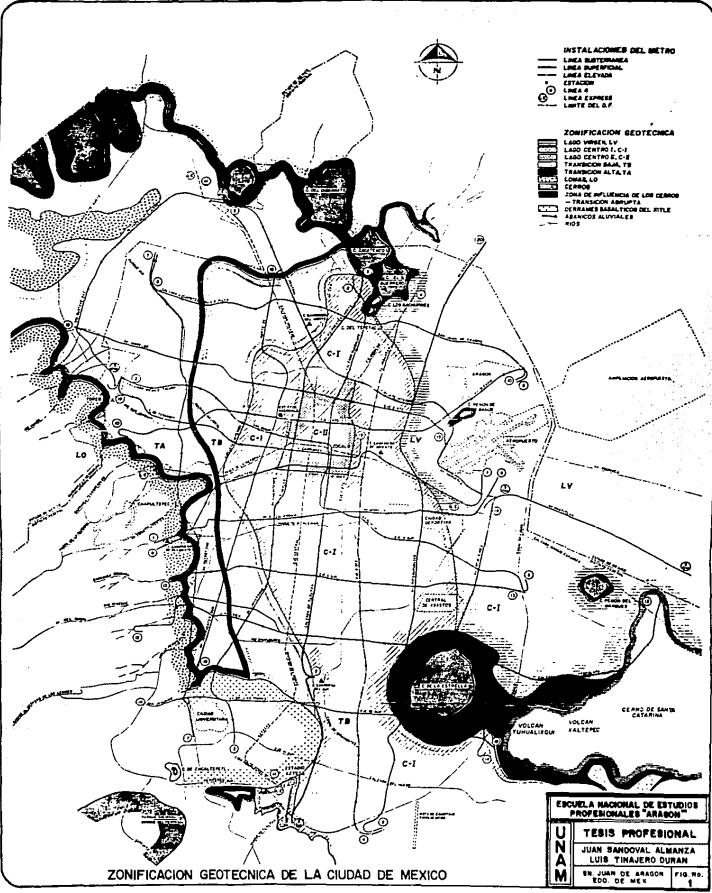
A continuación se describe la estratigrafía encontrada en el sondeo SM9 - 14.

De 0.0 m. a 0.60 m se detectó material de relleno; de 0.60m. a 4.50 m. de profundidad, se encontró un estrato limo - arcilloso con lentes de arena cuyo contenido de agua promedio es de 50 % ; de 4.50m. a 12.00 m. se localizó un estrato de arcilla poco limosa con intercalaciones de arena y vidrio volcánico de consistencia blanda y con un contenido de agua en promedio de 200 %; subyaciendo a éste estrato de 12.00 m. hasta 13.0 m. se tiene limo arenoso con gravillas el contenido de agua es de 120 % en promedio; de 13.0 m. a 16.20m. se encontró arcilla limosa con fósiles y un contenido de agua promedio de 170 % ; posteriormente de 16.20m. a 18.50 m. se detectó limo arcilloso con intercalaciones de arena cuyo contenido de agua es de 50 % en promedio; de 18.50 m. a 20.40 m se tiene arcilla poco limosa con fósiles y un contenido de agua en promedio de 200 % ; inmediatamente después se encontró un estrato de material limo arenoso con intercalaciones de arcilla y arena con gravillas.

entre los 20.40 m. y los 29.50 m. de profundidad y un contenido de agua de 50 % en promedio; de 29.50 m a 30.20 m. se encontró una arcilla limosa con contactos de vidrio volcánico con un contenido de agua promedio de 100 %; de 30.20 m. hasta el final del sondeo se encontró material areno limoso y limo arenoso con escasos contactos de arcilla, el contenido de agua es de 30 % en promedio, y el número de golpes mayor de 60 lo cual nos indica que es un material muy compacto.

El nivel de aguas freáticas; se detectó a 2.80 m. de profundidad.

La estratigrafía de éste sondeo se muestra en la figura No 2



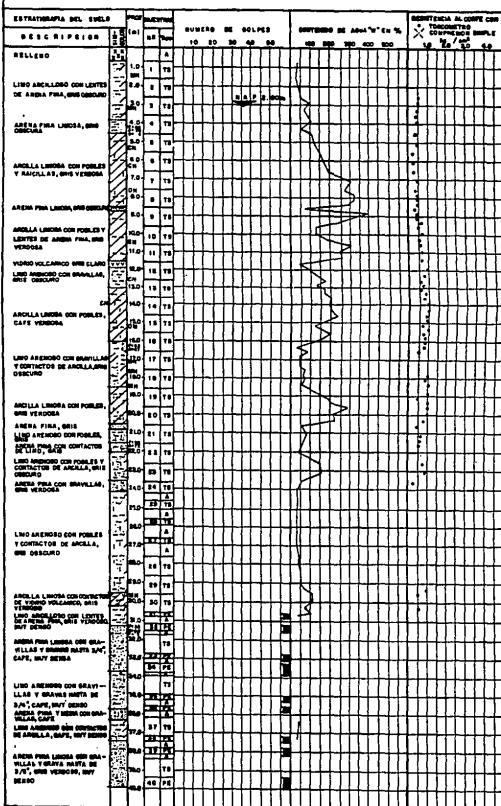
INSTALACIONES DEL METRO
 LINEA SUBTERRANEA
 LINEA SUPERFICIAL
 LINEA ELEVADOR
 ESTACION
 LINEA A
 LINEA EXPRESS
 LIMITE DEL S.F.

ZONIFICACION GEOTECNICA
 LADO VIREA, LV
 LADO CENTRO I, C-I
 LADO CENTRO II, C-II
 TRANSICION BAAL, TB
 TRANSICION ALTA, TA
 LOMAS, LO
 CERROS
 ZONA DE INFLUENCIA DE LOS CERROS
 - TRANSICION ABRUPTA
 - TRANSICION SERRATICA DEL TITILE
 - TRANSICION ALTIPLANICIA
 RIOS

ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO

UNAM	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARABON"	
	TESIS PROFESIONAL	
	JUAN SANDOVAL ALMANZA LUIS TINAJERO DURAN	
	EN JUAN DE ARAGON ED. DE MEX	
	FIG. NO.	1

METRO LINEA - 9
SONDEO SM9-14
AV. INSURGENTES Y AV. BAJA CALIFORNIA



SIMBOLOS

- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA
- PUEBLES
- VIOLCANICO

NOMENCLATURA

- T S = TWO SHELBY
- S S = SAND, SENSOR
- P E = PENETRACION EST.
- P H = PICO HORIZONTAL
- + = LENTE LINDERA
- A = LENTE PLATON 1/2
- SAS DE 50 GOLFES
- A = ANILLO
- N.A.P. = NIVEL DE AGUAS FREATICAS

COMISIA NACIONAL DE OFICIOS
PROFESIONALES MEXICANOS

UNAM

TESIS PROFESIONAL
 ANTONIO RAMON ALVARADO
 LICENCIADO EN INGENIERIA

MEXICO, D.F. 1968

CAPITULO III
ANALISIS

CAPITULO III

ANÁLISIS .

El objetivo principal de los análisis por realizar es la de obtener valores adecuados que nos permitan determinar la profundidad de desplante de la estación en estudio y asimismo contar con un apoyo firme de la cimentación a una profundidad suficiente, para lograr la presión de reacción necesaria.

En la tabla No. 2, se indican los parámetros de diseño obtenidos de los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas a las muestras recuperadas en el sondeo SM9-14.

TABLA No. 2. PARAMETROS DE DISEÑO

Estrato (m)	H (m)	W (%)	ρ_m (t/m ³)	C (t/m ²)	β (o)
0.00 - 2.50	2.50	25	1.68	1.5	25
2.50 - 4.00	1.50	75	1.40	2.1	15
4.00 - 4.50	0.50	50	1.50	1.2	15
4.50 - 6.75	2.25	150	1.30	3.0	20
6.75 - 8.50	1.75	300	1.15	2.8	10
8.50 - 8.90	0.40	75	1.40	1.8	15
8.90 - 9.25	0.35	300	1.15	2.5	25
9.25 - 10.25	1.00	150	1.30	3.5	10
10.25 - 11.50	1.25	250	1.20	3.6	10
11.50 - 12.25	0.75	50	1.51	2.5	15
12.25 - 13.00	0.75	150	1.35	3.2	15
13.00 - 15.00	2.00	200	1.20	3.8	10
15.00 - 16.00	1.00	175	1.25	4.0	10
16.00 - 18.75	2.75	50	1.62	4.8	15
18.75 - 20.50	1.75	250	1.20	5.0	15
20.50 - 22.25	1.75	75	1.45	4.5	30
22.25 - 23.50	1.25	150	1.30	4.9	15
23.50 - 24.25	0.75	25	1.65	1.0	35
24.25 - 29.25	5.00	25	1.70	4.0	35
29.25 - 30.50	1.25	100	1.40	4.1	10
30.50 - 31.25	0.75	25	1.70	4.2	15
31.25 - 33.75	2.50	25	1.70	3.8	30
33.75 - 35.75	2.00	25	1.70	4.5	20
35.75 - 36.25	0.50	25	1.68	1.5	30
36.25 - 37.50	1.25	25	1.70	3.9	25
37.50 - 40.00	2.50	25	1.70	4.8	25

A continuación se indican cada uno de los análisis efectuados en el presente trabajo.

1.- SOBRECENSACION.

Con objeto de definir la magnitud de alteración del estado de esfuerzos naturales en la masa del suelo originados por la excavación y construcción de la estructura, será necesario efectuar análisis de sobrecompensación.

La presión de sobrecompensación puede indicarse de una manera sencilla con la siguiente expresión:

$$P_s = \frac{P_t - P_e}{B} \quad (T/M^2)$$

Donde:

P_s = Presión de sobrecompensación.

P_t = Peso de tierra excavada por metro lineal de excavación.

P_e = Peso de la estructura por metro lineal.

B = Ancho del cajón.

Quando se realiza una excavación a cielo abierto en el subsuelo, con objeto de alojar en ella una estructura, se presentará cualquiera de las tres situaciones que se describen brevemente a continuación.

Compensación.- Es aquella situación en la que el peso del volumen del suelo excavado es igual al peso de la estructura por construir.

Compensación Parcial.- Cuando el peso del volumen de suelo excavado es menor que el de la estructura que lo sustituirá.

Sobrecompensación.- Cuando el peso del volumen de suelo excavado es mayor que el de la estructura.

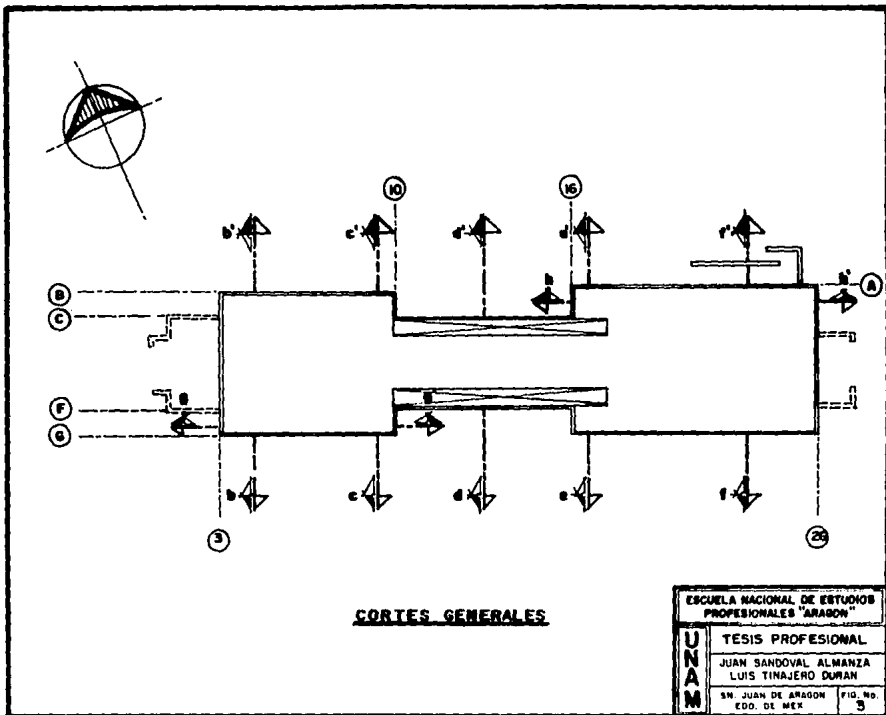
De acuerdo a la zonificación de la ciudad de México las normas de construcción establecen que si el sitio en estudio se encuentra ubicado en zona de transición, el valor de la sobrecompensación varía, siendo la más crítica cuando el sitio se ubica cerca de los límites con la zona del lago donde dicho valor no deberá de ser mayor a 2.5 ton/m².

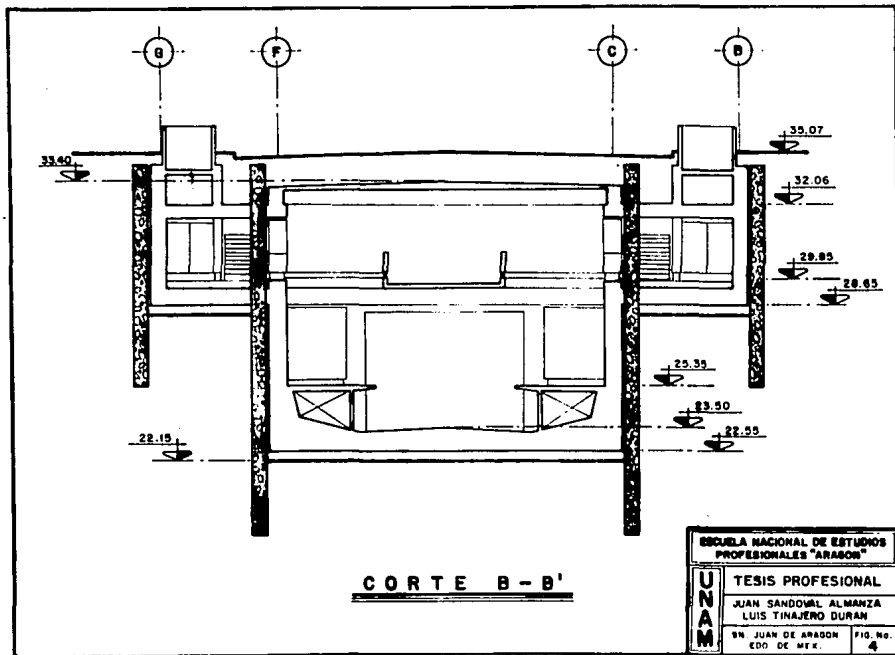
Para conocer los valores de sobrecompensación que se presentarán al excavar el cajón que alojará la estructura de la estación en estudio, se definieron cortes representativos a lo largo de ésta, en los cuales se efectuarán los análisis de sobrecompensación correspondientes.

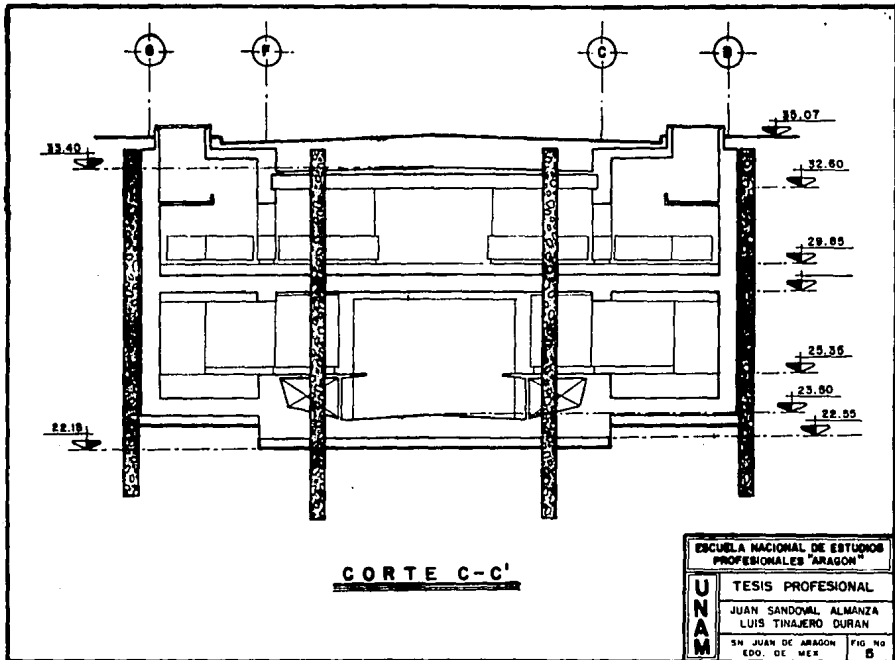
A continuación se presentan los resultados obtenidos de los análisis de sobrecompensación, en cada uno de los cortes indicados de la figura No. 3 a la No. 10, considerando franjas de 1.00 m.

CORTE	RESULTADO	
	(T/M ²)	
b-b'	3.88	S.C.
c-c'	4.66	S.C.
d-d'	3.33	S.C.
e-e'	5.37	S.C.
f-f'	2.99	S.C.
g-g'	6.24	S.C.
h-h'	5.71	S.C.

*S.C.=Sobrecompensación.

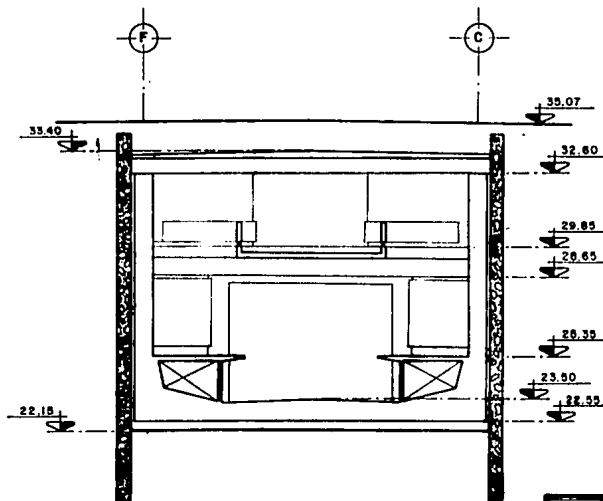






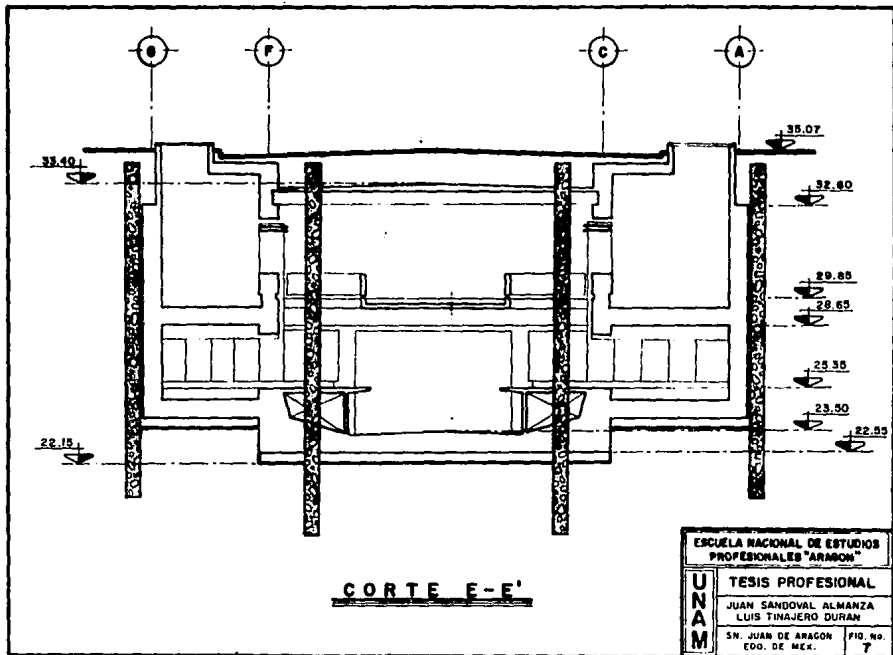
CORTE C-C'

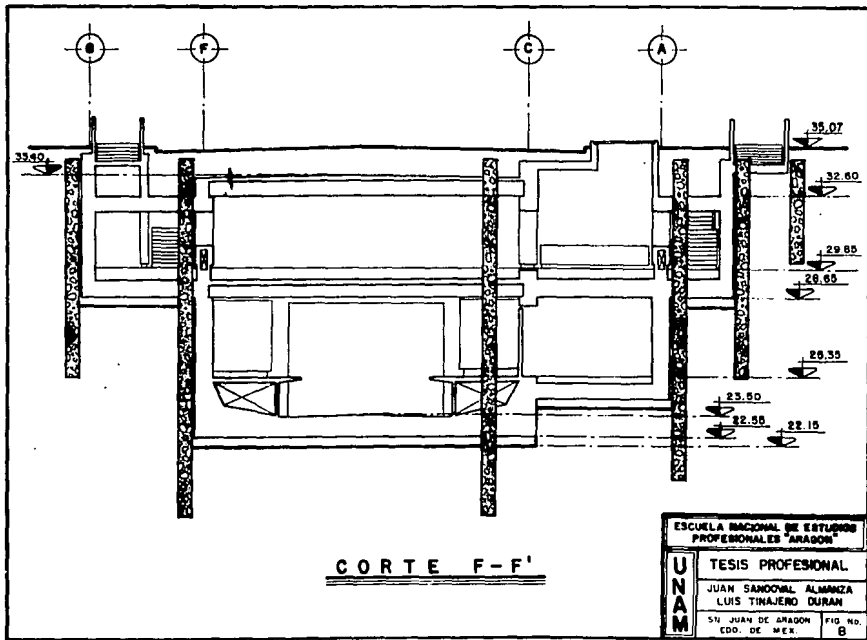
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
UNAM	TESIS PROFESIONAL
	JUAN SANDOVAL ALMANZA LUIS TINAJERO DURAN
	SN JUAN DE ARAGON FIG No EDO. DE MEX 5

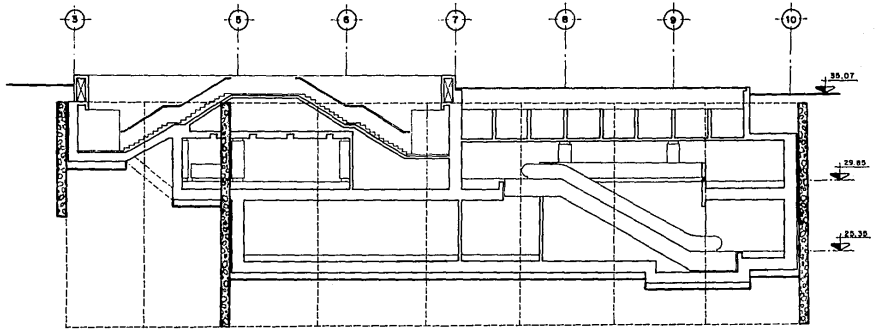


CORTE D-D'

U N A M	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
	TESIS PROFESIONAL	
	JUAN SANDOVAL ALMANZA LUIS TINAJERO DURAN	
	SN. JUAN DE ARAGON EDO. DE MEK	FIG. NO 6

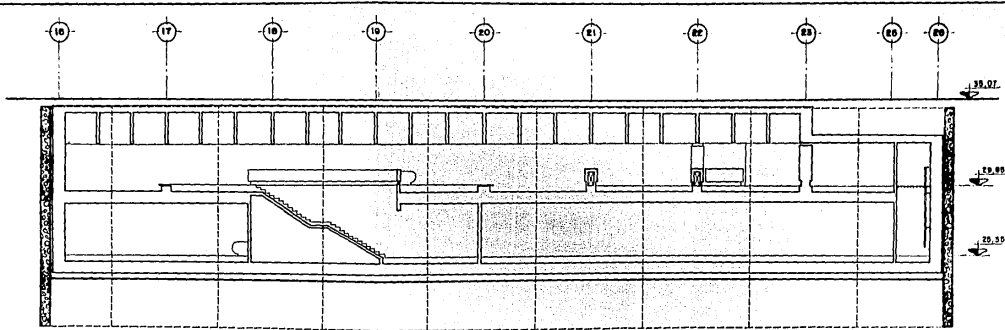






C O R T E G - G'

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARABON"	
U N A M	TESIS PROFESIONAL
	JUAN SANDOVAL ALBAÑEZ LUIS TRIAJERO DURAN
	BY JUAN DE ARAGON EDD. DE MEX. FIG. NO. 9



C O R T E H - H ¹

U N A M	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
	TESIS PROFESIONAL	
	JUAN SANDOVAL ALMANZA LUIS TINAJERO DURAN	
	EN JUNIO DE 1960	FO. 10 ED. DE MEX.

Realizando los análisis tridimensionalmente se obtienen los siguientes resultados, ver figura No. 11.

EJES		RESULTADO (T/M ²)	*
C-F	1-3	-2.18	P.C.
B-G	3-10	3.61	S.C.
C-F	10-16	4.60	S.C.
A-G	16-26	2.53	S.C.

*P.C.=Parcialmente compensado.
S.C.=Sobrecompensación.

El resultado de la sobrecompensación considerando totalmente el cuerpo de la estación es:

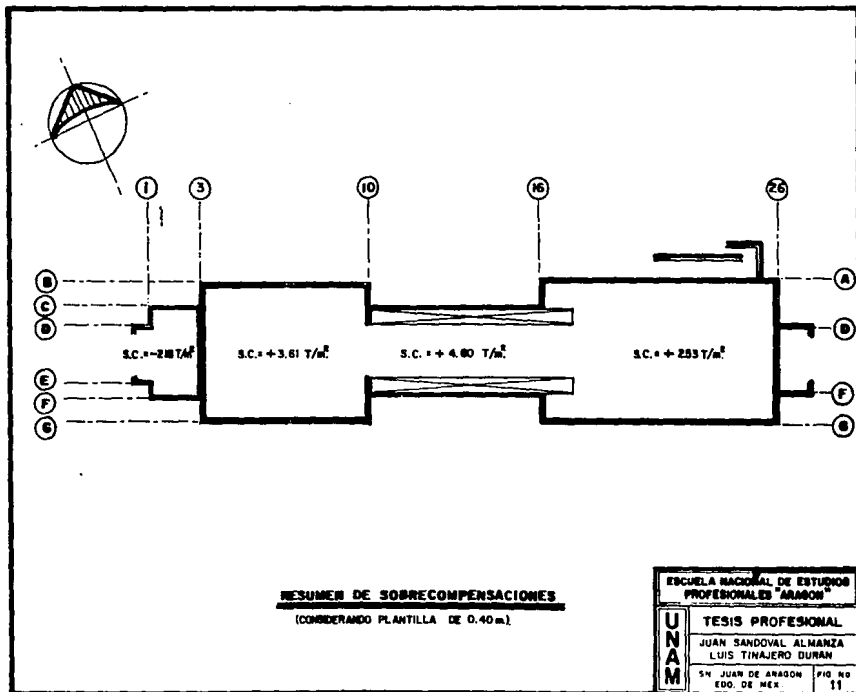
$$S.C. = 2.75 \text{ T/M}^2.$$

De los resultados anteriores se puede resumir lo siguiente: La estación en estudio se encuentra sobrecompensada, es decir el peso del volumen del suelo excavado es mayor al peso de la estructura, lo anterior nos indica que en un futuro la estación puede tener la tendencia a emerger. De acuerdo al resultado de la sobrecompensación total de la estación se puede observar que ésta se encuentra ligeramente arriba de lo permitido para ésta zona, lo cual de acuerdo a las normas de construcción no cumple con las condiciones establecidas, sin embargo éste resultado no es definitivo para determinar la situación de la estación, ya que éste se complementa con los que se obtengan de los análisis subsecuentes.

2.- EXPANSIONES.

El retiro de tierra durante una excavación produce una descarga de los estratos de suelo que se encuentran bajo el fondo de ésta, tal descarga si la excavación se realiza en materiales arcillosos, se traduce en una expansión de los estratos afectados por la misma, cuya magnitud depende de las dimensiones del área excavada, de la profundidad, del coeficiente de expansibilidad del suelo y del tiempo que la excavación permanezca abierta.

El fenómeno de expansión durante la excavación presenta dos etapas: la primera, una expansión, relativamente rápida que



se produce a la misma velocidad que el avance de la excavación y que parece ser un fenómeno de tipo elástico y, la segunda, más lenta, que va acompañado por un incremento en el contenido de agua de la arcilla y es un proceso que se prolonga con el tiempo, debido a lo cual, es importante mantener el menor tiempo posible la excavación abierta.

2.1) Expansiones inmediatas.

Como se mencionó anteriormente, las expansiones inmediatas que se presentan durante una excavación están en función del área excavada, de la profundidad y del tiempo que la excavación permanezca abierta; por lo tanto, estas expansiones pueden ser valuadas de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\text{Exp. inm.} = \frac{q \cdot B}{E} (1 - u)^2 I_w$$

Donde:

q = Descarga por excavación.

B = Ancho de la excavación.

L = Longitud de la excavación.

u = Módulo de poisson del suelo (para arcillas = 0.4 a 0.5
y arenas = 0.20 a 0.35).

E = Módulo de elasticidad obtenido en prueba de compresión triaxial rápida.

I_w = Factor de influencia que depende de la geometría.

VALORES PARA EXPANSIONES INMEDIATAS	
FORMA DE LA EXCAVACION	I _w
CUADRADA	1.12
RECTANGULAR	
L/B	
1.5	1.36
2.0	1.53
5.0	2.10
10.0	2.54
100.0	4.01

2.2) Expansiones a largo plazo.

$$\text{Exp. Lp} = \text{Mvd PH.}$$

Donde:

Mvd = Coeficiente de variación volumétrica a la descarga.

P = Valor de la sobrecompensación distribuida elásticamente en la profundidad de los estratos afectados.

H = Espesor del estrato subyacente al cajón.

Para la obtención del coeficiente de variación volumétrica (Mv) se utilizarán las siguientes expresiones:

$$\text{Mvd} = \frac{\text{avd}}{1 + \text{eo}} \quad ; \quad \text{avd} = \frac{\text{md eo}}{\text{Po}}$$

$$\text{md} = f(W)$$

$$\text{eo} = f(W)$$

Donde:

avd = Coeficiente de compresibilidad para la descarga.

eo = Relación inicial de vacíos.

md = Factor de compresibilidad para la descarga.

$\overline{\text{Po}}$ = Presión efectiva en el centro del estrato.

W = Contenido de agua en porcentaje.

El coeficiente de compresibilidad para la descarga, así como la relación de vacíos inicial, se obtienen directamente de los resultados de los ensayos de compresibilidad del sondeo que se este utilizando.

A continuación se presentan los análisis correspondientes a las expansiones:

2.1) Expansiones inmediatas.

$$\text{Exp. inm.} = \frac{q B}{E} (1 - u^2) I_w$$

1er. caso:

Datos de la excavación.

Ubicación _____ Ejes 3 - 5 y B - C
 Ancho _____ 5.40 mts.
 Longitud _____ 11.30 mts.
 Profundidad _____ 6.82 mts.
 NAF _____ 2.80 mts.

$$q = \gamma_m H$$

γ_m (T/m ³)	H (m)	$\gamma_m H$ (T/m ²)	$\Sigma \gamma_m H$ (T/m ²)
1.68	2.50	4.20	4.20
1.40	1.50	2.10	6.30
1.50	0.50	0.75	7.05
1.30	2.25	2.93	9.98
1.15	0.07	0.08	10.06

La presión hidráulica es:

$$P_h = 6.82 - 2.80 = 4.02 \text{ T/m}^2$$

La presión en el fondo de la excavación es:

$$q = 10.06 - 4.02 = 6.04 \text{ T/m}^2$$

$$q = 0.604 \text{ Kg/cm}^2$$

Considerando que la arcilla es de consistencia media, se tendrá lo siguiente:

$$E = 60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u = 0.4 \text{ (módulo de Poisson para arcilla)}$$

$$\frac{L}{B} = \frac{11.30}{5.40} = 2.09 \quad ; \quad I_w = 1.55$$

$$Exp = \frac{0.604 \text{ Kg/cm}^2 \times 540 \text{ cm}}{60 \text{ Kg/cm}^2} (1 - (0.4)^2) 1.55$$

$$Exp = 5.436 \times 0.84 \times 1.55 = 7.08 \text{ cm.}$$

2o. caso:

Datos de la excavación.

Ubicación _____ Ejes 5 - 10 y B - C
 Ancho _____ 5.40 mts.
 Longitud _____ 36.00 mts.
 Profundidad _____ 12.92 mts.
 NAF _____ 2.80 mts.

$$q = \gamma_{mH}.$$

γ_m (T/m ³)	H (m)	γ_{mH} (T/m ²)	$\Sigma \gamma_{mH}$ (T/m ²)
1.68	2.50	4.20	4.20
1.40	1.50	2.10	6.30
1.50	0.50	0.75	7.05
1.30	2.25	2.93	9.98
1.15	1.75	2.01	11.99
1.40	0.40	0.56	12.55
1.15	0.35	0.40	12.95
1.30	1.00	1.30	14.25
1.20	1.25	1.50	15.75
1.51	0.75	1.13	16.88
1.35	0.67	0.90	17.78

La presión hidráulica es:

$$Ph = 12.92 - 2.80 = 10.12 \text{ T/m}^2$$

La presión en el fondo de la excavación es:

$$q = 17.78 - 10.12 = 7.66 \text{ T/m}^2$$

$$q = 0.766 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 60 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$u = 0.40$$

$$\frac{L}{B} = \frac{36.00}{5.40} = 6.67 \quad ; \quad I_w = 2.25$$

$$\text{Exp. inm.} = \frac{0.766 \text{ Kg/cm}^2 \times 540 \text{ cm}}{60 \text{ Kg/cm}^2} (1 - (0.40)^2) 2.25$$

$$\text{Exp. inm.} = 6.89 \times 0.84 \times 2.25 = 13.02 \text{ cm.}$$

3er. caso:

Datos de la excavación.

Ubicación _____ Ejes C - F y 10 - 16

Ancho _____ 15.10 mts.

Longitud _____ 42.80 mts.

Profundidad _____ 12.92 mts.

NAF _____ 2.80 mts.

$$Ph = 10.12 \text{ t/m}^2$$

$$q = 17.78 - 10.12 = 7.66 \text{ t/m}^2$$

$$q = 0.766 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u = 0.40$$

$$\frac{L}{B} = \frac{42.80}{15.10} = 2.83 \quad ; \quad I_w = 1.688$$

$$\text{Exp. inm.} = \frac{0.766 \text{ Kg/cm}^2 \times 1510 \text{ cm}}{60 \text{ Kg/cm}^2} (1 - (0.40)^2) 1.688$$

$$\text{Exp. inm.} = 19.28 \times 0.84 \times 1.688 = 27.34 \text{ cm.}$$

4o. caso:

Datos de la excavación.

Ubicación _____ Ejes A - C y 16 - 26
Ancho _____ 5.80 mts.
Longitud _____ 57.55 mts.
Profundidad _____ 12.92 mts.
NAF _____ 2.80 mts.

$$Ph = 10.12 \text{ t/m}^2$$

$$q = 17.78 - 10.12 = 7.66 \text{ t/m}^2$$

$$q = 0.766 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$u = 0.40$$

$$\frac{L}{B} = \frac{57.55}{5.80} = 9.92 \quad ; \quad Iw = 2.53$$

$$\text{Exp. inm.} = \frac{0.766 \text{ Kg/cm}^2 \times 580}{60 \text{ Kg/cm}^2} (1 - (0.40)^2) 2.53$$

$$\text{Exp. inm.} = 7.40 \times 0.84 \times 2.53 = 15.73 \text{ cm.}$$

2.2) Expansiones a largo plazo.

$$\text{Exp.Lp.} = Mvd \text{ Ph}$$

1er. caso:

Datos de la excavación.

Ubicación _____ Ejes 3 - 5 y B - C
Ancho _____ 5.40 mts.
Longitud _____ 11.30 mts.
Profundidad _____ 6.82 mts.
NAF _____ 2.80 mts.

Sobrecompensación = 3.61 t/m² = 0.361 kg/cm²

Estrato (m)	P.M. (m)	W (%)	Mvd	Δ P (kg/cm ²)	H (cm)	Exp. Lp (cm)
6.82 - 8.50	0.84	300	0.0798	0.358	168	4.80
8.50 - 8.90	1.88	75	0.0417	0.328	40	0.55
8.90 - 9.25	2.26	300	0.0798	0.311	35	0.87
9.25 - 10.25	2.93	150	0.0526	0.279	100	1.47
10.25 - 11.50	4.06	250	0.0600	0.224	125	1.68
11.50 - 12.25	5.06	50	0.0400	0.186	75	0.56
12.25 - 13.00	5.81	150	0.0526	0.160	75	0.83
13.00 - 15.00	7.18	200	0.0543	0.127	200	1.38
15.00 - 16.00	8.68	175	0.0631	0.099	100	0.62
16.00 - 18.75	10.56	50	0.0400	0.072	275	0.79
18.75 - 20.50	12.81	250	0.0600	0.055	175	0.58
20.50 - 22.25	14.56	75	0.0417	0.043	175	0.31
22.25 - 23.50	16.06	150	0.0526	0.036	125	0.24
23.50 - 24.25	17.06	25	0.0318	0.033	75	0.08
24.25 - 29.25	19.93	25	0.0318	0.026	500	0.41
29.25 - 30.50	23.06	100	0.0400	0.020	125	0.10

15.07

2o caso:

Datos de la excavación.

Ubicación _____ Ejes C - F y 10 - 16
 Ancho _____ 15.10 mts.
 Longitud _____ 42.80 mts.
 Profundidad _____ 12.92 mts.
 NAF _____ 2.80 mts.

Sobrecompensación = 4.80 t/m² = 0.460 kg/cm²

Estrato (m)	P.M. (m)	W (%)	Mvd	Δ P (kg/cm ²)	H (cm)	Exp. Lp (cm)
12.92 - 13.00	0.04	150	0.0526	0.460	8	0.19
13.00 - 15.00	1.08	200	0.0543	0.460	200	4.99
15.00 - 16.00	2.58	175	0.0631	0.456	100	2.88
16.00 - 18.75	4.46	50	0.0400	0.438	275	4.82
18.75 - 20.50	6.71	250	0.0600	0.403	175	4.23
20.50 - 22.25	8.46	75	0.0417	0.388	175	2.69

Con objeto de evitar que las estructuras por construir sufran daños que pudieran evitar su buen funcionamiento, por norma constructiva se ha limitado a 20 cm como máximo permisible, el valor de las expansiones.

En base a los resultados obtenidos en los análisis de expansiones y tomando en cuenta la limitante citada anteriormente, se concluye que las áreas de excavación se encuentran dentro de las normas establecidas.

3.- FALLA DE FONDO.

Cuando se tiene una excavación la cual es realizada entre paredes verticales además con muros de retención, se corre el riesgo de que durante su ejecución se presente un asentamiento del terreno vecino acompañado por el levantamiento generalmente rápido del fondo de la excavación, dicho fenómeno es llamado Falla de Fondo y se presenta cuando se alcanza un nivel crítico, donde el peso del suelo exterior a los muros de retención, llamado Fuerza Motriz, rebasa la resistencia al corte del suelo generado a lo largo de una superficie prácticamente circular denominada Fuerza Resistente.

Para evitar que la falla de fondo se presente en una excavación con las características antes citadas, será necesario efectuar una revisión de la misma mediante la obtención de un factor de seguridad con la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{C (N_c + 2H_p / L)}{\gamma_m H_e + p}$$

Donde:

F.S = Factor de seguridad

C = Valor medio de la resistencia al corte no drenada de la arcilla, hasta una profundidad igual a $H_m + B$.

N_c = Factor de estabilidad.

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H_m}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

Hm = Profundidad de desplante del muro.

Hp = Longitud de la pata del muro.

B = Ancho de la excavación.

L = Longitud del tramo a excavar.

$\gamma_m He$ = Presión total inicial al nivel máximo de excavación.

p = Valor de las presiones de sobrecarga en la superficie.

La ecuación de Nc es valida para las siguientes condiciones:

$$\frac{H_m}{B} \leq 2.5 \quad \text{y} \quad \frac{B}{L} \leq 1$$

Para valores mayores, estas relaciones se consideran constantes e igual a su límite superior (2 y 1 respectivamente)

1er. caso:

Datos de la excavación.

Ubicación _____ Ejes 3 - 5 y B - C

Ancho (B) _____ 5.40 mts.

Longitud (L) _____ 11.30 mts.

Profundidad (He) _____ 6.82 mts.

Presión del suelo a partir del N.T.N. hasta He.

ESTRATO (m)	H (m)	γ_m (t/m ³)	γ_{mH} (t/m ²)
0.00 - 2.50	2.50	1.68	4.20
2.50 - 4.00	1.50	1.40	2.10
4.00 - 4.50	0.50	1.50	0.75
4.50 - 6.75	2.25	1.30	2.93
6.75 - 6.82	0.07	1.15	0.08
			----- 10.06

$\gamma_{mHe} = 10.06 \text{ T/m}^2$

Cohesión promedio de He hasta He + B.

ESTRATO (m)	H (m)	C (T/m ²)	HC (T/m)
6.82 - 8.50	1.68	2.80	4.70
8.50 - 8.90	0.40	1.80	0.72
8.90 - 9.25	0.35	2.50	0.88
9.25 - 10.25	1.00	3.50	3.50
10.25 - 11.50	1.25	3.60	4.50
11.50 - 12.22	0.72	2.50	1.80
	5.40		16.10

$$C_p = \frac{16.10 \text{ t/m}}{5.40 \text{ m}} = 2.98 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de Nc.

$$\frac{H_m}{B} = \frac{9.82}{5.40} = 1.82 \quad 1.82 < 2.5$$

$$\frac{B}{L} = \frac{5.40}{11.30} = 0.48 \quad 0.48 < 1.0$$

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \times \frac{9.82}{5.40} \right) \left(1 + 0.2 \frac{5.40}{11.30} \right) = 7.68$$

a) Factor de seguridad sin sobrecarga.

$$F.S. = \frac{2.98 (7.68 + 2 \times 3.00 / 11.30)}{10.06 + 0} = 2.43$$

b) Factor de seguridad con sobrecarga.

$$p = 1.00 \text{ t/m}^2 \quad F.S. = \frac{2.98 (7.68 + 2 \times 3.00 / 11.30)}{10.06 + 1.00} = 2.21$$

$$p = 2.00 \text{ t/m}^2 \quad F.S. = \frac{2.98 (7.68 + 2 \times 3.00 / 11.30)}{10.06 + 2.00} = 2.03$$

$$p = 3.00 \text{ t/m}^2 \quad F.S. = \frac{2.98 (7.68 + 2 \times 3.00 / 11.30)}{10.06 + 3.00} = 1.87$$

2o. caso:

Datos de la excavación.

Ubicación _____ Ejes 5 - 10 y B - C

Ancho (B) _____ 5.40 mts.

Longitud (L) _____ 36.00 mts.

Profundidad (He) _____ 12.92 mts.

Presión del suelo del N.T.N. hasta He.

ESTRATO (m)	H (m)	γ_m (t/m ³)	γ_{mH} (t/m ²)
0.00 - 2.50	2.50	1.68	4.20
2.50 - 4.00	1.50	1.40	2.10
4.00 - 4.50	0.50	1.50	0.75
4.50 - 6.75	2.25	1.30	2.93
6.75 - 8.50	1.75	1.15	2.01
8.50 - 8.90	0.40	1.40	0.56
8.90 - 9.25	0.35	1.15	0.40
9.25 - 10.25	1.00	1.30	1.30
10.25 - 11.50	1.25	1.20	1.50
11.50 - 12.25	0.75	1.51	1.13
12.25 - 12.92	0.67	1.35	0.90

			17.78

$$\gamma_m He = 17.78 \text{ T/m}^2$$

Cohesión promedio de He hasta He + B.

ESTRATO (m)	H (m)	C (t/m ²)	HC (t/m)
12.92 - 13.00	0.08	3.20	0.26
13.00 - 15.00	2.00	3.80	7.60
15.00 - 16.00	1.00	4.00	4.00
16.00 - 18.32	2.32	4.80	11.14
	-----		-----
	5.40		23.00

$$C_p = \frac{23.00}{5.40} = 4.26 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de Nc.

$$H_m / B = 15.92 / 5.40 = 2.95 > 2.5 \text{ por lo tanto } H / B = 2$$

$$B / L = 5.40 / 36.00 = 0.15 < 1.0 \text{ por lo tanto sí cumple.}$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.2 \times 2) (1 + 0.2 \times 0.15) = 7.41$$

a) Factor de seguridad sin sobrecarga.

$$F.S. = \frac{4.26 (7.41 + 2 \times 3 / 36.00)}{17.78 + 0} = 1.82$$

b) Factor de seguridad con sobrecarga.

$$p = 1.00 \text{ t/m}^2 \quad F_s = \frac{(32.28)}{17.78 + 1.00} = 1.72$$

$$p = 2.00 \text{ t/m}^2 \quad F_s = \frac{(32.28)}{17.78 + 2.00} = 1.63$$

$$p = 3.00 \text{ t/m}^2 \quad F_s = \frac{(32.28)}{17.78 + 3.00} = 1.55$$

3er caso:

Datos de la excavación.

Ubicación _____ Ejes C - F y 10 y 16

Ancho (B) _____ 15.10 mts.

Longitud (L) _____ 42.80 mts.

Profundidad (He) _____ 12.92 mts.

Presión del suelo del N.T.N. hasta He:

$$\gamma_m He = 17.78 \text{ t/m}^2$$

Cohesión promedio de He hasta He + B.

ESTRATO (m)	H (m)	C (t/m ²)	HC (t/m)
12.92 - 13.00	0.08	3.20	0.26
13.00 - 15.00	2.00	3.80	7.60
15.00 - 16.00	1.00	4.00	4.00
16.00 - 18.75	2.75	4.80	13.20
18.75 - 20.50	1.75	5.00	8.75
20.50 - 22.25	1.75	4.50	7.88
22.25 - 23.50	1.25	4.90	6.13
23.50 - 24.25	0.75	1.00	0.75
24.25 - 28.02	3.77	4.00	15.08
	15.10		63.65

$$C_p = \frac{63.65}{15.10} = 4.22 \text{ t/m}^2$$

Cálculo de N_c .

$$H_m / B = 15.92 / 15.10 = 1.05 < 2.5 \text{ por lo tanto sí cumple}$$

$$B / L = 15.10 / 42.80 = 0.35 < 1.0 \text{ por lo tanto sí cumple}$$

$$N_c = 5.14 (1 + 0.2 \times 1.05) (1 + 0.2 \times 0.35) = 6.65$$

a) Factor de seguridad sin sobrecarga.

$$F.S. = \frac{4.22 (6.65 + 2 \times 3 / 42.8)}{17.78 + 0} = 1.61$$

b) Factor de seguridad con sobrecarga

$$p = 1.00 \text{ t/m}^2 \quad F_s = \frac{28.65}{17.78 + 1.00} = 1.53$$

$$p = 2.00 \text{ t/m}^2 \quad F_s = \frac{28.65}{17.78 + 2.00} = 1.45$$

$$p = 3.00 \text{ t/m}^2 \quad F_s = \frac{28.65}{17.78 + 3.00} = 1.38$$

Resumen de falla de fondo

B (m)	H (m)	γ_{mHe} (t/m ²)	C_p (t/m ²)	N_c	p (t/m ²)	F.S.
5.40	6.82	10.06	2.98	8.32	0.00	2.43
"	"	"	"	"	1.00	2.21
"	"	"	"	"	2.00	2.03
"	"	"	"	"	3.00	1.87
5.40	12.92	17.78	4.26	8.80	0.00	1.82
"	"	"	"	"	1.00	1.72
"	"	"	"	"	2.00	1.63
"	"	"	"	"	3.00	1.55
15.10	12.92	17.78	4.22	7.73	0.00	1.61
"	"	"	"	"	1.00	1.53
"	"	"	"	"	2.00	1.45
"	"	"	"	"	3.00	1.38

4.- ESTABILIDAD DE TALUDES.

Se comprende bajo el nombre genérico de talud cualesquiera superficie inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra, bien sea en forma natural o como consecuencia de la intervención humana en una obra de ingeniería. De aquí que los taludes se dividan en naturales (laderas) o artificiales (cortes y terraplenes) de éstos últimos serán los analizados para nuestro proyecto.

El método sueco.

Este método comprende todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a falla por rotación, en los que se considera que la superficie de falla es un cilindro, cuya traza con el plano en el que se calcula es un arco de circunferencia. Existen varios procedimientos para aplicar éste método a los distintos tipos de suelo, a fin de ver si un talud dado garantiza su estabilidad. A continuación se mencionarán los procedimientos para resolver el problema.

Suelos " puramente cohesivos " ($\phi = 0$; $C \neq 0$).

Se dice que el esfuerzo cortante para un talud en suelo homogéneo puede expresarse como:

$$S = C$$

Donde: C = Cohesión.

El caso se presenta en la práctica cuando se analizan las condiciones iniciales de un talud en un suelo fino saturado, para el cual la prueba triaxial rápida representa las condiciones críticas.

En este caso el método puede aplicarse según un procedimiento sencillo debido al Dr. A. Casagrande, que puede utilizarse tanto para estudiar la falla de base como la del pie del talud.

Considerece un arco de circunferencia con centro O como supuesto círculo de falla del talud. La masa del talud que se

movilizaría, si esa fuera la superficie de falla está dada por la cuña de suelo A, B, C, D, A, ver figura No. 12. Así pues las fuerzas que intervienen para provocar el deslizamiento de la masa de tierra son el peso del área A, B, C, D, A, más cualquier sobrecarga que pudiera actuar en la corona. El momento de éstas fuerzas con respecto a un eje normal que pasa por el origen O está dado por Wd que es el llamado momento motor el cual se expresa como:

$$M_m = Wd$$

Por otro lado las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de la cohesión a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta, por lo tanto:

$$M_r = C L R$$

Donde M_r es el momento de esas fuerzas respecto a un eje de rotación normal al plano del papel, por O.

Se dice que el momento de falla incipiente se presenta cuando:

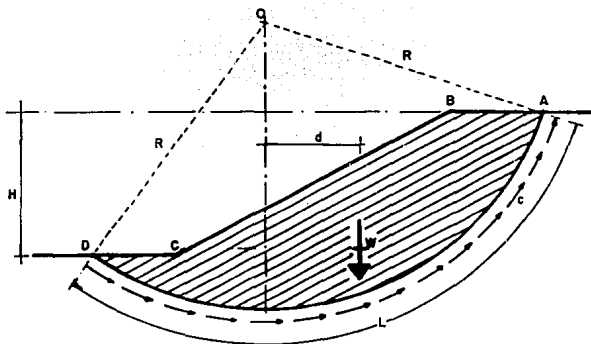
$$M_m = M_r$$

Si se define un factor de seguridad razonable según la experiencia como de 1.5, esto quiere decir que el momento resistente debe ser 1.5 veces mayor al momento actuante y la expresión sería:

$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} \quad ; \quad F.S. \geq 1.5$$

Este método se debe de afinar por medio de tanteos para diferentes círculos de falla hasta encontrar el más crítico de todos los analizados ya sea de falla por el pie del talud o por la base.

Suelos con " cohesión " y " fricción " ($C \neq 0$; $\phi \neq 0$).



METODO SUECO A UN TALUD PURAMENTE COHESIVO

- D** = CENTRO
R = RADIO
W = PESO DE LA MASA DEL SUELO DEL TALUD
d = DISTANCIA
H = ALTURA DEL TALUD
C = COHESION
L = LONGITUD DE LA FALLA SUPUESTA

$$FS = \frac{CLR}{\sum Wd} = \frac{MR}{Mm}$$

- MR** = MOMENTO RESISTENTE
Mm = MOMENTO MOTOR
FS = FACTOR DE SEGURIDAD

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ARAGON"

U
N
A
M

TESIS PROFESIONAL

JUAN SANDOVAL ALMANZA
LUIS TINAJERO DURAN

SN. JUAN DE ARAGON FIG. No
EGD DE MEX. 12

Bajo éste título se clasifican aquellos suelos que después de ser sometidos a la prueba triaxial apropiada, trabajando con esfuerzos totales y después de definir la envolvente de falla de acuerdo con el intervalo de presiones que se tenga en la obra real, tienen una ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo

$$S = C + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

con parámetros de "cohesión" y de "fricción".

De todos los procedimientos de aplicación del método sueco a éste tipo de suelos, posiblemente el más popular y expedito sea el de las "dovelas", debido a Fellenius, que se expone a continuación.

En primer lugar, se propone un círculo de falla a elección y la masa de tierra deslizando se divide en dovelas, del modo mostrado en la figura No. 13a.

El número de dovelas, es hasta cierto punto cuestión de elección, si bien a mayor número, los resultados del análisis se hacen más confiables.

El equilibrio de cada dovela puede analizarse como se muestra en la figura No. 13b.

Donde:

W_i = Peso de la dovela de espesor unitario.

N_i y T_i = Fuerzas normal y tangencial del suelo a lo largo de la superficie de deslizamiento.

ΔL_i = Superficie de deslizamiento.

Las dovelas adyacentes a la i -ésima, ejercen ciertas acciones sobre ésta, que pueden representarse por las fuerzas normales P_1 y P_2 y por las tangenciales T_1 y T_2 .

En el procedimiento de Fellenius se hace la hipótesis de que el efecto de las fuerzas P_1 y P_2 se contrarresta; es decir las fuerzas se consideran iguales, colineales y contrarias. También se acepta que el momento producido por las fuerzas T_1 y T_2 que se

consideran de igual magnitud, es despreciable. Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente a las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i .

El cociente $N_i / \Delta L_i$ se considera una buena aproximación al valor de $\bar{\sigma}_i$, presión normal actuante en el arco ΔL_i , que se considera constante en esa longitud. Con este valor de $\bar{\sigma}_i$ puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante que se haya obtenido, ver figura No. 13c, y determinar ahí el valor de S_i que se supone constante en todo el arco ΔL_i .

El momento motor debido al peso de las dovelas puede calcularse como:

$$M_m = R \sum |T_i|$$

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante, S_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$M_r = R \sum S_i \Delta L_i$$

Calculados los momentos resistente y el motor puede definirse un factor de seguridad:

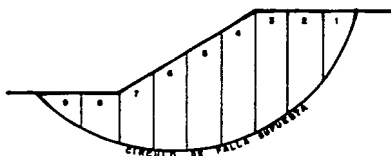
$$F.S. = \frac{M_r}{M_m} = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{|\sum T_i|}$$

La experiencia ha demostrado que una superficie de falla en que resulte $F.S. > 1.5$ es prácticamente estable. El método de análisis consistirá también en un procedimiento de tanteos en la cual deberán fijarse diferentes círculos de falla.

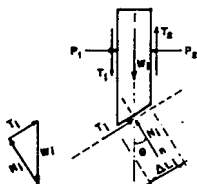
Suelos con "cohesión" y "fricción" ($C \neq 0$; $\phi \neq 0$).
Análisis con esfuerzos efectivos.

El análisis es como en el inciso anterior solo que en éste caso deberán trabajarse con base en esfuerzos efectivos y mediante la expresión:

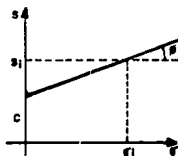
$$S = C + \bar{\sigma} \operatorname{tg} \phi$$



(a)



(b)



(c)

- P_1, P_2 = FUERZAS NORMALES
 T_1, T_2 = FUERZAS TANGENCIALES
 N_i, T_i = REACCION NORMAL Y TANGENCIAL
 ΔLi = SUPERFICIE DE DEBILIZAMIENTO
 σ_i = PRESION NORMAL ACTUANDO EN EL ARCO ΔLi
 S_i = RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE
 C = COHESION

DIBUJO EMBLEMATICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
UNAM	TESIS PROFESIONAL
	JUAN SANDOVAL ALMANZA LUIS TINAJERO DURAN
	SR. JUAN DE ARAGON EOD. DE MEX.
	FIG. NO. 13

Para nuestro caso específico no será necesaria la aplicación de este último método, ya que en la mayoría de las estaciones subterráneas del metro proyectadas en la ciudad de México, para realizar su procedimiento constructivo se emplea un bombeo local con objeto de abatir el nivel de aguas freáticas.

Suelos estratificados.

Frecuentemente se presenta en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelo, como en nuestro caso particular " Estación Chilpancingo " de línea 9 del metro; en donde tenemos estratos con materiales puramente cohesivos (arcillas y limos), estratos con material puramente friccionante (arenas y gravas) y por materiales cohesivos y friccionantes que es una combinación de ambos materiales.

Para la aplicación del criterio de este método también se supone una masa de suelo deslizante dividida por dovelas y el proceso de cálculo es también el propuesto por Fellenius, solo que el peso de cada dovela se calcula multiplicando la parte de área de la dovela que caiga en cada estrato por el peso específico correspondiente. Así se obtienen los momentos motores y resistentes parciales.

Los momentos motor y resistente totales se obtienen, como suma de los parciales calculados y con ellos puede calcularse el factor de seguridad (F.S.) correspondiente al círculo de falla elegido; y mediante el uso de otros arcos de circunferencia se podrá llegar al factor de seguridad mínimo (F.S.min.), que no debe ser menor de 1.5, al igual que en los casos anteriores.

Después de dar una breve explicación con respecto al concepto de talud y la manera de resolver las posibles fallas de los mismos, se procederá a realizar el cálculo de la estabilidad en los taludes de avance de la estación Chilpancingo de la línea 9 del metro, para este análisis se empleó el método sueco de las dovelas debido a Fellenius tomando en consideración los siguientes datos:

- 1) Se efectuará un despalme de 2.00 mts. en toda el área de la estación.
- 2) El análisis realizado es considerando la falla por el pie del talud.

3) En éste análisis el talud trabajará en forma bidimensional o sea con un ancho unitario.

4) Las propiedades índice y mecánicas del subsuelo fueron tomadas del sondeo SM9-14 ubicado en avenida Insurgentes y avenida Baja California.

5) No se considera nivel de aguas freáticas en el análisis de estabilidad del talud en virtud de que previo a la excavación de las etapas de la estación, se efectuará un bombeo de zona para abatir el nivel freático en toda el área de la estación.

6) Se realizarán los análisis de estabilidad para taludes con diferentes pendientes 0.75:1, 1:1 y 1.25:1 (horizontal a vertical).

Nota: Como se mencionó anteriormente el ejemplo tomará en consideración un círculo hipotético de falla, con base en la estratigrafía del sondeo SM9-14, para la obtención del factor de seguridad mínimo que debe ser de 1.5. Asimismo en los criterios descritos anteriormente se deberán realizar los análisis para diferentes círculos hipotéticos de falla siendo el método a emplear el mismo que se ejemplifica a continuación para nuestro caso.

1er caso:

Talud 1.25:1, altura 12.62 mts., coord. de origen (13.4, 12.0)

Dovela No	Area m ²	γ_m t/m ³	W_i ton	α_i	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$N_i = W_i \cos \alpha_i$ ton
1	1.16	1.47	1.70	57.0	0.5446	0.8386	0.93
2	6.68	1.40	3.30	51.0	0.6293	0.7771	5.85
3	10.80	1.42	15.30	44.0	0.7193	0.6946	11.00
4	2.68	1.42	3.80	40.0	0.7660	0.6428	2.90
5	3.58	1.40	5.00	39.0	0.7771	0.6293	3.90
6	24.20	1.37	33.15	34.0	0.8290	0.5592	27.50
7	13.84	1.36	18.82	28.0	0.8829	0.4695	16.62
8	14.40	1.35	19.40	22.0	0.9272	0.3746	17.99
9	59.66	1.34	79.90	10.0	0.9848	0.1736	78.68
10	19.71	1.30	25.60	8.0	0.9902	0.1392	25.35
11	0.92	1.46	1.40	55.0	0.5736	0.8192	0.80

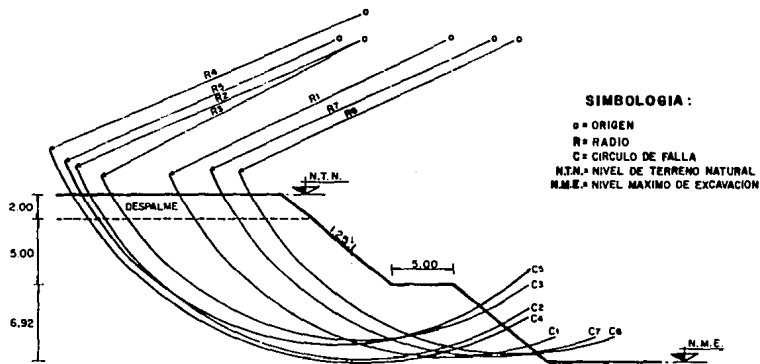
$T_i = W_i \sin \alpha_i \Delta L_i$	ΔL_i	N_i	ϕ	$G_i \operatorname{tg} \phi$	C	S_i	$S_i \Delta L_i$
ton	m	t/m^2		t/m^2		t/m^2	t/m
1.42	2.40	0.39	15.00	0.10	2.1	2.20	5.28
7.23	2.70	2.17	20.00	0.79	3.0	3.79	10.23
10.83	2.60	4.23	10.00	0.74	2.8	3.54	9.20
2.44	0.50	5.80	15.00	1.55	1.8	3.35	1.67
3.15	0.60	6.50	25.00	3.03	2.5	5.53	3.32
18.54	4.00	6.90	10.00	1.22	3.6	4.77	19.10
8.84	1.80	9.20	15.00	2.47	1.2	3.67	6.60
7.27	1.90	9.47	15.00	2.54	3.2	5.74	10.91
13.87	8.50	9.26	10.00	1.63	3.8	5.43	46.16
3.56	8.90	2.85	10.00	0.50	3.8	4.30	38.27
1.15	0.80	1.00	15.00	0.27	1.2	1.47	1.18
74.54							151.92

$$F.S. = \frac{R \sum S_i \Delta L_i}{R \sum T_i} = \frac{151.92}{74.54} = 2.03 \quad ; \quad R = 24.60 \text{ mts.}$$

(Ver figura No. 14)

R E S U M E N

Caso	Coordenadas (X , Y)	Radio (m)	F.S.
1	(13.4 , 12.0)	24.6	2.03
2	(6.4 , 12.0)	25.0	2.44
3	(6.4 , 12.0)	23.0	2.60
4	(6.4 , 14.0)	27.2	2.30
5	(4.4 , 12.0)	23.7	2.25
6	(18.8 , 12.0)	24.4	2.80
7	(16.8 , 12.0)	24.5	2.65



CIRCULOS DE FALLA
ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUD

ESQUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
U N A M	TESIS PROFESIONAL
	JUAN SANDOVAL ALMANZA LUIS TINAJERO DURAN
	SN. JUAN DE ARAGON EDO. DE MEX. FIG No 14

5.- EMPUJES.

Cuando por condiciones de espacio en la superficie, no se pueda realizar una excavación a cielo abierto entre taludes, será necesario utilizar muros de contención (muros tablestaca) para formar la pared permanente de dicha excavación.

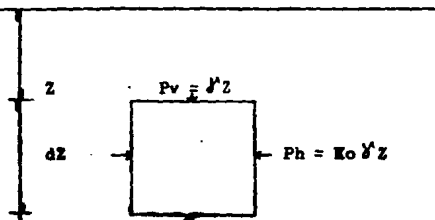
Los muros antes citados estarán expuestos a una serie de fuerzas que provocarán procesos de deformación cuya intensidad dependerá básicamente de la rigidez de la estructura de contención y de la rigidez del suelo.

Las presiones que la tierra ejerce durante la excavación del cajón del metro sobre los elementos de retención encargados de soportarlas, se determinan mediante la teoría de W.J.M. Rankine.

Para el análisis de los muros tablestaca se tomarán en cuenta las siguientes fuerzas:

- a) El peso propio del muro, que es la fuerza que actúa en el centro de gravedad de la sección.
- b) La presión del relleno contra el respaldo del muro.
- c) Las sobrecargas actuantes sobre el relleno.
- d) Las fuerzas de filtración y otras debidas al agua.
- e) Las subpresiones.
- f) Las expansiones debidas a cambios de humedad en el relleno.

La teoría de Rankine define dos estados plásticos de equilibrio de un elemento de suelo situado a una profundidad Z en el interior de un semiespacio de suelo en reposo, como se muestra a continuación:



En donde K_0 es la constante de proporcionalidad entre P_v y P_h conocido como coeficiente de presión de tierra en reposo cuyos valores obtenidos tanto en campo como en el laboratorio oscilan entre 0.4 y 0.8 para arenas sueltas y arenas intensamente espionadas respectivamente y de 0.5 para una arena natural compactada.

El primer estado plástico conocido como activo, se obtiene cuando el esfuerzo horizontal alcanza el valor mínimo $K_a \gamma z$, y el estado plástico pasivo que se presenta cuando dicha presión llega al valor máximo, cuya expresión es $K_p \gamma z$ teniendose para cada uno de ellos la siguiente relación:

$$K_a = \frac{P_h}{P_v} = \frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1}{N\phi} = \operatorname{tg} (45 - \phi/2) \quad (\text{Estado plástico activo})$$

$$K_p = \frac{P_h}{P_v} = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = N\phi = \operatorname{tg} (45 + \phi/2) \quad (\text{Estado plástico pasivo})$$

Teoría de Rankine en suelos con cohesión y fricción.

Para nuestro caso se tratará la aplicación de esta teoría a aquellos suelos en los que la envolvente de falla, con base en esfuerzos totales, obtenida del tipo de prueba triaxial adecuado al caso presenta cohesión y fricción, es decir es del tipo:

$$S = C + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

Los empujes se valoran integrando las presiones a lo largo de la altura H del muro mediante las siguientes expresiones:

$$P_a = (\sum \gamma_m H + q) K_a - 2 C \sqrt{K_a}$$

$$P_p = (\sum \gamma_m H + q) K_p + 2 C \sqrt{K_p}$$

$$P_r = (\sum \gamma_m H + q) K_0$$

Donde:

P_a = Presión activa actuante en el muro (t/m²).

P_p = Presión pasiva actuante en el muro (t/m²).

P_r = Presión en reposo actuante en el muro (t/m²).

m = Peso volumétrico del material de relleno que soportará el muro (t/m³).

H = Espesor del estrato de suelo (m).

K_a = Coeficiente de presión activa (adimensional).

K_p = Coeficiente de presión pasiva (adimensional).

K_r = Coeficiente de presión en reposo (adimensional).

C = Cohesión (t/m²).

q = sobrecarga.

De acuerdo a la teoría de Rankine, la presión activa se calculará con la expresión:

$$P_a = \sum \gamma_m H K_a - 2 C \sqrt{K_a}$$

Donde:

γ_m = Peso específico del suelo.

H = Espesor del estrato de suelo.

K_a = Coeficiente de presión activa.

C = Cohesión del suelo.

Cálculo del empuje activo.

Estrato (m)	h (m)	γ_m (t/m ³)	$\gamma_m h$ (t/m ²)	$\sum \gamma_m h$ (t/m ²)	C (t/m ²)	ϕ (o)	K_a	$\sqrt{K_a}$
0.00 - 2.50	2.50	1.68	4.20	4.20	1.5	25	0.41	0.64
2.50 - 2.80	0.30	1.40	0.42	4.62	2.1	15	0.59	0.77
2.80 - 4.00	1.20	0.40	0.48	5.10	2.1	15	0.59	0.77
4.00 - 4.50	0.50	0.50	0.25	5.35	1.2	15	0.59	0.77
4.50 - 6.75	2.25	0.30	0.68	6.03	3.0	20	0.49	0.70
6.75 - 8.50	1.75	0.15	0.26	6.29	2.8	10	0.70	0.84

8.50 - 8.90	0.40	0.40	0.16	6.45	1.8	15	0.59	0.77
8.90 - 9.25	0.35	0.35	0.05	6.50	2.5	25	0.41	0.64
9.25 - 10.25	1.00	0.30	0.30	6.80	3.5	10	0.70	0.84
10.25 - 11.50	1.25	0.20	0.25	7.05	3.6	10	0.70	0.84
11.50 - 12.25	0.75	0.51	0.38	7.43	2.5	15	0.59	0.77
12.25 - 13.00	0.75	0.35	0.26	7.69	3.2	15	0.59	0.77
13.00 - 15.00	2.00	0.20	0.40	8.09	3.8	10	0.70	0.84
15.00 - 15.92	0.92	0.25	0.23	8.32	4.0	10	0.70	0.84

Prof. (m)	Presión activa (t/m ²)	Emp. hid. (t/m ²)	Pa total (t/m ²)
h = 0.00	Pa=0.00(0.41)-2(1.5)(0.64)=-1.92		- 1.92
h = 2.50	Pa=4.20(0.41)-2(1.5)(0.64)=-0.20		- 0.20
	Pa=4.20(0.59)-2(2.1)(0.77)=-0.76		- 0.76
h = 2.80	Pa=4.62(0.59)-2(2.1)(0.77)=-0.51		- 0.51
	Pa=4.62(0.59)-2(2.1)(0.77)=-0.51		- 0.51
h = 4.00	Pa=5.10(0.59)-2(2.1)(0.77)=-0.23	1.20	1.20
	Pa=5.10(0.59)-2(1.2)(0.77)= 1.16	1.20	2.36
h = 4.50	Pa=5.35(0.59)-2(1.2)(0.77)= 1.31	1.70	3.01
	Pa=5.35(0.49)-2(3.0)(0.70)=-1.58	1.70	1.70
h = 6.75	Pa=6.03(0.49)-2(3.0)(0.70)=-1.25	3.95	3.95
	Pa=6.03(0.70)-2(2.8)(0.84)=-0.48	3.95	3.95
h = 8.50	Pa=6.29(0.70)-2(2.8)(0.84)=-0.30	5.70	5.70
	Pa=6.29(0.59)-2(1.8)(0.77)= 0.94	5.70	6.64
h = 8.90	Pa=6.45(0.59)-2(1.8)(0.77)= 1.03	6.10	7.13
	Pa=6.45(0.41)-2(2.5)(0.64)=-0.56	6.10	6.10
h = 9.25	Pa=6.50(0.41)-2(2.5)(0.64)=-0.54	6.45	6.45
	Pa=6.50(0.70)-2(3.5)(0.84)=-1.33	6.45	6.45
h = 10.25	Pa=6.80(0.70)-2(3.5)(0.84)=-1.12	7.45	7.45
	Pa=6.80(0.70)-2(3.6)(0.84)=-1.29	7.45	7.45
h = 11.50	Pa=7.05(0.70)-2(3.6)(0.84)=-1.11	8.70	8.70
	Pa=7.05(0.59)-2(2.5)(0.77)= 0.31	8.70	9.01
h = 12.25	Pa=7.43(0.59)-2(2.5)(0.77)= 0.53	9.45	9.98
	Pa=7.43(0.59)-2(3.2)(0.77)=-0.54	9.45	9.45
h = 13.00	Pa=7.69(0.59)-2(3.2)(0.77)=-0.39	10.20	10.20
	Pa=7.69(0.70)-2(3.8)(0.84)=-1.00	10.20	10.20
h = 15.00	Pa=8.09(0.70)-2(3.8)(0.84)=-0.72	12.20	12.20
	Pa=8.09(0.70)-2(4.0)(0.84)=-1.06	12.20	12.20
h = 15.92	Pa=8.32(0.70)-2(4.0)(0.84)=-0.90	13.12	13.12

Cálculo de la posición de la resultante.

Area (t/m)	Y (m)	AY (ton)
(-0.20 x 2.50)	= - 0.50	1.25
(-1.72 x 2.50) / 2	= - 2.15	0.83
		- 0.63
		- 1.78

(-0.51 x 0.30)	=	- 0.15	2.65	-	0.40
(-0.25 x 0.30) / 2	=	- 0.04	2.60	-	0.10
(1.20 x 1.20) / 2	=	0.72	3.60		2.59
(2.36 x 0.50)	=	1.18	4.25		5.02
(0.65 x 0.50) / 2	=	0.16	4.33		0.69
(1.70 x 4.00)	=	6.80	6.50		44.20
(4.00 x 4.00) / 2	=	8.00	7.17		57.36
(6.64 x 0.40)	=	2.66	8.70		23.14
(0.49 x 0.40) / 2	=	0.10	8.77		0.88
(6.10 x 2.60)	=	15.86	10.20		161.77
(2.60 x 2.60) / 2	=	3.38	10.63		35.93
(9.01 x 0.75)	=	6.76	11.88		80.31
(0.97 x 0.75) / 2	=	0.36	12.00		4.32
(9.45 x 3.67)	=	34.68	14.09		488.64
(3.67 x 3.67) / 2	=	6.73	14.70		98.93
		<hr/>			<hr/>
		84.55			1000.87

$$Y = \frac{1000.87}{84.55} = 11.84 \text{ mts.}$$

Cálculo del empuje pasivo.

$$E_p = \sum \gamma_m h K_p + 2 C \sqrt{K_p}$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Estrato (m)	h (m)	γ_m (t/m ³)	γ_{mh} (t/m ²)	$\sum \gamma_{mh}$ (t/m ²)	C (t/m ²)	ϕ	K_p	$\sqrt{K_p}$
12.92-13.00	0.08	1.35	0.11	0.11	3.20	15	1.70	1.30
13.00-15.00	2.00	1.20	2.40	2.51	3.80	10	1.42	1.19
15.00-15.92	0.92	1.25	1.15	3.66	4.00	10	1.42	1.19

Profundidad (m)

Presión pasiva (t/m²)

h = 12.92	$P_p = 0.00 (1.70) + 2 (3.20) (1.30) = 8.32$
h = 13.00	$P_p = 0.11 (1.70) + 2 (3.20) (1.30) = 8.51$ $P_p = 0.11 (1.42) + 2 (3.80) (1.19) = 9.20$
h = 15.00	$P_p = 2.51 (1.42) + 2 (3.80) (1.19) = 12.61$ $P_p = 2.51 (1.42) + 2 (4.00) (1.19) = 13.08$
h = 15.92	$P_p = 3.66 (1.42) + 2 (4.00) (1.19) = 14.72$

Cálculo de la posición de la resultante.

Area (t/m)		Y (m)	AY (ton)
(8.32) (0.08)	= 0.67	12.96	8.68
(0.19) (0.08) / 2	= 0.01	12.97	0.13
(9.20) (2.00)	= 18.40	14.00	257.60
(3.41) (2.00) / 2	= 3.41	14.33	48.87
(13.08) (0.92)	= 12.03	15.46	185.98
(1.64) (0.92) / 2	= 0.75	15.61	11.71
35.27			512.97

$$Y = \frac{512.97}{35.27} = 14.54 \text{ mts.}$$

Cálculo de empuje en reposo.

$$Pr = \gamma_m H K_o \quad ; \quad K_o = 1 - \text{sen } \phi \quad ; \quad N.A.F. = 2.80 \text{ mts.}$$

Estrato (m)	H (m)	γ_m (t/m ³)	$\gamma_m H$ (t/m ²)	$\sum \gamma_m H$ (t/m ²)	ϕ	K_o
2.00 - 2.50	2.50	1.68	4.20	4.20	25	0.58
2.50 - 2.80	0.30	1.40	0.42	4.62	15	0.74
2.80 - 4.00	1.20	0.40	0.48	5.10	15	0.74
4.00 - 4.50	0.50	0.50	0.25	5.35	15	0.74
4.50 - 6.75	2.25	0.30	0.68	6.03	20	0.66
6.75 - 8.50	1.75	0.15	0.26	6.29	10	0.83
8.50 - 8.90	0.40	0.40	0.16	6.45	15	0.74
8.90 - 9.25	0.35	0.15	0.05	6.50	25	0.58
9.25 - 10.25	1.00	0.30	0.30	6.80	10	0.83
10.25 - 11.50	1.25	0.20	0.25	7.05	10	0.83
11.50 - 12.25	0.75	0.51	0.38	7.43	15	0.74
12.25 - 13.00	0.75	0.35	0.26	7.69	15	0.74
13.00 - 15.00	2.00	0.20	0.40	8.09	10	0.83
15.00 - 15.92	0.92	0.25	0.23	8.32	10	0.83

Prof. (m)	Presión en reposo (t/m ²)	Emp.hid. (t/m ²)	Po total (t/m ²)
h = 0.00	Po = 0.00	_____	_____
h = 2.50	Po = (4.20) (0.58) = 2.44	_____	2.44
	Po = (4.20) (0.74) = 3.11	_____	3.11
h = 2.80	Po = (4.62) (0.74) = 3.42	_____	3.42
	Po = (4.62) (0.74) = 3.42	_____	3.42

h = 4.00	Po = (5.10) (0.74) = 3.77	1.20	4.97
	Po = (5.10) (0.74) = 3.77	1.20	4.97
h = 4.50	Po = (5.35) (0.74) = 3.96	1.70	5.66
	Po = (5.35) (0.66) = 3.53	1.70	5.23
h = 6.75	Po = (6.03) (0.66) = 3.98	3.95	7.93
	Po = (6.03) (0.83) = 5.00	3.95	8.95
h = 8.50	Po = (6.29) (0.83) = 5.22	5.70	10.92
	Po = (6.29) (0.74) = 4.65	5.70	10.35
h = 8.90	Po = (6.45) (0.74) = 4.77	6.10	10.87
	Po = (6.45) (0.58) = 3.74	6.10	9.84
h = 9.25	Po = (6.50) (0.58) = 3.77	6.45	10.22
	Po = (6.50) (0.83) = 5.40	6.45	11.85
h = 10.25	Po = (6.80) (0.83) = 5.64	7.45	13.09
	Po = (6.80) (0.83) = 5.64	7.45	13.09
h = 11.50	Po = (7.05) (0.83) = 5.85	8.70	14.55
	Po = (7.05) (0.74) = 5.22	8.70	13.92
h = 12.25	Po = (7.43) (0.74) = 5.50	9.45	14.95
	Po = (7.43) (0.74) = 5.50	9.45	14.95
h = 13.00	Po = (7.69) (0.74) = 5.69	10.20	15.89
	Po = (7.69) (0.83) = 6.38	10.20	16.58
h = 15.00	Po = (8.09) (0.83) = 6.71	12.20	18.91
	Po = (8.09) (0.83) = 6.71	12.20	18.91
h = 15.92	Po = (8.32) (0.83) = 6.91	13.12	20.03

Cálculo de la posición de la resultante.

Area (t/m)		Y (m)	AY (ton)
(2.44)	(2.50) / 2 = 3.05	1.67	5.09
(3.11)	(0.30) = 0.93	2.65	2.46
(0.31)	(0.30) / 2 = 0.05	2.70	0.14
(3.42)	(1.20) = 4.10	3.40	13.94
(1.55)	(1.20) / 2 = 0.93	3.20	2.98
(4.97)	(0.50) = 2.49	4.25	10.58
(0.69)	(0.50) / 2 = 0.17	4.33	0.74
(5.23)	(2.25) = 11.77	5.63	66.27
(2.70)	(2.25) / 2 = 3.04	6.00	18.24
(8.95)	(1.75) = 15.66	7.63	119.49
(1.97)	(1.75) / 2 = 1.72	7.92	13.62
(10.35)	(0.40) = 4.14	8.70	36.02
(0.52)	(0.40) / 2 = 0.10	8.77	0.88
(9.84)	(0.35) = 3.44	9.08	31.24
(0.38)	(0.35) / 2 = 0.07	9.13	0.64
(11.85)	(2.25) = 26.66	10.38	276.73
(2.70)	(2.25) / 2 = 3.04	10.75	32.68
(13.92)	(1.50) = 20.88	12.25	255.78
(1.87)	(1.50) / 2 = 1.48	12.50	18.50
(16.58)	(2.92) = 48.41	14.46	700.01

$$(3.45) (2.92) / 2 = 5.04 \qquad 14.95 \qquad 75.35$$

$$\qquad \qquad \qquad \underline{157.17} \qquad \qquad \qquad \underline{1681.38}$$

$$Y = \frac{1681.38}{157.17} = 10.69 \text{ mts.}$$

Resumen.

Los resultados del empuje activo se emplearán para el diseño del muro tablestaca (muro de contención), asimismo se empleará para el diseño y la distribución de puntales que ayudarán a mantener estable la posición de dicho muro durante la construcción de la estación. Figs. Nos. 15 y 16.

Los resultados del análisis del empuje en reposo se empleará para el diseño del muro estructural de la estación. Fig. No. 17.

El resultado del análisis del empuje pasivo será empleado para revisar por pateo a los muros tablestaca. Fig. No. 18.

ALTERNATIVAS DE CONSTRUCCION.

El tipo de solución constructiva está íntimamente ligada con los estudios de Mecánica de suelos, y con una serie de estudios socio-económicos tales como: Costo de obra civil por kilómetro; tiempo de ejecución de la obra civil; obstrucción de la vía pública durante la ejecución de la obra; conservación de obras y equipos; mantenimiento de la vía; paisaje urbano, futura disponibilidad vial y libramientos viales perpendiculares inducidos. Esto da como resultado la elección de una gama de procedimientos constructivos que determinaron cuatro posibles soluciones para llevar a cabo las obras del Metro.

Es interesante describir en un panorama más amplio las características particulares de cada una de las soluciones adoptadas para la construcción del Metro tales como:

- a). Solución superficial
- b). Solución subterránea en cajón
- c). Solución elevada
- d). Solución subterránea en túnel

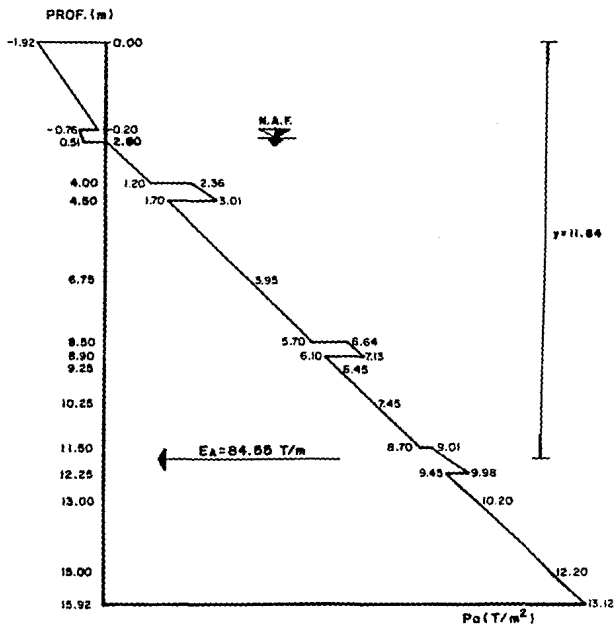


DIAGRAMA DE EMPUJE ACTIVO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ARAGON"

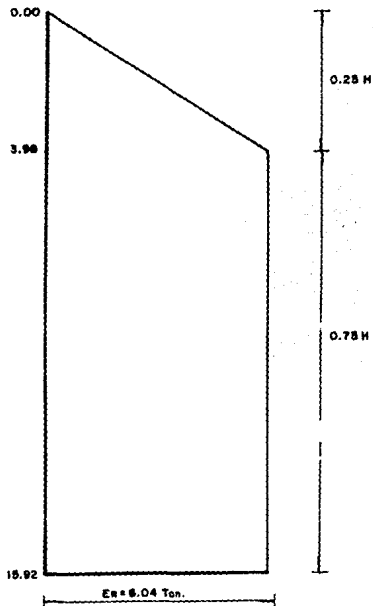
UNAM TESIS PROFESIONAL

JUAN SANDOVAL ALMANZA
LUIS THIAJERO DURAN

SR. JUAN DE ARAGON EDO. DE MEX. FIG. NO. 15

$$E_a = \frac{2Ea}{1.75H}$$

$$E_a = 1.14 \times \frac{64.55}{15.92} = 6.05 \text{ Ton}$$



EMPUJE REDISTRIBUIDO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ARAGON"

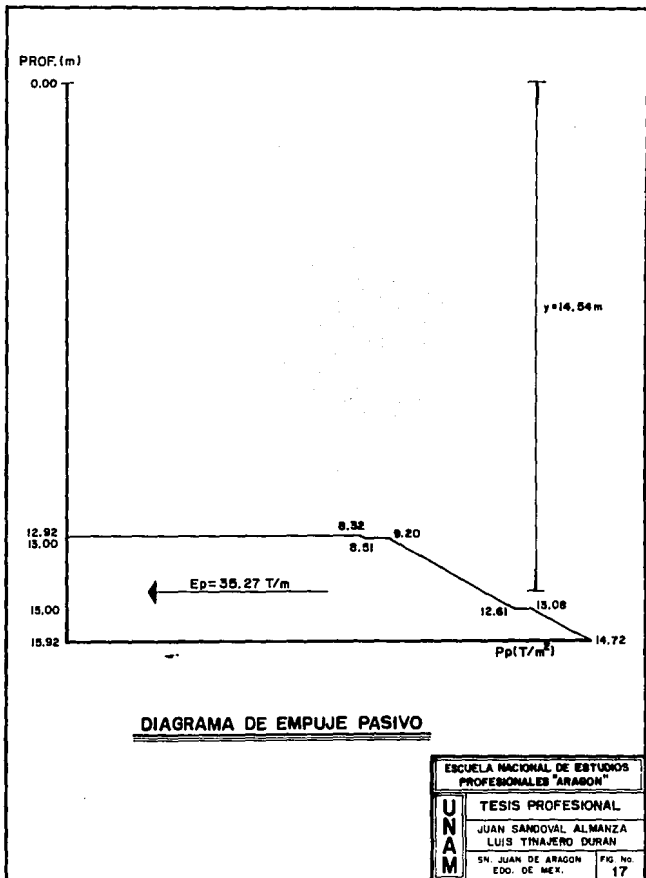
UNAM

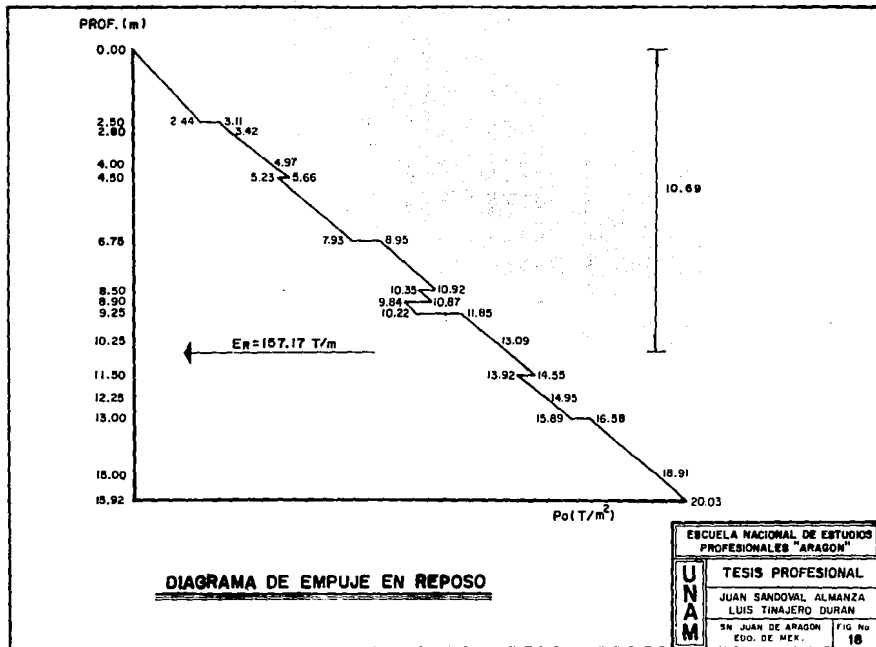
TESIS PROFESIONAL

JUAN BANDOVAL ALMANZA
LUIS TINAJERO DURAN

SM JUAN DE ARAGON
EGG DE MEX.

FIG No.
16





ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
U N A M	TESIS PROFESIONAL
	JUAN SANDOVAL ALMANZA LUIS TINAJERO DURAN
	SN JUAN DE ARAGON EDO. DE MEX.
	FIG No 16

a). Solución superficial.

Esta es una solución estructural constituida por una losa de concreto reforzado de 8.00 m. de ancho y dos muretes laterales de contención, la cual es desplantada sobre terreno previamente mejorado y a una profundidad aproximada de 1.30 m. para lograr una adecuada compensación de cargas.

Fue posible utilizar una solución del tipo superficial, gracias a que ya existían avenidas con una sección transversal con las medidas suficientes para alojar, tanto al sistema " Metro " como a las vialidades adyacentes, cuidando sustancialmente el paisaje urbano.

b). Solución subterránea en cajón.

Esta solución es la más común del sistema Metro de nuestra Ciudad y consiste en una estructura de concreto armado, de sección rectangular, construida a cielo abierto y desplantada a la menor profundidad posible.

Esta debe de cumplir con los requisitos de estabilidad, compensación, flexibilidad e impermeabilidad, que se requieren para suelos con características particulares como las del Valle de México.

Tomando en cuenta las características del suelo y los problemas de hundimiento de la Ciudad, se han adoptado soluciones básicas para las estructuras subterráneas tipo " cajón " ; una que es la de cajón convencional de concreto, a base de muros de 1.00 m. de espesor, losa inferior de 0.80 m. y losa superior de 0.80 m. aproximadamente. Construido dentro de una excavación a cielo abierto con una profundidad máxima de 7.00 m. Los taludes de la excavación son diseñados de acuerdo a las características del suelo. Este tipo de estructuras suele utilizarse en avenidas o calzadas cuya amplitud permite la construcción a cielo abierto.

Otra alternativa es la de cajón con muro ademe y / o muro estructural, de sección rectangular, con la adición de muros laterales diseñados para la contención del terreno durante el proceso de excavación del núcleo. Esta solución se aplica cuando tenemos restricciones de espacios laterales a la sección transversal del Metro.

Las ventajas de esta solución, es que el tipo de estructura subterránea no requiere de grandes secciones transversales de las avenidas por las cuales se pretende construir, no afecta el paisaje urbano, facilita el proyecto de vialidades en cualquiera de sus modalidades y por ser subterránea, es posible proyectar cualquier tipo de sección transversal.

c). Solución elevada.

La existencia de instalaciones municipales de considerables dimensiones a lo largo del trazo de una línea del Metro, hace necesaria una evaluación de costos entre el sistema tradicional de "cajón" y la posibilidad de implementar una estructura elevada, que eliminara la necesidad de realizar desvíos de instalaciones municipales y que a su vez permitiera el libre paso de las vialidades transversales y longitudinales, así como de vías de ferrocarril.

Esta solución está constituida por zapatas macizas de concreto reforzado apoyadas en una cimentación profunda, a base de pilotes, un dado de repartición de carga, una sola hilera de columnas en sentido transversal y vigas de concreto postensado, cajón con un claro entre apoyo desde 35 m a 40 m aproximadamente. La unión entre vigas y columnas, se logra mediante apoyos de neopreno reforzados con placas de acero.

d). Solución subterránea en túnel.

La posibilidad de construcción del Metro en túnel, resulta una necesidad cuando el trazo de la línea se localiza sobre avenidas importantes con alta densidad vehicular, en donde una solución subterránea en cajón no es conveniente, ya que originaría desvíos de circulación vehicular y se incrementaría el ya caótico problema de tránsito en la Ciudad de México.

La profundidad de los túneles fue definida por dos conceptos fundamentales de gran interrelación: El techo mínimo para llevar a cabo un procedimiento constructivo seguro, según el tipo de suelo y la ubicación adecuada de los accesos a las estaciones, de tal manera que los usuarios no recorrieran grandes profundidades.

El estudio geotécnico determinó que el túnel se alojara en los suelos duros, estableciéndose una distancia mínima entre la clave y el nivel del terreno natural de 1.0 a 1.5 veces el diámetro de la sección excavada.

CAPITULO IV
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

C A P I T U L O IV.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

A continuación se dan los lineamientos a seguir para efectuar la excavación y construcción de la Estación Chilpancingo de la línea 9 del metro.

Como las dimensiones del espacio existente entre el paramento de las construcciones y los muros tablestaca perimetrales de la estación no son suficientes para alojar la maquinaria de excavación, fig. No. 19, será necesario construir interiormente muros tablestaca provisionales, logrando con ello el espacio suficiente para que el equipo efectúe la excavación, evitando de ésta manera que se genere una sobrecarga en el talud de avance.

1. OBSERVACIONES GENERALES.

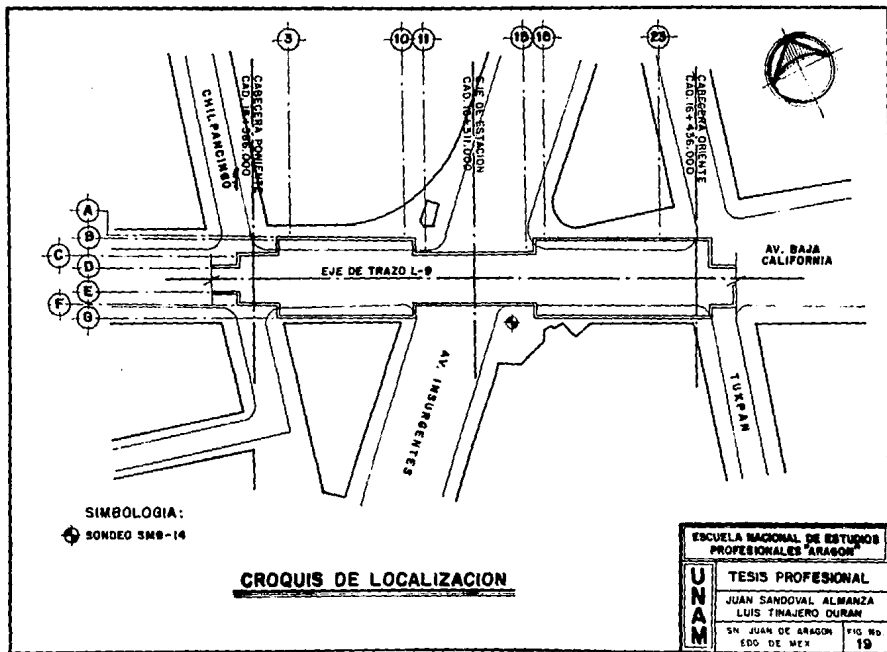
Antes de iniciar la excavación de las zanjas que alojarán a los muros tablestaca perimetrales e interiores, se deberán extraer los colectores de 60 y 122 cm. de diámetro en aquellos sitios donde interfieran con la construcción de dichos muros.

Será condición necesaria para poder iniciar la excavación de cualquier etapa, que todas las tuberías de agua potable y atarjeas en la zona de la estación estén fuera de servicio, empleando para ello desvíos provisionales de superficie de tal forma que en el momento de iniciar la excavación no exista ninguna instalación subterránea en funcionamiento.

La excavación que alojara la estructura de la estación se efectuará a cielo abierto y por etapas entre una estructura de contención constituida por muros tablestaca de concreto, armados y colados en sitio y por taludes cuya inclinación será de 1.25:1 (horizontal a vertical), contando con una berma.

En la zona de los cárcamos, la excavación se realizará a partir de la máxima profundidad de proyecto de la zona de anden con taludes cuya inclinación será 0.25:1.

En la zona de cruce de la estación con la avenida de los Insurgentes, la excavación y construcción se efectuará mediante



SIMBOLOGIA:

◆ SONDEO SMB-14

CROQUIS DE LOCALIZACION

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGON	
UNAM	TESIS PROFESIONAL
	JUAN SANDOVAL ALMANZA LUIS TINAJERO DURAN
	SN JUAN DE BRAGON FIG. NO. EDD DE MEX 19

tuneeo falso, con un talud interior de 1.25:1 (horizontal a vertical).

2. ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO.

Antes de iniciar la excavación, de acuerdo al procedimiento constructivo de la estación, será necesario abatir el nivel freático, con el fin de controlar las fuerzas de filtración, reducir las expansiones del fondo de la excavación y mantenerla estanca.

Para efectuar el abatimiento, será necesario perforar pozos de bombeo hasta 1.50 m. por debajo de la máxima profundidad de excavación de acuerdo con lo que a continuación se indica.

El bombeo podrá iniciarse una vez que se hayan construido en su totalidad los muros tablestaca perimetrales de la estación.

La ubicación y profundidad de instalación, así como el nivel de succión de las bombas en todos los pozos se indican en el plano de bombeo correspondiente.

El ademe de los pozos de bombeo estará constituido por tubos de fierro de 4" de diámetro, ranurados en toda su longitud excepto 2.8 m. en su extremo superior y 0.50 m. en el inferior. Para que estos tubos queden ajustados a las paredes de la excavación, deberán estar provistos de tres aletas constituidas por varillas de 3/4" localizadas en puntos equidistantes a lo largo del ademe.

La extracción del agua del interior de los pozos se realizará empleando bombas de pozo profundo, del tipo eyector de 1" x 1 1/4" con su nivel de succión colocado 1.00 m. abajo de la máxima profundidad de excavación y trabajando a una presión de 5 Kg/cm².

El bombeo se iniciará un día antes de atacar cada una de las etapas de excavación, en los pozos que queden alojados en estas y en los pozos que se encuentren a una distancia de 5.0 m. a partir del hombro de los taludes que limiten a la etapa en la que se este efectuando la excavación correspondiente.

El bombeo deberá suspenderse una vez que se encuentre colada

la losa de piso de la etapa correspondiente, excepto en aquellos pozos que tengan influencia en etapas posteriores por atacar.

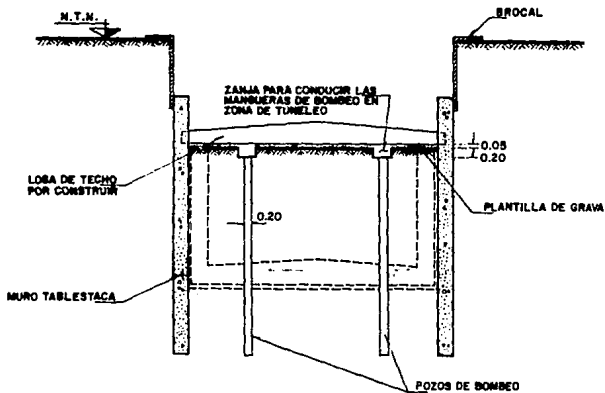
Las mangueras correspondientes a los pozos de bombeo que queden ubicados en la zona que se construya por tuneleo (16 + 490.00 - 16 + 532.00) se deberán sacar hacia el lado más próximo fuera de dicha zona de tuneleo, en una zanja que se excavará para tal fin en sentido longitudinal al eje de trazo de la línea 9 del metro. La ubicación así como las dimensiones de la zanja en cuestión se indican en la fig. No. 20.

NOTAS IMPORTANTES.

- a) La distribución, ubicación y profundidad de los pozos se indica en el plano de pozos de bombeo correspondiente.
- b) No deberá usarse lodo bentonítico en la perforación de los pozos y para el lavado de la misma sólo se usará agua limpia.
- c) No se podrá iniciar ninguna etapa de excavación si no se ha cumplido con el tiempo de bombeo previo especificado.
- d) Cuando se tenga un día de bombeo y no se inicie la excavación de cierta etapa, el bombeo deberá suspenderse; reiniciándose un día antes de que se reanude la excavación.
- e) Las partes de los ademes de los pozos que quedarán ahogados en la losa de piso después de suspender el bombeo, se deberán rellenar desde su nivel de desplante hasta 30 cm. abajo del tope de colado de la losa con una lechada agua - cemento igual a 1 (a/c = 1) en el peso del cemento y la parte restante se rellenará mediante concreto provisto con estabilizador de volúmen hasta alcanzar el paño superior de la losa.

3. TUNELEO FALSO.

A continuación se describe el procedimiento constructivo, que deberá seguirse para efectuar la excavación y construcción del tramo de la Estación Chilpancingo, comprendido entre los cadenamientos 16 + 490.500 y 16 + 531.500 correspondiente a la zona central de dicha estación, en el cruce con la Av. de los Insurgentes. La localización en planta de la zona central en



SECCION TRANSVERSAL
(ZONA DE TUNELEO)

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ARAGON"

U
N
A
M

TESIS PROFESIONAL

JUAN SANDOVAL ALMANZA
LUIS TIMAJERO DURAN

SN. JUAN DE ARAGON
EDD DE MEX.

FIG. NO.
20

cuestión se muestra en la fig.No. 21.

Con el fin de evitar al máximo las interferencias al flujo vehicular sobre la avenida de los Insurgentes, la excavación y construcción del tramo comprendido en la zona central se hará por el método de "tuneleo falso", de acuerdo con las recomendaciones que se dan a continuación.

Se construirán muros tablestaca que servirán como estructura de contención durante el proceso de excavación de la Estación Chilpancingo, así como los muros tablestaca de la futura línea 15 los cuales se construirán por abajo de dicha estación.

Los muros tablestaca profundos pertenecientes a la línea 15 de metro a futuro se deberán construir posteriormente a la construcción de los tablestaca de la estación antes mencionada.

Las zanjas que se harán para la construcción de los muros tablestaca se estabilizarán con lodo bentonítico.

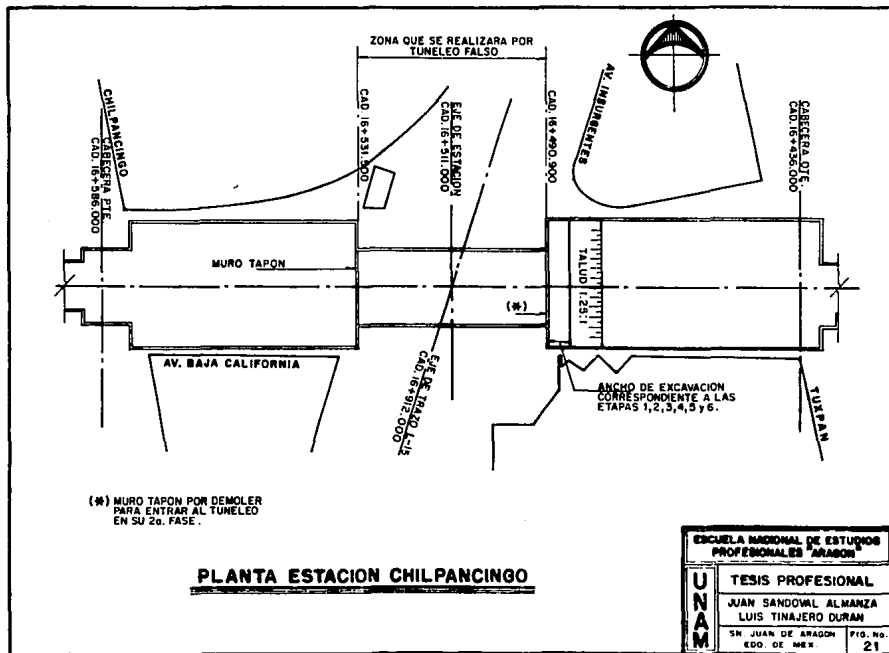
Los muros de la línea 15 se colocarán hasta el nivel de subrasante y la parte superior de la zanja deberá rellenarse con un material constituido por grava-cemento con una proporción de 3:1 en peso del cemento, considerando un peso volumétrico de la grava igual a 1.8 t/m³.

La construcción de los muros tablestaca se deberá hacer los fines de semana y por las noches, debiéndose cubrir las zanjas realizadas con este fin durante el día, con placas metálicas colocadas en sentido transversal a la misma, con el propósito de no interferir con el flujo vehicular de la avenida de los Insurgentes.

Es condición necesaria que antes de iniciar el proceso de excavación de cualquier etapa, en la 2a. fase sea abatido el nivel de aguas freáticas.

Los pozos de bombeo se deberán construir antes de la colocación de las tabletas que constituirán la losa de techo de la estación en la zona de tuneleo.

La construcción de la zona central de la estación que cruza con la av. de los Insurgentes, se realizará por el método de



"tunelero falso" el que constara de dos fases, las cuales se describen a continuación.

Primera Fase.

Esta fase consistirá en la excavación a cielo abierto entre taludes y por etapas de la profundidad necesaria, comprendida desde el nivel de terreno natural y hasta 10 cm. por abajo del nivel de intrados de la zona de andén, para la colocación de las tabletas que formarán parte de la losa superior de la estación (ver fig. No. 22).

Se contemplan además en esta fase la construcción del firme de compresión y la colocación del material de relleno sobre dicha losa. La excavación se realizará por etapas de acuerdo con la secuencia mostrada en la fig. No. 23.

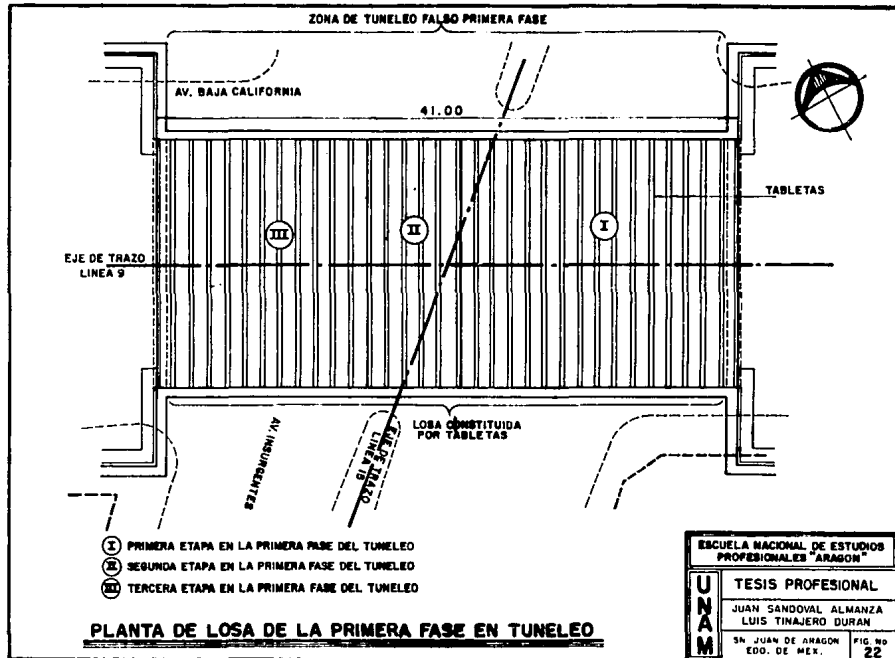
La secuencia que deberá seguirse en cada etapa para realizar la primera fase del tunelero, se describe en los siguientes incisos.

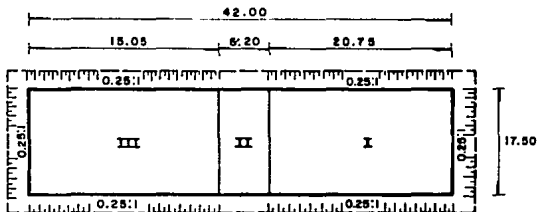
En vista de que en los cadenamientos 18 + 512.760 y 16 + 524.370 existen colectores de 122 cm. y 60 cm. de diámetro respectivamente, se deberán extraer estos previamente a la construcción de los muros tablestaca. La zanja que se haga para realizar lo anterior se deberá rellenar inmediatamente.

La excavación se iniciará a partir del nivel del terreno natural, entre taludes laterales y de avance cuya inclinación será de 0.25:1 horizontal a vertical y se suspenderá cuando se alcance la profundidad correspondiente a 10 cm. por abajo del nivel de intrados del andén de la estación, ver fig. No. 24a.

Debido a que las tabletas se apoyaran sobre los muros tablestaca, será necesario demoler previamente dichos muros hasta el nivel de desplante de las mismas y descubrir el armado de los muros, que se ligan posteriormente con las tabletas y con el firme de compresión.

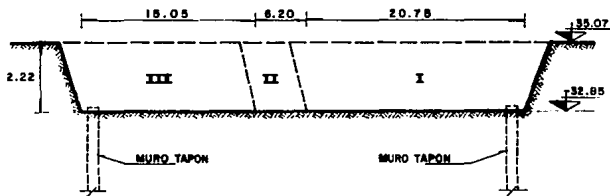
Una vez realizado lo señalado en los incisos anteriores y habiendo hecho ya las zanjas para sacar las mangueras de los pozos de bombeo mencionadas anteriormente, se procederá a la colocación de las tabletas en el tramo excavado.





PLANTA DE ETAPAS DE EXCAVACION

1o. FASE



CORTE LONGITUDINAL DE ETAPAS DE EXCAVACION

1o. FASE

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ARAGON"

UNAM

TESIS PROFESIONAL

JUAN SANDOVAL, ALMANZA
LUIS TINAJERO DURAN

5A. JUAN DE ARAGON
EDO. DE MEX.

FIG. No.
23

Inmediatamente después de haberse colocado las tabletas, se armará y colocará el firme de compresión sobre dichas tabletas, realizando la liga estructural con los muros tablestaca para posteriormente colocar una impermeabilización sobre el firme de compresión. Durante el colado del firme de compresión se deberán dejar ganchos ahogados para izar los troqueles cuando se excave el núcleo de la 2a. fase.

Una vez que se haya colocado la impermeabilización de esta primera etapa, se estará en condición de colocar el lastre de concreto simple de 50 cm. de espesor, ver fig. No. 24b.

Habiendo realizado lo anterior, se procederá a la colocación del material de relleno hasta alcanzar el nivel de subrasante, a partir del cual se efectuará la restitución del pavimento, ver fig. No. 24c.

Una vez que se encuentren colocadas las tabletas de la etapa I con su respectivo relleno y habiendo restituido el pavimento en esta zona, será posible iniciar la excavación de las etapas II y III siguiendo la secuencia indicada en los incisos anteriores, para constituir de esta manera la Primera Fase de tuneleo.

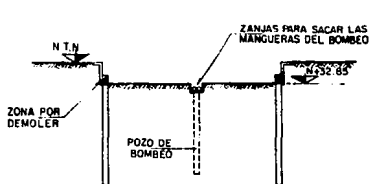
En los extremos de las etapas anteriores, el relleno que se colocará deberá quedar soportado mediante un muro de tabique construido previamente, o bien estará limitado por un talud cuya inclinación será de 0.5:1 horizontal a vertical.

Segunda Fase.

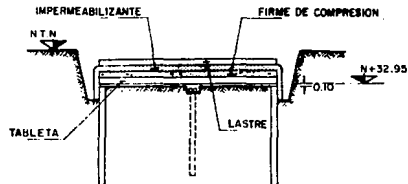
La excavación de esta segunda fase se podrá iniciar cuando se haya concluido la excavación, apuntalamiento, armado y colado de las losas y muros estructurales de las etapas 1, 2, 3, 4, 5 y 6 de la estación, señaladas en el plano de etapas correspondiente.

Adicionalmente, será necesario reubicar los puntales ubicados dentro de las seis etapas mencionadas anteriormente para demoler el muro tapón y estar en condiciones de iniciar la excavación del tuneleo en su segunda fase.

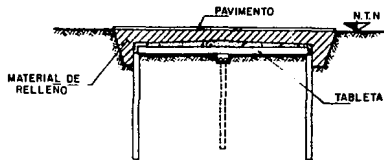
Esta fase consistirá en la excavación mediante tuneleo de la zona central de la estación por abajo del nivel intrados de ésta.



a.- EXCAVACION HASTA ALCANZAR 10cm ABAJO DEL NIVEL DE INTRADOS DEJANDO LA ZANJA PARA SACAR LAS MANGUERAS DE LOS POZOS DE BOMBEO.



b.- COLOCACION DE LAS TABLETAS, ARMADO Y COLADO DEL FIRME DE COMPRESION, IMPERMEABILIZACION Y COLADO DEL LASTRE DE 50cm DE ESPESOR.



c.- COLOCACION DEL MATERIAL DE RELLENO Y RESTITUCION DEL PAVIMENTO.

CONSTRUCCION DE LA 1a. FASE DEL TUNELEO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
U N A M	TESIS PROFESIONAL
	JUAN SANDOVAL ALMANZA LUIS TINAJERO DURAN
	SN JUAN DE ARAGON EDO. DE MEX. FIG. No 24

La excavación de la segunda fase se realizará a partir del cadenamiento 16 + 490.500 y será necesario que antes de iniciar las actividades correspondientes a esta fase, se deje sin construir un tramo de 7.0 m. de la losa de techo correspondiente al cajón de metro de la zona ya estructurada adyacente al cadenamiento antes mencionado, con el fin de poder extraer el material de rezaga durante el tiempo que dure el proceso de tuneleo.

Las actividades que integran el desarrollo de la segunda fase del tuneleo se describen a continuación:

Se iniciará la excavación del núcleo por etapas localizadas abajo de las tabletas que constituyen la estructura de techo, de acuerdo con la secuencia y longitud indicadas en el plano de etapas. La inclinación del talud del frente de avance será 1.25:1 horizontal a vertical.

Una vez que la excavación se encuentre 30 cm abajo del nivel de colocación de los puntales, se suspenderá momentáneamente dicho proceso para empezar a colocar de inmediato los puntales correspondientes, no debiendo continuar la excavación si no se ha cumplido con este requisito.

El número de niveles de puntales que se colocarán en esta fase será de dos y las elevaciones en que deberán instalarse se muestra en la fig. 25a.

Una vez que se alcance el nivel máximo de excavación en la etapa que se esta atacando, se procederá de inmediato a colocar en el fondo de la excavación una plantilla de concreto simple de 40 cm. de espesor provista de un aditivo acelerante de fraguado. El colado de la plantilla de la etapa en cuestión deberá hacerse en un tiempo máximo de tres horas, contadas a partir del momento en que se alcance el nivel máximo de excavación.

Tres horas después de colada la plantilla, se armará y colará la losa de piso correspondiente, dejando las preparaciones necesarias en su armado para efectuar posteriormente su liga con los muros estructurales y con la losa del siguiente tramo. El armado y colado de la losa de piso se deberá afectar en un tiempo no mayor de 12 horas contadas a partir de la terminación del colado de la plantilla, ver fig. 25b.

Veinticuatro horas después de colocada la losa de piso, se

podrá retirar el segundo nivel de puntales procediendo de inmediato a efectuar el armado, cimbrado y colado de los muros estructurales hasta alcanzar el nivel mezzanine, debiendo dejar en su armado las preparaciones necesarias para su liga estructural con los muros adyacentes; realizado lo anterior se procederá a colocar la losa de nivel mezzanine y las trabes correspondientes a dicha etapa, ver fig. 25c.

Treinta y seis horas después de haber colado la losa y las trabes se podrá continuar con el colado de los muros hasta alcanzar el nivel de intrados efectuando la liga estructural con las tabletas colocadas en la primera fase, de acuerdo con lo indicado en el proyecto estructural y debiendo dejar cajas en el nivel correspondiente al primer nivel de puntales, ver fig. 25d.

Setenta y dos horas después de terminado el colado de los muros hasta el nivel de intrados se podrá retirar el 1er. nivel de puntales.

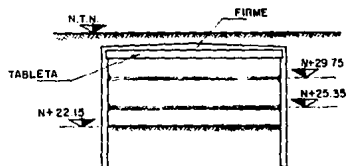
Para continuar con la excavación de la siguiente etapa será necesario que se haya colado la losa de piso de la etapa inmediata anterior, siguiendo para cada una de ellas la secuencia constructiva descrita en los puntos anteriores.

El concreto que se empleará para llenar las cajas que se dejaron en los sitios de aplicación de los puntales en los muros estructurales, deberá contener algún aditivo estabilizador de volumen.

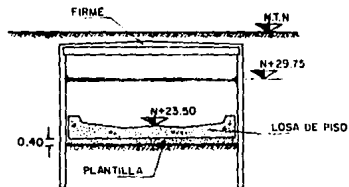
En caso de que al tiempo de excavar las últimas etapas de la zona de tuneleo, no se haya excavado o estructurado el área adyacente al muro tapón, los puntales de estas últimas etapas se apoyarán en dicho muro en "pata de gallo" y en caso de que se haya efectuado por lo menos la estructuración de las primeras seis etapas de dicha zona adyacente, se reubicarán los puntales contenidos en ésta y los puntales de la zona de tuneleo se apoyarán de lado a lado.

NOTAS IMPORTANTES:

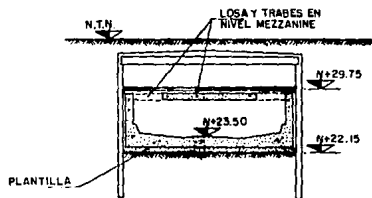
- a) El detalle de la impermeabilización de la losa se indica en la fig. No. 26 en la que se muestra la excavación adicional que deberá hacerse para colocar el impermeabilizante hasta 80 cm. por abajo del nivel de intrados.



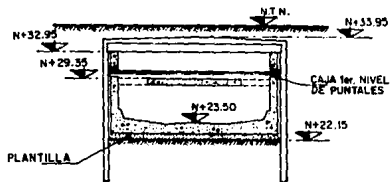
a.- EXCAVACION Y APUNTALAMIENTO HASTA EL NIVEL MAXIMO DE EXCAVACION.



b.- COLADO DE LA PLANTILLA, ARMADO Y COLADO DE LA LOSA DE PISO Y RETIRO DEL 2o. NIVEL DE PUNTALES.



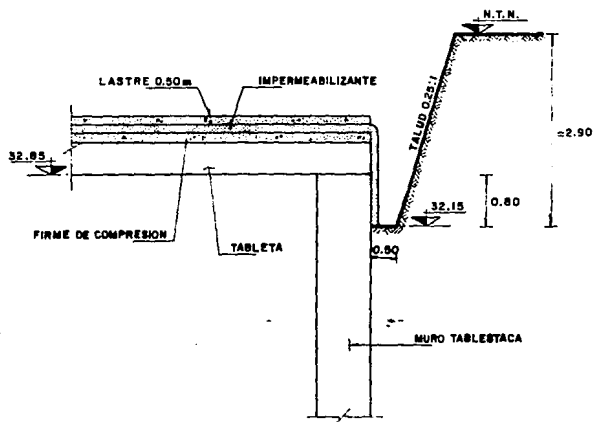
c.- ARMADO Y COLADO DE LOS MUROS, LOSA Y TRABES DEL NIVEL MEZZANINE.



d.- ARMADO Y COLADO DE LOS MUROS HASTA EL NIVEL DE ENTRADOS DEJANDO CAJAS EN EL 1er. NIVEL DE PUNTALES.

CONSTRUCCION DE LA PRIMERA FASE DEL TUNELEO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
UNAM	TESIS PROFESIONAL
	JUAN SANDOVAL ALMANZA LUIS TINAJERO DURAN
	5N JUAN DE ARAGON FIG. NO. E00 (IF MEX 25



DETALLE DE IMPERMEABILIZACION
SOBRE LA LOSA SUPERIOR
 ESTACION CHILPANCINGO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
UNAM	TESIS PROFESIONAL
	JUAN SANDOVAL ALMANZA LUIS TINAJERO DURAN
	SN. JUAN DE ARAGON EDO DE MEX. FIG NO. 26

- b) En la losa de techo de la zona de tuneleo, se deberán dejar ganchos para poder izar los puntales.

4. EXCAVACION APUNTALAMIENTO Y CONSTRUCCION.

Antes de iniciar la excavación de las etapas laterales será necesario efectuar un rasure de 2.00 mts. de profundidad medidos a partir del nivel de terreno natural. Esto mismo se hará cuando se ataquen las etapas centrales.

La construcción de la zona de andén de la estación se realizará en dos frentes, mediante la excavación de dos etapas laterales excavadas en forma simultánea y una vez estructuradas dichas etapas se realizará la excavación de las etapas centrales, tal como se muestra en el plano de etapas de la estación, excepto para las etapas 15, 16, 16', y 17 en donde éstas se deberán construir posteriormente a las etapas centrales, según lo que se indica en el plano antes mencionado.

El orden de ejecución de las etapas de excavación deberá llevarse a cabo de acuerdo con lo indicado en el plano correspondiente.

Las etapas de excavación indicadas con el mismo número podrán atacarse simultáneamente, respetando las restricciones señaladas para cada una de ellas.

ETAPAS LATERALES 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 1', 2', 3' y 4' (ADYACENTES A LA ZONA DE TUNELEO FALSO).

La excavación de estas etapas estará confinada lateralmente por muros tablestaca y en el sentido de avance de la excavación se llevará un talud, con inclinación 1.25:1 horizontal a vertical el cual contará con una berma de 5.00 mts. de profundidad y deberá llevarse 5.00 mts. adelante del frente de excavación.

La excavación se iniciará desde el nivel inferior del rasure hasta 30 cm. abajo del primer nivel de puntales, suspendiéndose momentáneamente para proceder a la colocación de estos.

Los puntales se colocarán por pares separados simétricamente a 0.50 mts. de la junta existente entre muros tablestaca, excepto en los puntos en donde se indique otra separación.

No podrá continuarse con la excavación si los puntales no han sido colocados en las elevaciones especificadas.

Se continuará con la excavación hasta 30 cm. abajo del segundo nivel de puntales procediendo de inmediato a la colocación de dicho nivel.

Se proseguirá con la excavación hasta 30 cm. abajo del tercer nivel de puntales, colocando de inmediato dicho nivel.

Colocado el tercer nivel de puntales, la excavación deberá continuarse hasta alcanzar la profundidad máxima de proyecto.

El tiempo máximo a emplear para la excavación y colocación de puntales para cada etapa no deberá exceder de 48 horas.

Una vez alcanzado el nivel máximo de excavación se procederá de inmediato a colar una plantilla de 40 cm. de espesor provista con aditivo acelerante de fraguado, en toda el área de la etapa; continuando enseguida con la colocación del lastre, provisto de un aditivo acelerante de fraguado

El tiempo máximo a transcurrir desde que se alcance el nivel de máxima excavación y el colado de la plantilla, no deberá ser mayor de 5 horas.

Veinticuatro horas después de colada la plantilla y el lastre, será factible retirar el tercer nivel de puntales, para proceder al armado y colado de la contratrabe y la losa de piso, colandose esta última en un ancho equivalente a las etapas laterales en cuestión, dejando en ella las preparaciones necesarias para su liga posterior con los muros estructurales y con la losa de piso de las etapas centrales de la estación.

El tiempo máximo a transcurrir para el armado y colado de la contratrabe y la losa de piso será de 72 horas para cada etapa, contadas a partir de la terminación del colado de la plantilla.

Antes de efectuar el retiro del segundo nivel de puntales o veinticuatro horas después de colada la losa de piso, se podrá colocar un puntal corto PT-16 apoyado en uno de sus extremos en la contratrabe y en el otro sobre el muro tablestaca, posteriormente se realizará el armado, cimbrado y colado de las

columnas o muros estructurales hasta el paño inferior de la losa del nivel mezzanine, dejando las preparaciones necesarias para ligarse posteriormente con el armado de dicha losa y cajas sin colar en los sitios donde interfiera con el segundo nivel de puntales.

Para el armado, cimbrado y colado de estos muros no deberá emplearse un tiempo mayor de 48 horas.

Quando los muros estructurales o columnas hayan alcanzado la resistencia mínima especificada por el proyecto estructural se continuará con el colado de la losa y trabes del nivel mezzanine y posteriormente se efectuará el colado del firme de concreto simple (lastre).

Durante el colado de los muros estructurales, se colarán también las rampas y elementos estructurales que componen las escaleras a nivel mezzanine. Adicionalmente se deberá colar el lastre debajo de estas rampas.

72 horas después del colado de la losa, se procederá a colocar un puntal corto PT-15, apoyado en uno de sus extremos contra la losa de dicho nivel y en el otro sobre el muro tablestaca interior que limita la etapa en cuestión, excepto en la zona localizada entre los ejes 8-9 y 18-19 donde no existe la losa de mezzanine. En este caso se colocarán los puntales más abajo apoyados en el lastre de la rampa de escaleras.

Realizado lo anterior, se estará en condiciones de poder retirar el segundo nivel de puntales.

Se continuará con el armado, cimbrado y colado de los muros estructurales y columnas del nivel mezzanine hasta el paño inferior de la losa de techo de la estación; dejando cajas sin colar en los sitios donde interfiera el primer nivel de puntales.

Quando los muros y columnas hayan alcanzado su resistencia de proyecto se procederá a colar la losa de techo de la etapa en cuestión, y una vez que dicha losa alcance su resistencia mínima especificada se procederá a colocar un puntal corto PT-15 apoyado en uno de sus extremos contra la losa de techo y en el otro sobre el muro tablestaca interior.

Quando se tenga esta condición se podrá retirar el primer

nivel de puntales; asimismo sobre el colado de la losa superior se deberá colocar la impermeabilización prosiguiendo de inmediato a colar sobre la losa de techo un firme de protección.

En las etapas que contengan a las galerías de ventilación deberá procederse al armado, cimbrado y colado en sitio de la losa superior, diafragmas y muretes que servirán de apoyo a las rejillas.

Sobre esta zona se deberá colocar una estructura de soporte en la cual se apoyará la maquinaria de excavación para atacar la zona central.

Tres horas después de concluido el colado del firme de protección se proseguirá con la colocación del material de relleno y restitución del pavimento.

Después de que se hayan estructurado las primeras etapas laterales mencionadas en este inciso se continuará con la excavación de las etapas centrales.

ETAPAS LATERALES 15, 16, 17 LADO SUR Y 16' (ADYACENTES A ETAPAS CENTRALES PREVIAMENTE CONSTRUIDAS).

La excavación de estas etapas estará confinada lateralmente por muros tablestaca y en el sentido de avance de la excavación se llevará un talud, cuya inclinación será de 1.25:1 horizontal a vertical.

Para iniciar la excavación de estas etapas será necesario que previamente se hayan estructurado las etapas centrales adyacentes hasta el nivel de la losa de techo. Cumplida esta condición se procederá a iniciar a partir del nivel de rasura la excavación de las etapas laterales, suspendiendo momentáneamente esta excavación para colocar los niveles de apuntalamiento. Simultáneamente a esta actividad se efectuará la demolición del muro tablestaca interior.

El primer nivel de puntales se apoyará en uno de sus extremos sobre la losa de techo de la etapa central y en el otro sobre el muro tablestaca perimetral; mientras que el segundo nivel se apoyará en un extremo contra la losa de nivel mezzanine de la etapa central y en el otro sobre el muro tablestaca perimetral; mientras que el segundo nivel se apoyará en un

extremo contra la losa de nivel mezzanine de la etapa central y en el otro extremo sobre el muro tablestaca perimetral.

La excavación, demolición de muros interiores y colocación de puntales deberá realizarse en un tiempo máximo de 6 días.

Alcanzada la profundidad de excavación, se procederá a colar una plantilla de concreto pobre de 40 cm. de espesor; veinticuatro horas después de colada la plantilla se podrá retirar el segundo nivel de puntales, excepto en el cárcamo.

Concluido lo anterior, se procederá a armar y colar la losa de piso efectuando la liga estructural con la losa de nivel de mezzanine.

Se continuará posteriormente con el armado, cimbrado y colado de muros y losa de techo, respetando los tiempos y restricciones especificadas en las etapas anteriores.

Durante el colado de los muros y losa de techo se dejarán cajas sin colar en las zonas donde interfiera el primer nivel de puntales; este nivel se retirará una vez que la losa mencionada haya alcanzado la resistencia mínima especificada por el proyecto estructural.

Se procederá con la impermeabilización, colocación de relleno y restitución de pavimento siguiendo los lineamientos marcados para las etapas ya descritas.

ETAPAS CENTRALES 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 14, 5', 6', 7', 8', 9', 10', 11', 12', 13', 14' Y 15' (ADYACENTES A LA ZONA DE TUNELEO FALSO).

La excavación de estas etapas se realizará entre muros tablestaca, conservando en el sentido de avance un talud con inclinación 1.25:1 horizontal a vertical, el cual contará con una bermas de 5.00 mts. de longitud.

La excavación se iniciará a partir del nivel de rasura y conforme se profundice se deberán ir demoliendo los muros tablestaca interiores que delimitan la etapa central y cuando se alcance la profundidad correspondiente al primer nivel de puntales, se procederá a sustituir el puntal provisional.

colocado en la etapa lateral previamente estructurada, por un puntal que se apoyará sobre la losa de techo y el lastre de las etapas laterales.

Se continuará con el proceso de excavación y demolición de los muros tablestaca interiores y una vez que se alcance la profundidad en la que se deberá colocar el segundo nivel de puntales, se deberá colocar dicho nivel de puntales siguiendo el mismo criterio que en el primero; estos puntales se deberán apoyar contra la losa de nivel mezzanine de las etapas laterales.

Efectuado lo anterior, se continuará con la excavación y demolición del muro debiéndose colocar el tercer nivel de puntales en la excavación correspondiente, para continuar con la excavación hasta alcanzar el nivel máximo de proyecto. Este último nivel se apoyará sobre las contratrabes del nivel de andén, retirando previamente el puntal corto PT-16.

Para las etapas 9, 10, 11, 12 y 13 se deberá realizar el mismo procedimiento anteriormente mencionado, solo que los puntales se apoyarán en un extremo sobre la estructura de la etapa lateral, y en el otro contra los muros tablestaca.

En el caso de las etapas 14, 10', 11', 12', 13', 14' y 15', la excavación y apuntalamiento será similar al indicado para las etapas laterales adyacentes a la zona de tuneleo falso, ya descritas; es decir, los puntales se apoyarán en sus extremos sobre los muros tablestaca, debiéndose colocar tres niveles de apuntalamiento.

El tiempo máximo a transcurrir desde el inicio de la excavación hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto con sus respectivos niveles de puntales y demolición de muros no deberá ser mayor de 8 días.

Alcanzada la máxima profundidad de proyecto, se procederá de inmediato a colar la parte restante de la plantilla del nivel de andén en las etapas centrales provista con aditivo acelerante de fraguado, excepto zonas de cárcamos.

Entre el momento de alcanzar el fondo de la excavación y la terminación del colado de la plantilla, no deberá transcurrir más de cinco horas.

Tres horas después de colada la plantilla, deberá iniciarse el armado y colado de la losa de piso ligandola con la losa de piso de las etapas laterales, y en las etapas 9, 10, 11, 12, 13, 14, 10', 11', 12', 13', 14' y 15' se deberán dejar las preparaciones necesarias para la liga estructural con los muros o columnas. El tiempo máximo a transcurrir para el armado y colado de la losa de piso será de 36 horas contadas a partir de la terminación del colado de la plantilla.

36 horas después de colada la losa, se estará en condiciones de retirar el tercer nivel de puntales, excepto en las etapas en las que se tengan los cárcamos; en dichas etapas el tercer nivel solo podrá ser retirado cuando se hayan construido los cárcamos y se tenga continuidad con la losa de nivel de andén.

Veinticuatro horas después de colada la losa de piso en cada etapa, se procederá al armado, cimbrado y colado de las columnas o muros estructurales hasta el paño inferior de las tabletas que integrarán la losa del nivel mezzanine. Asimismo, se deberá efectuar la liga estructural entre las losas de nivel andén de las etapas laterales y centrales según sea el caso, debiendo dejar las preparaciones para su liga posterior con los elementos estructurales correspondientes. Durante el colado de los muros, se deberán dejar cajas sin colar en los sitios de cruce con el segundo nivel de puntales.

Para el armado, cimbrado y colado de estos muros no deberán emplearse un tiempo mayor de treinta y seis horas.

Cuando los muros estructurales o columnas hayan alcanzado su resistencia mínima requerida por el proyecto estructural, se procederá a la colocación de las tabletas correspondientes a la losa de nivel mezzanine; en las zonas donde interfieren los puntales no se colocarán las tabletas (etapas 9 a 13).

Una vez colocadas las tabletas se efectuará el armado y colado del firme de concreto simple.

El segundo nivel de puntales se retirará cuando se hayan colocado las tabletas correspondientes a dicha losa, colocando posteriormente las tabletas faltantes en los lugares donde se retiro el segundo nivel de puntales (etapas 9 a 13).

Realizado lo anterior, se continuará con el armado, cimbrado y colado de los muros estructurales y columnas del nivel

mezzanine hasta el paño interior de las tabletas que integran la losa de techo. Excepto en las etapas 14, 12', 13', 14' y 15' en donde la losa de mezzanine es la losa de techo de la estación de estas zonas. En este caso el procedimiento a seguir es el indicado más adelante cuando se haya construido la losa de techo de las etapas restantes en cuestión.

Cuando tanto muros como columnas hayan alcanzado su resistencia mínima especificada se colocarán las tabletas dejando huecos en los sitios en que se interfiera con el primer nivel de puntales, hecho esto, se retirará el primer nivel de puntales, para proceder a instalar el resto de las tabletas; enseguida se procederá a colocar el firme de compresión, impermeabilizar y a colocar el lastre, así como el relleno correspondiente.

El primer nivel de puntales en las etapas 14, 12', 13', 14', y 15' se retirará cuando se tenga el material de relleno a 0.30 mts. abajo de dicho nivel.

ACCESOS EN LA CABECERA NOR-ORIENTE ETAPAS 15, 16 Y 17.

La excavación, apuntalamiento y construcción de estos accesos se hará entre muros tablestaca y taludes de avance 0.75:1 horizontal a vertical.

La excavación se iniciará desde el nivel de terreno natural demoliendo simultáneamente el muro tablestaca contiguo que limita con el resto de la estación ya estructurada, hasta alcanzar 30 cms. abajo del primer nivel de puntales, suspendiéndose momentáneamente para proceder de inmediato a la colocación de los mismos, en el nivel correspondiente.

Se continuará con la excavación hasta alcanzar 30 cms. abajo del segundo nivel de puntales, colocando enseguida dicho nivel; efectuado lo anterior, se reanudará la excavación hasta alcanzar la profundidad de proyecto de la zona de escaleras, rampas y descansos.

El tiempo máximo a emplear para la excavación y colocación de puntales será de 24 horas para cada etapa.

Alcanzada la profundidad antes citada se procederá a colocar una plantilla de 10 cms. de espesor provista de un aditivo

acelerante de fraguado en descansos y en rampas de escaleras, excepto en el vestíbulo donde será de 20 cms.

Veinticuatro horas después de colada la plantilla se podrá retirar el segundo nivel de puntales e inmediatamente después, se realizará el armado y colado de la losa de piso dejando en ella las preparaciones necesarias para posteriormente efectuar la liga estructural con las losas de etapas adyacentes, con la rampa de escaleras y con los muros, así como con la losa a nivel mezzanine entre los ejes 21 y 22.

Veinticuatro horas después de colada losa de piso y la plantilla, se procederá al armado, cimbrado y colado de los muros y de las rampas de las escaleras de acceso; continuándose con este proceso hasta alcanzar el nivel de la losa superior de escaleras, dejándose cajas sin colar en el primer nivel de puntales.

Cuando los muros hayan adquirido la resistencia especificada por el proyecto estructural, se procederá al armado, cimbrado y colado de la losa de techo.

Una vez que la losa de techo haya adquirido su resistencia especificada por el proyecto estructural correspondiente, se estará en condiciones de retirar el primer nivel de puntales y continuar con la colocación del material de relleno hasta el nivel de subrasante, y sobre este relleno restituir la banqueta en las zonas donde se haya afectado por la construcción de las escaleras de acceso.

La construcción de las etapas de excavación para las escaleras de acceso ubicadas del lado nor-orientado de la estación deberán hacerse una vez que se encuentre estructurada completamente la zona adyacente de la estación.

CARCAMOS CABECERA ORIENTE Y PONIENTE ETAPAS 18, 19, 17' Y 18'.

La excavación de los cárcamos se realizará en dos etapas a partir de la máxima profundidad de proyecto correspondiente a la zona de andén y se efectuará confinada con un muro tablestaca y por taludes, cuya inclinación será 0.25:1 horizontal a vertical.

Para poder iniciar la excavación del cárcamo será necesario que se hayan colado la losa de piso de las etapas adyacentes de

los extremos del cárcamo y también que ya se tengan construidos los muros estructurales.

La excavación de cada etapa se llevará a cabo hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto suspendiéndose momentaneamente para colocar el cuarto nivel de puntales, una vez descubierto su punto de aplicación.

Alcanzada la profundidad de proyecto de inmediato se colará una plantilla de 10 cms. de espesor provista de un aditivo acelerante de fraguado.

Dos horas después de colada la plantilla se proseguirá con el cimbrado, armado y colado tanto de la losa de piso como de los muros del cárcamo.

En los sitios donde exista interferencia entre los muros del cárcamo y el nivel de puntales, se dejarán huecos en los muros, mismos que se rellenarán mediante concreto provisto de aditivo estabilizador de volumen, una vez que los puntales hayan sido retirados; lo cual sucederá una vez que los muros alcancen su resistencia mínima necesaria.

Veinticuatro horas después de colados los muros del cárcamo, se rellenará el espacio comprendido entre los taludes de la excavación y los muros de dicha estructura; el relleno que se empleará será de concreto pobre e inmediatamente después se continuará con el colado de la plantilla y losa de piso faltantes a nivel andén.

Efectuada la liga estructural con la losa de andén, podrá retirarse el cuarto y tercer nivel de puntales.

A partir de este punto se continuará con el proceso indicado en etapas centrales adyacentes a la zona de tuneleo falso.

SECUENCIA DE ESTRUCTURACION.

La excavación y estructuración de la estación deberá realizarse tomando en cuenta las siguientes restricciones.

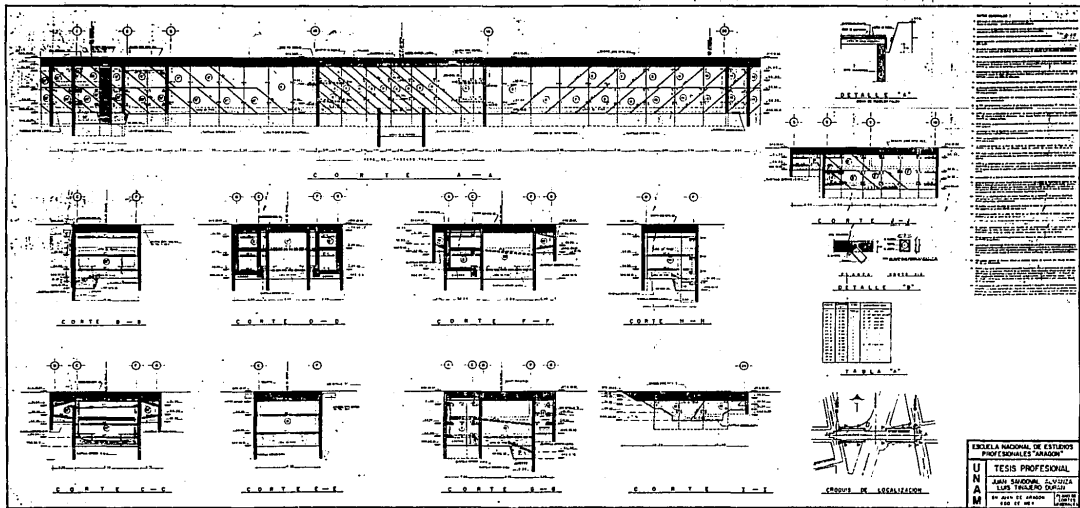
La excavación se iniciará por las etapas laterales a partir

de los muros tapón, y una vez que se encuentren estructuradas las cuatro primeras hasta la losa de techo se podrá iniciar la excavación de las etapas centrales; respetando los tiempos marcados para tal efecto en el presente escrito y colocando previamente en la zona de rejillas la estructura de soporte, donde circulará el equipo de excavación. Es condición necesaria para poder iniciar el tuneleo falso en su segunda fase (excavación del núcleo central) que se tenga estructurado el primer entre-eje adyacente a dicho tuneleo, excepto en la zona de la alcancía.

NOTAS IMPORTANTES.

- a) Deberá respetarse el orden de las etapas de excavación indicadas.
- b) No podrá iniciarse la excavación de cualquier etapa, si no se ha abatido el nivel freático de acuerdo con lo especificado.
- c) No deberá colocarse la plantilla, ni la losa de piso de las etapas donde quedarán ubicados los cárcamos, debido a que en dichas zonas se deberá realizar una sobre-excavación hasta alcanzar el nivel máximo de excavación de proyecto en dichos cárcamos, para posteriormente efectuar la construcción de estos. Asimismo el colado de la plantilla y losa en las etapas adyacentes al mismo se suspenderá en una distancia de 1.50 mts. medidos a partir de los paños exteriores de los muros de dichos cárcamos.
- d) En las zonas en las que quedarán ubicados los cárcamos debido a que temporalmente no se colará la losa, deberá colocarse un lastre de tabletas o material producto de la excavación cuyo peso sea equivalente a 2.00 ton/m².
- e) Todos los puntales deberán colocarse con una precarga de 30 toneladas, incluyendo los puntales PT-15 y PT-16 debiéndose llevar un riguroso control en la aplicación de la misma. En las etapas laterales solo los puntales del primer nivel tendrán una precarga de 30 toneladas, los otros niveles deberán tener 40 toneladas.
- f) Se deberá colocar lastres de concreto simple en las zonas que se indiquen.

- g) El espacio localizado bajo las escaleras, deberá rellenarse con concreto después de haberse construido los muros estructurales adjuntos; este relleno deberá efectuarse de tal forma que respete la geometría y pendiente de dichas escaleras.
- h) El procedimiento constructivo de la primera fase (colado de losa de techo) del tunelec falso se llevará a cabo antes de la excavación de la estación.
- i) Debido a que no se construyeron los muros tablestaca por la existencia de los ductos de TELMEX en la cabecera poniente de la estación, será necesario reemplazarlos por una estructura de contención a base de viguetas y tablonés los cuales se irán colocando conforme se profundice con la excavación.



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ARANDU"

U
N
A
M

TESIS PROFESIONAL

JEAN SANDOVAL S. VIZCARRA
LUIS TRUJILLO DAFALLA

20 DE ABRIL DE 2010

1000

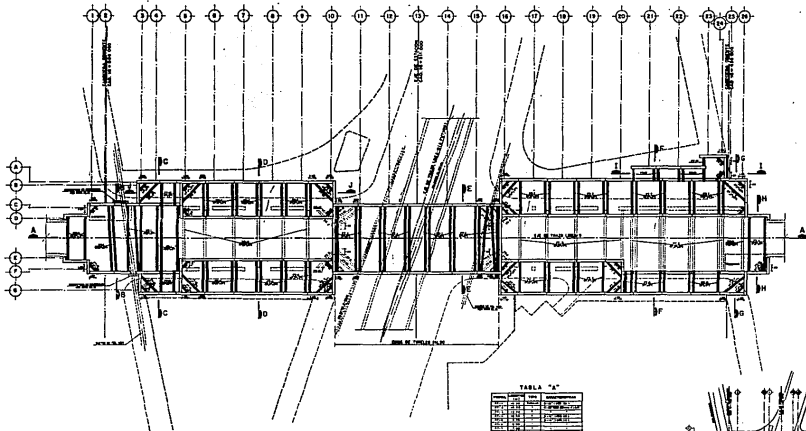
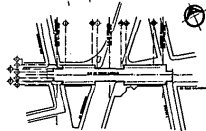


TABLE "A"

NO.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20



- NOTAS GENERALES:**
1. El presente proyecto se elaboró de acuerdo con el Reglamento de Edificación de México, D.F., y con las especificaciones de la Secretaría de Educación Pública.
 2. El terreno sobre el que se construye es plano y firme.
 3. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 4. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 5. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 6. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 7. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 8. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 9. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 10. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 11. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 12. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 13. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 14. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 15. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 16. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 17. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 18. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 19. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.
 20. El terreno sobre el que se construye es firme y plano.

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"

U N A M

TESIS PROFESIONAL

JUAN SANDOVAL ALMANZA
LUIS TRUJILLO DURAN

EN CIEN DE ARAGON
EDD DE MEX.

PLANO DE
FUNDACION

INGENIERO PL. Y ESTRUCTURAS

CAPITULO V
INSTRUMENTACION

C A P I T U L O V

I N S T R U M E N T A C I O N .

Aunque muchos constructores, aún no le dan la debida importancia que merece una buena elección del sistema de instrumentación, que sea el regidor para la toma de decisiones correctas dentro de las soluciones y planteamientos adecuados de un proyecto, nosotros no quisimos dejar pasar por alto un tema tan importante para fines de logros positivos en cualquier obra civil, dando a continuación una breve descripción de la importancia y los pasos que deberán seguirse en general para la adecuada elección de un sistema de instrumentación, dando al final del tema un ejemplo práctico de la instrumentación empleada en la estación Chilpancingo de la línea 9 del metro.

Para la elección de un sistema de instrumentación de cualquier obra civil en términos generales, deberán contemplarse los siguientes puntos:

- 1) Definir el objetivo del producto final.
- 2) Preparar distintos diseños factibles.
- 3) Seleccionar el diseño más adecuado con base en criterios racionales.
- 4) Elaborar el diseño definitivo, incluyendo la preparación de planos y especificaciones.

Las razones para instrumentar una obra civil es con fines de investigación básica, académicos o de desarrollo, para obtener información inmediata con objeto de definir procedimientos constructivos, siendo este último nuestro caso, el cual será ilustrado más adelante con un ejemplo.

La información que se obtiene con ayuda de la instrumentación es la siguiente:

- a) Evaluación de los parámetros del suelo e investigación de las condiciones del subsuelo.
- b) Control del comportamiento de obras durante la construcción.
- c) Observación del comportamiento de estructuras terminadas, a corto, mediano y largo plazo.

- d) Realización de pruebas de campo a escala natural y en modelos de grandes dimensiones.
- e) Comprobar la eficacia de un nuevo método constructivo o la aplicabilidad de procedimientos conocidos.
- f) Verificar que el contratista cumpla con las especificaciones.
- g) Mejorar el estado actual del conocimiento.
- h) Por razones legales, cuando la construcción afecte edificios vecinos.

Una vez seleccionada la instrumentación, las variables que se pueden medir son las siguientes:

- Nivel freático.
- Presión de poro.
- Presiones totales dentro de la masa del suelo.
- Empujes de tierra en el contacto con la estructura.
- Bufamiento o asentamiento de la superficie.
- Bufamiento o asentamiento del subsuelo.
- Deformaciones horizontales superficiales.
- Deformaciones horizontales del subsuelo.
- Desplomes.
- Cargas en elementos estructurales.
- Deformaciones en elementos estructurales.
- Temperatura.
- Vibraciones.
- Aceleraciones.
- Gastos de filtraciones.

Los pasos para realizar la planeación de un sistema de instrumentación deben seguir y tener una secuencia lógica que

permita alcanzar los objetivos que se persiguen en la ejecución de la obra. A continuación se presenta una relación general de los pasos que conviene seguir para proyectar una instrumentación:

1er Paso. Antes de seleccionar cualquier instrumento es necesario determinar las condiciones prevalentes en el sitio de la obra, definir la finalidad específica de la instrumentación, seleccionar las variables que se van a medir, y por último hacer una predicción del comportamiento de la estructura para fijar el intervalo de medición y la precisión del instrumento, donde medir y en que dirección.

2o Paso. Antes de proceder a la instalación de la instrumentación es necesario seleccionar el tipo de aparato, si se va adquirir comercialmente, elaborar las especificaciones pertinentes, determinar los factores que pueden afectar a las mediciones, anticipar los procedimientos para asegurar confiabilidad en las estructuras, elaborar los planos de distribución de la instrumentación, hacer una lista que contenga la finalidad específica de todos y cada uno de los instrumentos, elaborar las especificaciones para la instalación de los aparatos, organizar todos los preparativos para la instalación y por último planear las actividades posteriores a la instalación.

3er Paso. Organización de las actividades posteriores a la instalación durante la operación de los instrumentos, tales como calibraciones, lecturas, mantenimiento, procesamiento y transmisión de datos, interpretación, etc.

4o Paso. Valorar los costos de la instrumentación, los cuales se pueden justificar por las necesidades específicas de un proyecto y por el avance que se logra en los conocimientos ingenieriles.

El costo de la instrumentación de cualquier obra, generalmente involucra tres aspectos:

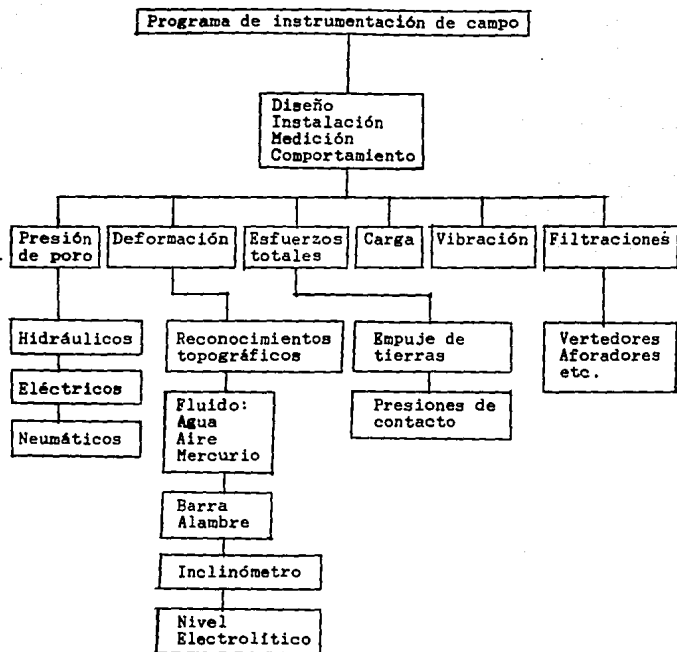
- a) El costo de los aparatos.
- b) El costo de la calibración e instalación de los instrumentos.
- c) El costo de operación, mantenimiento y procesamiento de los datos.

En general, se acepta como razonable una cantidad variable entre 0.5 y 1.5 % del costo de la construcción, para cubrir exclusivamente el equipo y su instalación.

5o Paso. Selección del instrumento adecuado. Un instrumento ideal debe tener las siguientes características:

- 1) Simplicidad en su diseño y operación, de preferencia no eléctrico.
- 2) Debe ser robusto, resistente y confiable a largo plazo.
- 3) Durabilidad en el medio ambiente hostil del campo, para minimizar las posibilidades de daño.
- 4) Se debe reparar y darle mantenimiento fácilmente si se tiene acceso a él.
- 5) Precisión y buena resolución en las mediciones a corto y largo plazo.
- 6) Fácil de calibrarse y recalibrarse y que mantenga inalterada la calibración a largo plazo.
- 7) Una historia previa del comportamiento satisfactorio.
- 8) Que no sea sensible a cambios en el medio ambiente, como temperatura y humedad.
- 9) Interferencias mínimas al instalarse en el sitio.
- 10) Procedimientos de instalación simples.
- 11) Costo promedio mínimo (suministro, instalación, adquisición y procesamiento de datos e interpretación).

Existen diferentes tipos de aparatos de medición según su aplicación, dándose a continuación un programa de instrumentación de campo en diagrama de bloques.



Con base en los criterios que llevan a la selección de un buen sistema de instrumentación, a continuación se da una descripción de la instrumentación empleada para la construcción de la Estación Chilpancingo de la línea 9 del metro.

Con el fin de observar el comportamiento de la excavación durante la construcción de la Estación Chilpancingo, así como el de los edificios aledaños a la misma, será necesario instalar la instrumentación que se describe a continuación.

1.- BANCOS DE NIVEL SEMIPROFUNDO.

Estos sirven para medir los desplazamientos verticales que ocurren durante la construcción de la estación y no son muy confiables debido a que pueden moverse por cambios de humedad, consolidación debida a cargas cercanas y abatimientos del nivel freático.

Se instalarán seis bancos de nivel semiprofundo, desplantados 3.00 mts. abajo de la máxima profundidad de excavación correspondiente a la zona de andén y localizados de acuerdo a lo indicado en la figura No. 27, estos con el fin de verificar posibles movimientos debidos a la excavación.

Los bancos se irán recortando a medida que avance la excavación, tomando las debidas precauciones para que no sean dañados por las máquinas de excavación. En la zona vecina al ademe del banco, la excavación deberá efectuarse a mano.

La instalación del banco deberá realizarse de acuerdo a lo que se indica en la figura No 28.

La frecuencia de las lecturas en estos bancos de nivel será la siguiente:

- a) Una vez por semana durante los quince días previos al inicio de la excavación, excepto en la zona del tuneleo.
- b) Durante el proceso de excavación, dos veces por semana hasta el colado de la losa de piso correspondiente.
- c) La cota de los bancos semiprofundos deberá trasladarse posteriormente hacia la losa de piso sobre la línea de subrasante, para poder continuar con el control de movimientos de la estación y cuando esto se haya realizado, se tomarán lecturas una vez a la semana hasta finalizar la construcción de la obra. Una vez colocado el balasto, se trasladará la cota a los muretes laterales.
- d) Posteriormente se tomará una lectura por mes hasta el inicio de la operación del sistema.

2.- CONTROL DE MOVIMIENTOS EN LA SUPERFICIE.

Este control se realizará mediante líneas de colimación compuestas por bancos de nivel superficial, los cuales servirán para medir los desplazamientos horizontales y verticales en la superficie del terreno que circunda a la estación, así como de las construcciones próximas que pudieran sufrir daños a consecuencia de las excavaciones. Se ubicarán a cada 10.00 mts. en toda la longitud de la estación, tal como se indica en la figura No. 27. Las líneas de colimación serán paralelas a los muros tablestaca y se localizarán a 1.00 m de distancia a partir del paño exterior de dichos muros; en caso de no poder cumplir con la distancia citada se colocarán lo más cercano posible al muro tablestaca.

Los bancos superficiales a nivelar, serán cubos de concreto simple de 30 cms. de lado con una marca de pintura, clavo o tachuela en el centro de la cara superior; estos quedarán empotrados en la banqueta para evitar movimientos.

Todos los puntos de las líneas de colimación se ubicarán sobre un eje y posteriormente se medirán las posibles deformaciones transversales y verticales que sufra cada uno de ellos.

La frecuencia de las lecturas en estos bancos será la misma que la indicada para los bancos de nivel semiprofundo mencionados anteriormente.

Además de las líneas de colimación se deberán marcar puntos de desplome y palomas en los paramentos de los edificios aledaños a la estación y posteriormente se medirán los posibles desplazamientos que presenten cada uno de ellos.

Los puntos de desplome se ubicarán a 0.50 mts. de las líneas de colindancia entre construcciones y a 2.00 mts. de altura medidos a partir del nivel de banqueta, a su vez, las palomas se localizarán a cada 15.00 mts. de distancia y a 1.00 m de altura, medido también a partir de dicho nivel (ver figs. 27 y 29).

La frecuencia de las lecturas en las palomas será la indicada para bancos de nivel semiprofundo y los puntos de desplome se leerán una vez por semana antes, durante y después de la construcción.

3.- INCLINOMETROS.

Con la finalidad de tener una mejor interpretación de los posibles desplazamientos horizontales que sufra el terreno en el fondo de la excavación, en función de la profundidad, así como en las construcciones aledañas, se deberán instalar dos inclinómetros localizados de acuerdo con lo que se indica en la figura No. 27 y desplantados 10.00 mts. abajo de la máxima profundidad de excavación correspondiente a la zona de andén.

Deberá tenerse especial cuidado en la instalación de estos instrumentos, colocando la tubería del inclinómetro inmediatamente después de perforar el pozo. Asimismo se deberá rellenar con arena fina el espacio comprendido entre las paredes de dicho pozo y la tubería del inclinómetro.

La frecuencia de las lecturas en estos instrumentos será de una vez por semana durante el tiempo que dure la construcción de la obra.

4.- ESTACIONES PIEZOMETRICAS.

Con el propósito de conocer las variaciones en la presión hidrostática se instalarán nueve piezómetros abiertos desplantados, uno 4.00 mts. abajo de la máxima profundidad de excavación correspondiente a la zona de andén y los ocho restantes colocados a 8.70 y 12.00 mts. a partir del terreno natural. La ubicación de los piezómetros se muestra en la figura No. 27.

La colocación de los piezómetros abiertos se realizará en una perforación previa hasta 25 cms. arriba de la profundidad de desplante, a partir de la cual se hincará la celda permeable, quedando esta empotrada en el estrato arenoso; el fluido de perforación debe ser agua. La secuencia de instalación se muestra en la figura No. 30.

Una vez instalado el piezómetro se verificará su funcionamiento introduciéndose agua, la cual deberá presentar un abatimiento mínimo hasta el nivel freático en un lapso de 24 hrs. posterior a su colocación; en caso contrario se procederá a realizar los arreglos pertinentes para hacerlo funcionar.

Los piezómetros se alojarán dentro de un ademe de PVC o tubo

metálico de 2" de diámetro, el cual se deberá recortar cuidadosamente a medida que avance la excavación, tomando las medidas necesarias para no dañarlo con las máquinas de excavación. En la zona vecina al ademe de los piezómetros, la excavación se deberá efectuar a mano.

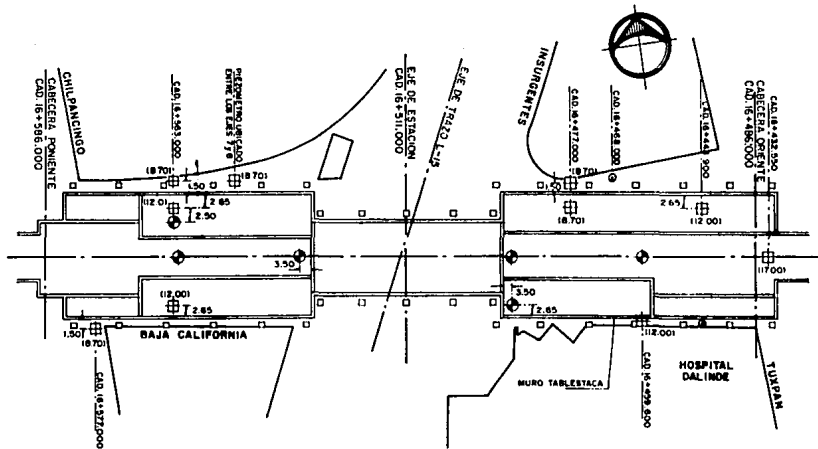
La frecuencia de las lecturas en los piezómetros será la misma que la indicada para los bancos de nivel semiprofundo y en el caso de los piezómetros que se instalarán arriba de la profundidad máxima de excavación. Las lecturas se tomarán hasta donde el avance de obra lo permita.

Con la información resultante de las lecturas antes mencionadas se elaborarán gráficas de tiempo contra lectura piezométrica.

NOTAS IMPORTANTES.

- a) Con los datos obtenidos de los bancos de nivel semiprofundo y líneas de colimación se elaborarán gráficas de movimientos contra tiempo y con los datos obtenidos de los inclinómetros se realizarán gráficas de movimientos contra profundidades. En todas las gráficas se deberá anexar la historia de la excavación, anotando la fecha y hora en que se inicia el bombeo, excavación, cuando se alcance la máxima profundidad, el colado de la plantilla, colado de la losa de piso.
- b) Cabe aclarar que la excavación de la estación no podrá iniciarse sin antes haber instalado todos los piezómetros.
- c) En caso de que cualquiera de los elementos de medición resulte dañado deberá reponerse a la brevedad posible y continuar con sus lecturas.
- d) La localización y profundidades de los piezómetros se muestra en la figura No. 27.
- e) En el hospital Dalinde, ubicado en la esquina de Tuxpan y Baja California, se instalará un punto de desplome adicional en su lindero con Tuxpan.

- f) Se deberá verificar antes de la instalación de los piezómetros abiertos la posible existencia de ductos de luz, teléfonos, así como de instalaciones municipales en funcionamiento, para evitar que sean dañados. De afectar cualquier instalación se deberán reubicar dichos piezómetros en un espacio comprendido en un radio de 1.00 m. a partir del punto de localización original.
- g) Si al momento de iniciar la instalación de piezómetros, no existe en el mercado el tipo de piezómetro especificado, este se podrá sustituir por piezómetros abiertos tipo Casagrande, ver figura No. 31, desplantados a la profundidad marcada en la figura No. 27.



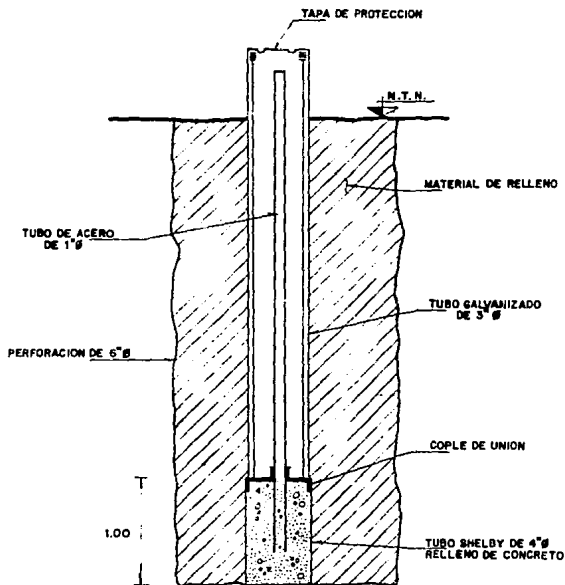
SIMBOLOGIA:

- ⊕ BANCO DE NIVEL SEMIPROFUNDO
- BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL
- ⊙ INCLINOMETRO
- ⊞ PIEZOMETRO ABIERTO

NOTA: LA EXCAVACION DE LA ESTACION NO PODRA INICIARSE SIN ANTES HABER INSTALADO TODOS LOS PIEZOMETROS

INSTRUMENTACION
ESTACION CHILPANCINGO

U N A M	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
	TESIS PROFESIONAL	
	JUAN SANDOVAL ALMANZA LUIS TINAJERO DURAN	
	5N JUAN DE ARAGON EDO DE MEX.	FIG. No 27



BANCO DE NIVEL SEMI-PROFUNDO

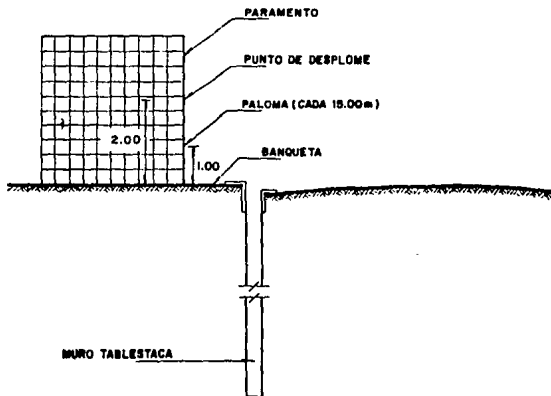
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ARAGON"

U
N
A
M

TESIS PROFESIONAL

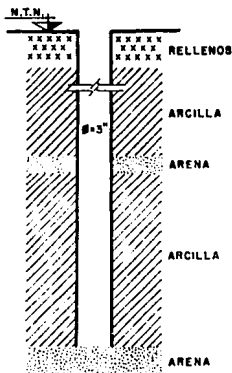
JUAN SANDOVAL ALMANZA
LUIS TINAJERO DURAN

5^{ta} JUAN DE ARAGON FIG. NO
EDD. DE MEX 28

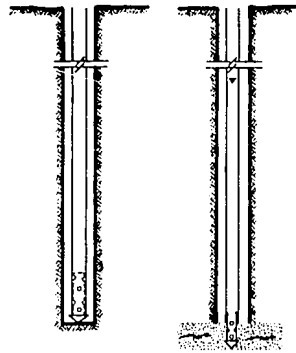


CORTE A-A

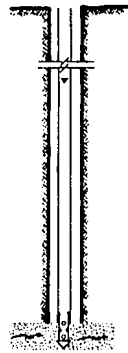
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
U N A M	TESIS PROFESIONAL
	JUAN SANDOVAL ALMANZA LUIS TINAJERO DURAN
	SN JUAN DE ARAGON FIG. No EDD DE MEX 29



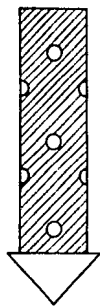
a. PERFORACION PREVIA HASTA 25 cm ANTES DE LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.



b. INSTALACION DEL TUBO DE PVC CON LA CABEZA DE LA CELDA PERMEABLE.



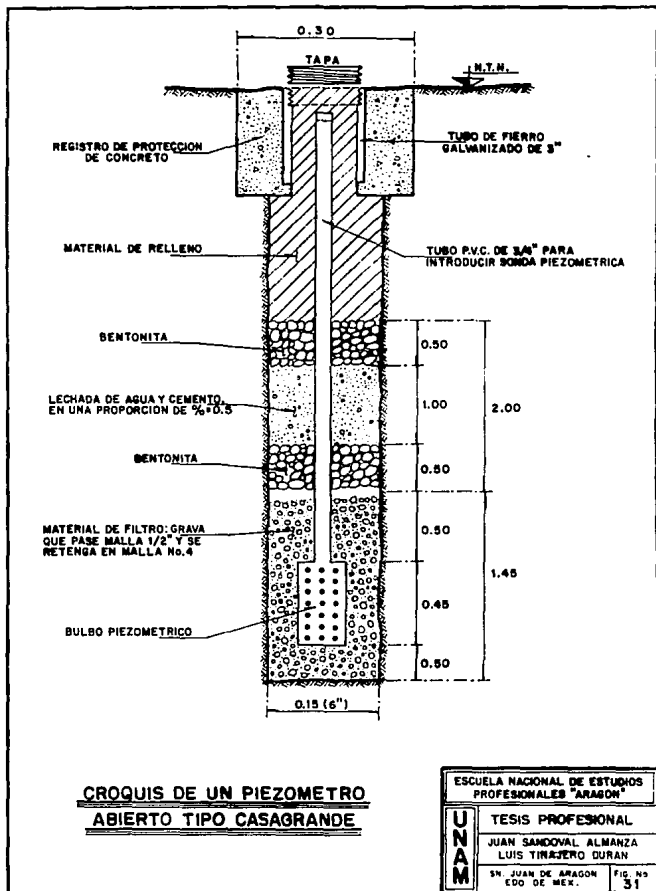
c. PENETRACION DE LA CELDA PERMEABLE EN EL ESTRATO ARENOSO.



CELDA PIEZOMETRICA CUBIERTA POR UNA MEMBRANA PERMEABLE PARA EVITAR EL PASO DE MATERIAL GRANULAR DENTRO DE ESTA.

COLOCACION DE PIEZOMETRO ABIERTO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
UNAM	TESIS PROFESIONAL
	JUAN SANDOVAL ALMANZA LUIS TINAJERO DURAN
	SN. JUAN DE ARAOON EDO. DE MEX. FIG NO. 30



CAPITULO VI
CONCLUSIONES

C A P I T U L O VI

CONCLUSIONES.

Como se vió en el capítulo I, el crecimiento desmedido de la población y las necesidades relacionadas a la transportación masiva de un punto a otro en la Ciudad de México, dieron como origen la planeación para la construcción de un medio de transporte, eficiente, seguro y económico que fuera anticontaminante; surgiendo en 1965 lo que conocemos como transporte colectivo "metro", el cual vino a cubrir las deficiencias y carencias de la transportación existente en esta época.

Pero había que enfrentar un reto por parte de los técnicos mexicanos, que era la dificultad para la realización de una obra de esta magnitud, en virtud de las desventajas que presentaban las características del subsuelo de la Ciudad de México y la falta de experiencia que se tenía con respecto a este tipo de obra, debiéndose superar estos problemas de manera eficiente por los pioneros del metro, con los conocimientos técnicos y experiencias obtenidas de este gran laboratorio que es la Cuenca del Valle de México.

El primer paso para conocer la factibilidad de ejecución del proyecto de una estación, fue realizar una investigación documental acerca del origen geológico de la zona en estudio, en este caso de la Cuenca del Valle de México y en especial de la zona donde se ubicó nuestra obra, lo anterior nos permitió tener un panorama general acerca de las características del subsuelo y ayudó a elegir una adecuada exploración de campo más detallada.

Los estudios geotécnicos que se mencionan en el capítulo II del presente trabajo, tuvieron la finalidad de proporcionar las propiedades índice, mecánicas y de deformabilidad. Dicha información fue clave fundamental para efectuar los análisis correspondientes para el diseño de la estación.

La exploración de campo, como se dijo anteriormente, fue elegida en base al tipo de obra por construir y a la información que se obtuvo del origen geológico de la zona; se extrajeron las muestras de suelo necesarias a las profundidades previamente establecidas, posteriormente y de acuerdo a un programa cuidadosamente elaborado, se practicaron los ensayos de laboratorio, los cuales proporcionaron los parámetros de diseño.

Obtenidos los parámetros del suelo, se efectuaron los análisis necesarios para el diseño adecuado de la estación, previendo las dificultades que pudieran presentarse antes, durante y después de la construcción de dicha obra.

Los análisis a efectuarse son los siguientes:

- Sobrecompensación.
- Expansiones inmediatas y a largo plazo.
- Falla de fondo.
- Estabilidad de taludes.
- Empujes de suelo sobre muros de retención (activo, pasivo y reposo).

Los análisis antes citados ayudaron a definir el nivel de desplante de la estación, las etapas de excavación, diseño de muros tablestaca y estructurales, niveles y tipos de puntales y los movimientos que sufrirá la estructura durante y después de su construcción, así como el de las estructuras aledañas a la estación, debiendo quedar comprendidos dentro de los rangos de seguridad mínimos permisibles, en función de la importancia y relevancia para la que será destinada esta estructura.

El procedimiento constructivo de la estación, descrito en el capítulo IV, se define en base a los resultados obtenidos de los análisis citados anteriormente y se ajusta de acuerdo a la problemática que se presente en el lugar de la obra.

Para llegar al procedimiento constructivo de la estación, se deben conjugar todas y cada una de las soluciones obtenidas no sólo en el área de mecánica de suelos, sino también de aquellas que intervienen de alguna manera en el diseño y la construcción de la estación. Tal es el caso de las áreas de Topografía, Arquitectura, Obras Hidráulicas y Estructuras.

Por último se tiene la instrumentación; la cual consiste en un sistema de aparatos colocados estratégicamente para medir las deformaciones del terreno durante la construcción de la estación y posterior a ella.

La instrumentación de una obra es de suma importancia, pues

a través de ella se puede llevar un control detallado de las deformaciones tanto verticales como horizontales que pudiera sufrir el terreno, dando oportunidad a que cuando se inicien dichas deformaciones se pueda dar solución al problema antes de que este se agrave. Asimismo se puede tener información relacionada con el comportamiento de las estructuras que se encuentran colindantes a la obra evitando de esta manera causarles algún daño.

El trabajo de tesis presentado, esta encausado a dar una idea general de la solución que se puede dar al diseño de una estación del metro, desde el punto de vista geotécnico. Dicho trabajo no contempla totalmente los análisis que se realizan para este tipo de diseños, debido a que estos se efectúan no solo antes de la construcción de la obra sino también durante la ejecución de la misma, dependiendo de la problemática que se vaya presentando durante los trabajos. El diseño de una estación de metro puede tener variantes con respecto al trabajo presentado, según el criterio y la experiencia de quien lo realice.

Queda fuera del alcance de este trabajo, tanto el análisis estructural de todos los elementos que constituyen la estación, así como las soluciones de desvío e instalaciones de obras hidráulicas, los cuales ocupan parte importante y complementaria para la ejecución del proyecto, estando íntimamente ligadas a la geotécnica, ya que para la ejecución tanto del proyecto estructural como para los procedimientos constructivos de los desvíos de obras hidráulicas, es necesario que exista una retroalimentación de información entre estas áreas y la de geotécnica, todo esto con objeto de obtener un logro común y final que sería el diseño y la construcción de una estación de metro.

VOCABULARIO

- GEOTECNIA:** Estudio de las propiedades del suelo.
- AZOLVADO:** Obstrucción de un conducto por material de residuo.
- CUENCA:** Parte baja rodeada de cerros.
- BOLEOS:** Piedra redondeada de más de 7 cm de diámetro.
- SALOBRE:** Agua que contiene sal.
- CHINAMPA:** Huerto en una laguna.
- TERRAPLEN:** Macizo de tierra, constituido de relleno.
- SONDEO:** Acción de sondear.
- LACUSTRE:** De la zona del lago.
- BASALTO:** Roca volcánica, negra muy dura.
- ESTRATIGRAFIA:** Disposición en capas paralelas del subsuelo.
- ALUVIAL:** Avenida fuerte de agua.
- HETEROGENEO:** De naturaleza diferente.
- FREATICO:** Agua.
- PIEZOMETRIA:** Presión de agua.
- HELICOIDAL:** De figura de hélice.
- PENETROMETRO:** Muestreador constituido por un tubo liso entero o de media caña, que sirve para extraer muestras alteradas, así como para conocer la resistencia del subsuelo, midiéndose el número de golpes con que se logra hincar dicho muestreador.
- TUBO SHELBY:** Tubo muestreador de latón, de diámetro variable que sirve para la extracción de muestras inalteradas.
- DETRITOS:** Resultado de la desagregación de una masa sólida en partículas.
- PARAMETRO:** Dato que se considera fijo en el estudio de una cuestión.
- UNIDIMENSIONAL:** En una misma dimensión.
- PROBETA:** Muestra de suelo labrada con forma cilíndrica.

ESPECIMEN: Muestra de suelo.

BROCA TRICONICA: Herramienta para perforación constituida por tres conos dentados.

HOMOGENEO: De igual naturaleza.

TRIAXIAL: En tres direcciones.

DOVELAS: Divisiones de figuras geométricas en forma de arco.

DESPALME: Retiro de material superficial.

BIDIMENSIONAL: En dos dimensiones.

MURO TABLERSTACA: Muro que se construye dentro de una excavación utilizando como cimbra las paredes de la misma.

ANDEN: Acera a lo largo de la vía en una estación.

ESTANCO: Que no deja pasar el agua.

LODO BENTONITICO: Sustancia viscosa preparada con bentonita hidratada.

INTRADOS: Nivel interior superior de una estructura en cajón.

TROQUEL: Tubo de acero que sirve para apuntalar.

LASTRE: Objeto o material que sirve para aumentar una carga.

NIVEL MEZZANINE: Espacio que concentra al usuario y lo distribuye hacia el lugar donde utilizará el servicio o en su defecto hacia la salida de las instalaciones.

BERMA: Escalón de un talud.

CARCAMO: Lugar donde se acumula agua.

COTA: Elevación.

BALASTO: Grava que sirve para asentar y sujetar la vía.

INCLINOMETRO: Aparato que sirve para medir deformaciones horizontales.

PIEZOMETRO: Aparato que sirve para medir la presión de agua.

BIBLIOGRAFIA

- 1). MECANICA DE SUELOS TOMO I. JUAREZ BADILLO, RICO RODRIGUEZ. EDITORIAL LIMUSA. MEXICO 1981.
- 2). MECANICA DE SUELOS TOMO II. JUAREZ BADILLO, RICO RODRIGUEZ. EDITORIAL LIMUSA. MEXICO 1983.
- 3). MANUAL DE DISEÑO GEOTECNICO. COMISION DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO. MEXICO 1987.
- 4). INSTRUCTIVO PARA ENSAYE DE SUELOS. SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS. MEXICO 1967.
- 5). MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, GEOTECNIA. COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD, MEXICO 1980.
- 6). ESPECIFICACIONES DE SERVICIOS TECNICOS. PROYECTO METRO. COMISION DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO.
- 7). ESPECIFICACIONES PARA EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA ESTACION CHILPANCINGO DE LA LINEA 9 DEL METRO. INGENIERIA DE SISTEMAS DE TRANSPORTE METROPOLITANO, MEXICO 1987.
- 8). INGENIERIA DE CIMENTACIONES. RALPH B. PECK., LIMUSA. MEXICO 1981.
- 9). EXPLORACION GEOTECNICA. SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS. MEXICO 1986.
- 10). EL CONO EN LA EXPLORACION GEOTECNICA, SANTOYO, LIN XUE Y OVANDO TGC. GEOTECNIA S.A. MEXICO 1989.
- 11). MANUAL DE EXPLORACION GEOTECNICA, SECRETARIA GENERAL DE OBRAS DEL DEPARTAMENTO DEL D.F., MEXICO 1989.