



17
2ej.

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

“EXCAVACIONES EN LA CIUDAD DE MEXICO”

T E S I S

Que para Obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta:

FELIPE AVILA RIZO



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.

" EXCAVACIONES EN LA CIUDAD DE MEXICO "

I N D I C E

CAPITULO	PAGINA
I: ANTECEDENTES GENERALES	
1.1) Introducción	I-1
1.2) Cuadro tectónico mayor	I-2
1.3) Etapas en la formación de la Cuenca	I-4
1.4) El relleno cuaternario de la Cuenca del Valle de México	I-9
II: ZONIFICACION ESTRATIGRAFICA DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MEXICO	
2.1) Geología	II-1
2.2) Composición de la corteza superficial	II-7
2.3) Zonificación estratigráfica	II-8
2.4) Exploración del subsuelo	II-11
2.4.1) Clasificación de suelos	II-13
2.5) Implicaciones de la estratigrafía	II-19
2.5.1) En zona de lomas	II-19
2.5.2) En zona de transición	II-19
2.5.3) En zona de lago	II-19
III: EXCAVACIONES EN ZONA DE LOMAS	
3.1) Tipo y características del suelo	III-1
3.2) Preparación del lugar en zonas edificadas	III-4
3.3) Excavaciones en roca	III-5
3.4) Excavaciones en arena	III-7
3.5) Excavaciones a cielo abierto con taludes sin apuntalar en zona de lomas	III-8
3.5.1) Estabilidad de taludes sin apuntalar en mantos rocosos	III-9
3.5.2) Estabilidad de taludes sin apuntalar en gravas y arenas limpias	III-11
3.5.2.a) Análisis de estabilidad de talud a un suelo cohesivo-friccionante	III-13
3.6) Procedimientos para el control de agua hacia las excavaciones	III-17
3.6.1) Filtración de agua en las excavaciones	III-18
3.6.2) Cálculo del caudal de filtrado en las excavaciones	III-21
3.6.3) Métodos para abatir el nivel de aguas freáticas	III-23
3.7) Equipo mecánico utilizado para excavaciones en la Ciudad de México	III-37

IV:	EXCAVACIONES EN ZONA DE TRANSICION	
	4.1) Tipo y características del suelo	IV-1
	4.2) Excavación en depósitos estratificados	IV-7
	4.2.1) Análisis de la estabilidad de taludes sin apuntalar en suelos estratificados por el método sueco	IV-8
	4.3) Entibamiento y apuntalamiento en excavaciones a cielo abierto en zona de transición	IV-11
	4.3.1) Excavaciones poco profundas en zona de transición	IV-11
	4.3.2) Excavaciones profundas en zona de transición	IV-12
	4.4) Cálculo de las presiones laterales en los soportes de las excavaciones	IV-13
	4.4.1) Cargas en los puntales de excavaciones en arenas	IV-17
V:	EXCAVACIONES EN ZONA DEL LAGO	
	5.1) Tipo y características del suelo	V-1
	5.2) Excavaciones a cielo abierto con taludes sin apuntalar	V-3
	5.2.1) Excavaciones en arcilla	V-5
	5.2.1.a) Factores que afectan la estabilidad en los cortes en arcilla	V-5
	5.2.2) Taludes en arcillas homogéneas, blandas y medias	V-6
	5.2.3) Análisis para la estabilidad de un talud en material cohesivo	V-13
	5.3) Cargas en los puntales de excavaciones en arcilla	V-18
	5.4) Falla de fondo de excavaciones en arcilla	V-20
	5.4.1) Por la teoría de Skempton	V-20
	5.4.2) Por Terzaghi y Peck	V-23
	5.4.3) Por Bjerrum y Eide	V-25
	5.5) Entibamiento y apuntalamiento de excavaciones poco profundas	V-26
	5.6) entibamiento y apuntalamiento de excavaciones profundas	V-27
VI:	CONCLUSIONES	
	6.1) Recomendaciones	VI-3

CAPITULO I

ANTECEDENTES GENERALES

1.1) INTRODUCCION

El notable crecimiento de los núcleos urbanos asentados en el valle de México, ha propiciado la ocupación de áreas hasta hace unos pocos años destinados a actividades agropecuarias, y cuyo subsuelo es, aún más problemático y consecuentemente menos conocido que el subsuelo en que se asienta la ciudad de México.

Es innegable que la expansión urbana hacia áreas de suelos lacustres, blandos y comprensibles, nos conducirá a cimentaciones complicadas y costosas; por el contrario, la urbanización de las sierras limítrofes hacia el Sur y el Oeste del valle, más que problemas de cimentación, propiciará un marcado decremento en la natural recarga de los acuíferos del subsuelo.

Otro aspecto interesante para el estudio en mecánica de suelos, reside en el hecho incontrovertible de que el hundimiento general del valle de México, originado por la sobre-explotación de los acuíferos del subsuelo, se asocian una serie de implicaciones colaterales de gran trascendencia en el diseño de cimentaciones, de las cuales, las correspondientes a la sobrecarga de cimientos profundos por fricción negativa, y a los agrietamientos de las formaciones aluviales o lacustres particularmente problemáticas en sus fronteras con antiguos aparatos volcánicos, aún son objeto de estudio, de discusión en cuanto a su mecanismo, magnitud y evolución se refiere.

El valle de México es una unidad geográfica limitada al Norte, por las sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al Este, por los llanos de Apén, los montes de Río Frío y la sierra Nevada; al Sur, por las sierras de Cuauhtzin y Ajusco; y al Oeste, por las sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Rajo.

La superficie total del valle de México, es del orden de 7160 km², de los cuales 3080 km², corresponden a zonas francamente montañosas, y, 2050 km², a zonas bajas bien definidas. La altura sobre el nivel del mar en la parte más baja del valle es de 2240 m, aproximadamente.

Dentro del valle de México, está ubicado el Distrito Federal, cabecera política de la República Mexicana, en el cual incluye a la ciudad de México, y ocupa un total de 1480 km², de los cuales unos 600 km², son zona urbanizada. Una gran parte de la ciudad de México se encuentra construida sobre el fondo del ex-lago de Texcoco y a este hecho se deben los problemas de cimentación que se presentan en esta área.

1.2) CUADRO TECTONICO MAYOR

La condición actual del relleno cuaternario de la cuenca del valle de México, es el resultado de procesos geológicos, volcánicos y tectónicos que se inician en el terciario medio, a mediados del oligoceno. Es entonces que, de acuerdo con los conocimientos actuales, puede fijarse el comienzo de la subducción de la placa de cocos en el pacífico, debajo de la masa continental meridional de México. Este proceso creó primero la fosa de Acapulco, locus principal desde entonces de la elevada sismicidad del sur del país, y enseguida el levantamiento de la mesa central meridional. La placa al hundirse hasta una profundidad de 100 km, en el manto superior, produjo una primera faja volcánica representada entre otras por las vulcanitas en el área de Temascaltepec, Taxco, Iguala y probablemente Oaxaca. Posteriormente, es posible que un cambio en el ángulo de subducción (ángulo más suave), la disolución de la placa produjo las magnas que han constituido a partir del mioceno medio el gran conjunto de rocas volcánicas que forman la moderna faja volcánica Transmexicana. Es el centro de dicha faja en que se sitúa la Cuenca del valle de México. (Figura 1.1)



Fig. 1.1 Máxima extensión de la Faja Volcánica.

1.3) ETAPAS EN LA FORMACION DE LA CUENCA

a) Las formaciones

Se han reconocido las siguientes formaciones de abajo hacia arriba:

- Calizas marinas del cretácico, plegadas en el Eoceno inferior.
- Formación el Morro.
- Formación Xochitepec (con Tepoxteco).
- Formación de las sierras Menores (grupo Pachuca).
- Formación de las sierras Mayores.
- Grupo Chichinautzin.
- Relleno cuaternario.

Para describir la geología del SW de la cuenca del valle de México, que es precisamente el espacio en el que se encuentra la ciudad de México, es suficiente con emplear las últimas cinco formaciones o grupos arriba mencionados.

1) Mioceno medio

El basamento volcánico del terciario medio de la cuenca de México, representado por la formación Xochitepec, está afectado por dos sistemas de fracturas y fallas. Uno el más antiguo, se sitúa de SW a NW. Ambos sistemas han creado hundimientos escalonados, así como fosas y pilares. Es muy difícil definir con claridad las estructuras individuales de este tectonismo, en vista de la escasez de afloramientos de rocas de esta edad en la cuenca. El fracturamiento SW a NW está caracterizado por la falla Apan-Tláloc que afecta en su prolongación Sur al Tepozteco. El fracturamiento SW a NW está señalado por el alineamiento Popocatepetl-Cerro de los Pinos-Cerro de Chimalhuacán y la sierra de Guadalupe.

2) Mioceno superior

A fines del mioceno se formaron las sierras de Pachuca, de Tepetzotlán, de Guadalupe, del Patlachique y del Tepozán; que consisten en volcanes -- menores y medianos que forman estratos de composición andesítica y dací-- ticas, así como de domos esencialmente dacíticos.

3) Plioceno inferior

Subsecuentemente se crearon las elevadas sierras al Este y al Oeste de la cuenca de México, la de las Cruces y la de la sierra Nevada. Estas -- sierras esencialmente de lavas porfírico-andesíticas, son el producto de -- estratos-volcanes mayores de prodigiosa actividad. La formación Tarango, consistente en piroclásticos depositados a los pies de estas sierras, es testigo de dicha actividad explosiva. El control tectónico de ambas sierras mayores es doble, obediendo sus centros eruptivos a fracturamien-- tos dirigidos al NW y al NE ambos formando fosas y pilares también.

4) Red de valles del Plio-Cuaternario

Durante este tiempo continúan erupciones en las cumbres de las grandes sierras formando a menudo domos andesíticos y dacíticos. Al mismo tiempo se desarrolla la red fluvial que drena hacia el alto Amacuzac, el espacio entre las dos sierras elevadas comprendido hasta Pachuca. En el SW de la futura cuenca de México, la evidencia morfológica, así como datos derivados de los muestreos, permiten reconstruir al pie de las lomas, entre el cerro de Chapultepec en el Oeste y el cerro Peñón de los Baños al Este, -- un valle importante que corre desde la sierra de Zempoala y el Tepozteco. En la parte Sur de Xochimilco este valle sepultado acusa una profundidad erosional de unos 700 m. Este valle recibía cuatro importantes afluentes: En el N el Río Hondo, en el centro los Ríos Mixcoac y Contreras, y en el S el Río Ajusco sepultado hoy por lavas.

5) Plioceno superior y cuaternario

A fines del Plioceno cambió el régimen tectónico, se formaron fracturas dirigidas esencialmente de W-E en la zona de la Malinche al norte de Toluca. Sin embargo, en el espacio intermedio de la cuenca de México, esta familia de fracturas sufrió una ligera deflexión manteniendo una dirección WSW-ENE. Uno de los primeros productos de este vulcanismo fue probablemente el cerro del Ajusco.

Este tectonismo dió primero origen a andesitas, enseguida a andesitas basálticas y finalmente en el cuaternario superior abrió paso a las grandes masas de basaltos que construyeron la mencionada sierra de Chichinautzin, con un volumen aproximado de 1000 km³ de lava. Esta sierra, caracterizada por más de 120 conos cineréticos, cerró la cuenca de México.

1.4) EL RELLENO CUATERNARIO DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO

En las épocas glaciales y debido a las lluvias abundantes, pudieron formarse cuerpos de agua importantes, que a veces se unían en un solo gran lago.

En relación a los lagos Pleistocénicos y recientes, puede establecerse la siguiente división:

- a) Lagos formados en las partes bajas, que constituyeron vasos de evaporación y por ello fueron salobres. Se trata de los lagos de Xaltocán y Texcoco.
- b) Lagos que se formaron al pie de la sierra de Chichinautzin, que fueron nutridos continuamente por manantiales prolíficos y que por ello fueron de agua dulce. El antiguo lago de Tenochtitlán (así como también el de Zumpango) representa un caso intermedio, habiendo sido casi siempre de agua dulce debido a los manantiales de Chapultepec y Tlalpan y las importantes aportaciones de arroyos de las lomas. Sin embargo, su límite en el Oriente con el lago de Texcoco fue siempre dinámico y se mezclaron el agua dulce con el agua salobre.

Los depósitos lacustres en el centro de la cuenca, por el área al NW de Chimalhuacán, alcanzan un espesor de 70 a 80 mts. Tal espesor va disminuyendo al E y al W, acusando debajo del Zócalo unos 60 mts. y desapareciendo al pie de las Lomas de Chapultepec. Intercalados en la formación de arcillas lacustres aparece entre 30 y 40 mts. una capa dura debajo de gran parte de la ciudad de México, la cual desaparece hacia el Centro del Vaso de Texcoco. Esta capa dura es testigo de una época seca en la que se redujeron considerablemente los lagos centrales.

Es posible establecer para el Relleno Cuaternario de la Cuenca de México -- seis reglas que rigen su estratigrafía:

- 1° La sedimentación es irregular en toda la cuenca ya que el relleno se -- formó en un ambiente continental.
- 2° Consiste en el hecho de que a partir de los abanicos volcánicos se puede notar en el relleno aluvial una transición de clásticos que varían -- de gruesos a finos a medida que uno se acerca al centro de la cuenca.
- 3° Establece que en el Sur de la cuenca el contacto entre los basaltos y -- los depósitos aluviales y lacustres es abrupto, ya que de los basaltos nunca escurrieron arroyos que transportaran clásticos. Esto se debe a la gran permeabilidad de las formaciones basálticas que provocaban la -- súbita infiltración de las lluvias.
- 4° Establece que en el centro de la cuenca se depositaron arenas finas, -- limos y arcillas, porque hasta aquí los arroyos solamente podían transportar material muy fino, el cual se mezclaba con los depósitos de tolvaneras originadas en las sierras.
- 5° Se refiere a los lagos recientes. Entre ellos los lagos centrales por formarse en vasos de evaporación, fueron salobres. En ellos se depositaron, debido a las aportaciones de agua lodosas, arcillas floculadas -- ricas en agua.
- 6° Está relacionada con la elevada actividad volcánica en el Sur de la --- cuenca de México. Es debido a esta actividad que los depósitos en la -- región de Chalco y Xochimilco abundan en gruesas capas de cenizas ba--- sálticas y estratos de pómez, mientras que tales productos escasean en la parte central y norte de la cuenca.

En la figura 1.4 y 1.5 se presentan cortes transversales en dos direcciones en la cual se observan los tipos de formaciones.

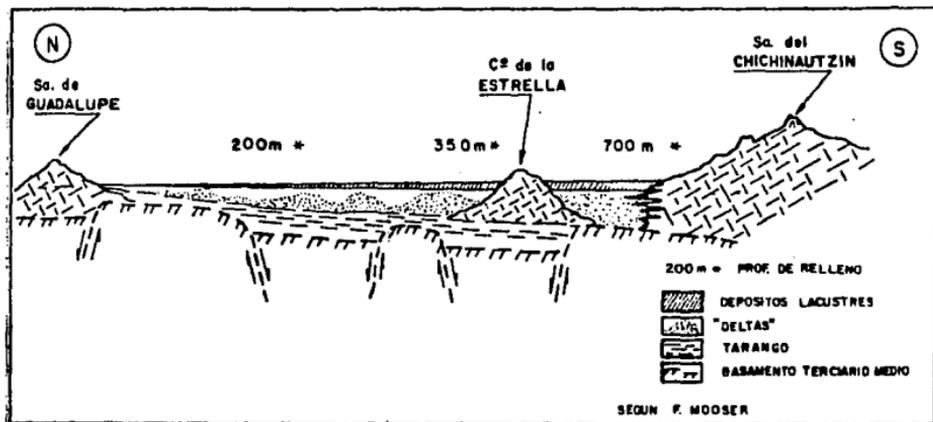


FIGURA 1.4 Corte transversal de N a S a través del Valle de México.

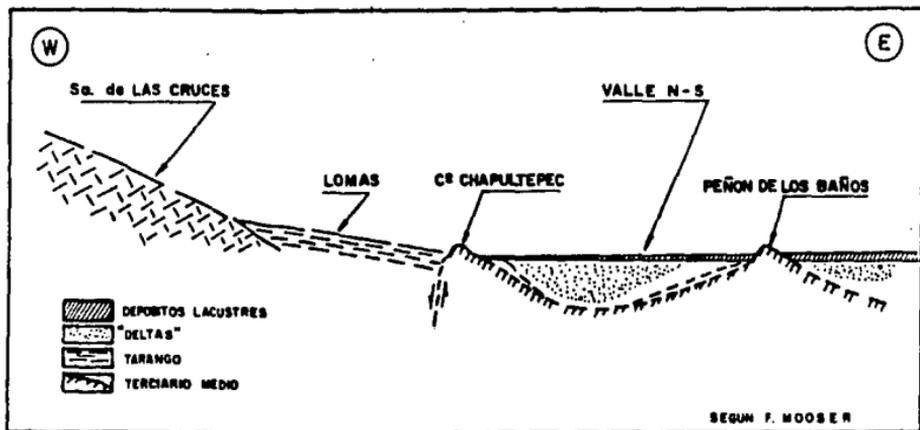


FIGURA 1.5 Corte transversal de E a W a través del Valle de México.

CAPITULO II
ZONIFICACION ESTRATIGRAFICA
DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MEXICO

2.1). GEOLOGIA

Antes del Plioceno el valle drenaba al Sur, hacia el Amacuzac, por dos profundas cañadas que pasaban por Quautla y Cuernavaca. A fines del Plioceno se producen fracturas orientadas predominantemente en dirección W-E, en la zona de Puebla y al Sur de Toluca, por las que tuvieron acceso grandes efusiones de basalto que construyeron la Sierra de Chichinautzin en el Cuaternario; de acuerdo con mediciones paleomagnéticas, las masivas erupciones de referencia ocurrieron en los últimos 700,000 años.

La figura 2.1 muestra la geología superficial a grandes rasgos interpretados por F. Mooser. Se puede apreciar que el Valle de México está delimitado por las sierras de Pachuca, Tepetzotlán, Guadalupe, Patlachique, Tepozán hacia el Norte, formadas a fines del Mioceno. Durante el Plioceno inferior se crearon las sierras de las Cruces y Nevada, al Oeste y Este respectivamente. Los eventos cuaternarios mencionados, entre el Popocatepetl y la sierra de Zempoala, transforman el valle en una cuenca cerrada.

Por esta razón se almacenó el agua en varios lagos, y los ríos que descendían de las sierras circundantes depositaron en potentes conos de deyección, materiales muy diversos al confluir a dichos lagos.

Simultáneamente, la parte central de la cuenca se fueron depositando con materiales limo-arenosos y emisiones de cenizas y pómez provenientes de los volcanes del Sur, donde se han identificado 120 conos cineríticos.

Finalmente en la época glacial de los últimos 100,000 años, de alta pluviosidad, la masa de agua se extendió en las partes bajas llegando a formar un solo lago.

Resumiendo, la cuenca del valle de México, se formó después de una época de intensa actividad volcánica, en la cual fueron apareciendo las sierras que se muestran en la Figura 2.2

El conjunto de montañas formó un vaso de almacenamiento natural en el que se depositaron rellenos cuaternarios. En esta figura se observa el orden cronológico en que apareció cada serranía y se nota que el último evento geológico cobra mayor importancia al Sur de la cuenca.

Entre la aparición de las sierras de las Cruces y Río Frío, que ocurre en el Plioceno, y el cierre total de la cuenca durante el Cuaternario Superior, (que corresponde a la formación de la sierra de Cuichinautzin) existían dos grandes valles que drenaban hacia el Sur en el Río Amacuzac (Figura 2.3). El más grande corría paralelo a la sierra de las Cruces y pasaba por lo que ahora es Xochimilco; mientras que el menor corría paralelo a las faldas de la sierra Nevada hasta llegar a Cuautla.

Durante el desarrollo de estos valles se formaron acarrees aluviales que alcanzaron un espesor hasta de 1,000 mts. A continuación ocurrió el cierre de la cuenca y se inició la formación de los depósitos lacustres en que descansan los aluviones mencionados.

Estos depósitos provienen de la sedimentación de ceniza volcánica transportada por aire o por corrientes de agua hacia los lagos de la cuenca.

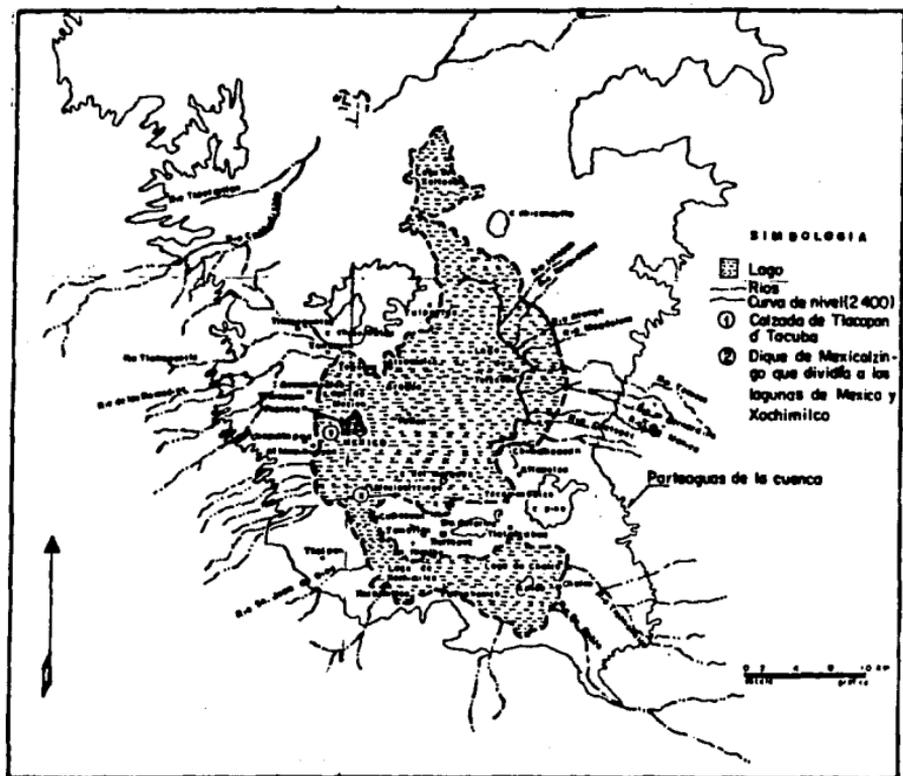


Figura 2.2 Desarrollo hidrográfico de la Cuenca del Valle de México.

Un primer horizonte y observando las formaciones de abajo hacia arriba, lo constituye la formación Tarango, que contiene en su parte más superficial arena cementada con carbonato de calcio, con algo de limo en las capas superiores y con grava en las capas inferiores; una de estas costras constituye la primera capa dura. Se encuentra también ceniza volcánica blanca del tamaño de arena fina. Estratificadas entre estas capas de arena se encuentra arcilla lacustre de alto contenido de agua. Sobre estos suelos se depositó la formación Tacubaya compuesta principalmente por arcilla de alta compresibilidad con lentes de arena. Finalmente, sobre estos estratos se encuentran las Formaciones Becerra, Barrilaco y Totolsingo.

2.2) COMPOSICION DE LA CORTEZA SUPERFICIAL

La breve descripción geológica de los eventos que ocurrieron durante los períodos Terciario y Cuaternario en el valle de México, explican la diversidad de formaciones que se encuentran en la parte superior de la corteza que es lo que interesa a la ingeniería de cimentaciones.

En las zonas altas del valle, se encuentran domos dacíticos (Mioceno Superior a Plioceno Superior), lavas pórfito-andesíticas y los depósitos de la formación Tarango (Plioceno Inferior), grandes emisiones basálticas como las del Sur (Cuaternario), todas ellas competentes por su resistencia y baja comprensibilidad. Salvo la presencia de cavernas naturales en los basaltos de Xitle conformados por la emisión efusiva de gases y las que el hombre ha excavado para extraer materiales de construcción llamadas zonas minadas.

Al pie de la sierras y por el cambio brusco de la pendiente en los ríos, se localizan grandes depósitos aluviales de composición muy variable y estratificación cruzada o lenticular, manifestación de una dinámica erosiva muy prominente en los diferentes períodos de lluvia intensa alternados con otros períodos muy secos.

Las partes bajas, entre las sierras y particularmente en la región central de la cuenca, predominan las formaciones lacustres constituidos por cenizas volcánicas intercaladas con pómez, arenas finas y limos. Estos depósitos aparecen intercalados con estratos de origen aluvial en la proximidad de los conos de deyección, o bien se encuentran en contacto de las formaciones pétreas típicas de las zonas altas. En general estas formaciones lacustres son altamente comprensibles y de baja resistencia al corte.

2.3) ZONIFICACION ESTRATIGRAFICA

Los numerosos estudios que se han realizado hasta hoy en relación con el subsuelo del valle de México han permitido a Marsal y Mazari, zonificar la ciudad de México en tres grandes áreas, atendiendo a un punto de vista estratigráfico. (Figura 2.4). Que a continuación se describen:

- a) Zona de Lomas.
 - b) Zona de transición.
 - c) Zona del lago.
- a) Zona de Lomas.- Llamada así por desarrollarse en parte en las últimas estribaciones de la sierra de las Cruces y está constituido por terrenos compactos, areno-limosos, con alto contenido de gravas unas veces y con tobas pumíticas bien cementadas otras; por algunas partes esta zona invade los derrames basálticas del Pedregal. Muy cambiante por los diferentes tipos de rocas que pueden identificarse en las partes altas del valle (tobas, lavas, tezontles, etc.), se caracterizan por presentar problemas mejor definidos en cuanto a la Ingeniería de cimentaciones, excepto en los terrenos afectados por la explotación de minas de arena y grava.
- b) Zona de Transición.- Entre las serranías del Poniente y el fondo del lago de Texcoco, se presenta una zona llamada de transición, en donde las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigráfico varían muchísimo de un punto a otro de la zona urbanizada. En general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos, orgánicos, cubriendo arcillas volcánicas muy comprensibles que se presentan en espesores variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias, compactas; todo el conjunto sobreyace sobre mantos potentes, predominantemente de arena y grava.

c) Zona del Lago.- Así llamada por corresponder a los terrenos que constituyeron al antiguo Lago de Texcoco.

Un corte estratigráfico típico en esta zona exhibe los siguientes estratos:

- 1.- Depósitos areno-arcillosos o limosos o bien rellenos artificiales - de hasta 10 mts. de espesor.
- 2.- Arcillas de origen volcánico, altamente compresibles, con intercalaciones de arena en pequeñas capas o en lentes.
- 3.- La primera capa dura, de unos 3 mts. de espesor, constituida por -- materiales arcillo-arenosos o limo-arcillosos muy compactos. Esta - capa suele localizarse a una profundidad del orden de 33 mts.
- 4.- Arcillas volcánicas de características semejantes a las que se citan en el punto (2), aunque de estructuración más cerrada. El espesor de este manto oscila entre 4 y 14 mts.
- 5.- Estratos alternados de arena con grava y limo o carcilla arenosa. - En algunos lugares, a partir de los 65 mts. se ha encontrado un -- tercer manto arcilloso compresible.

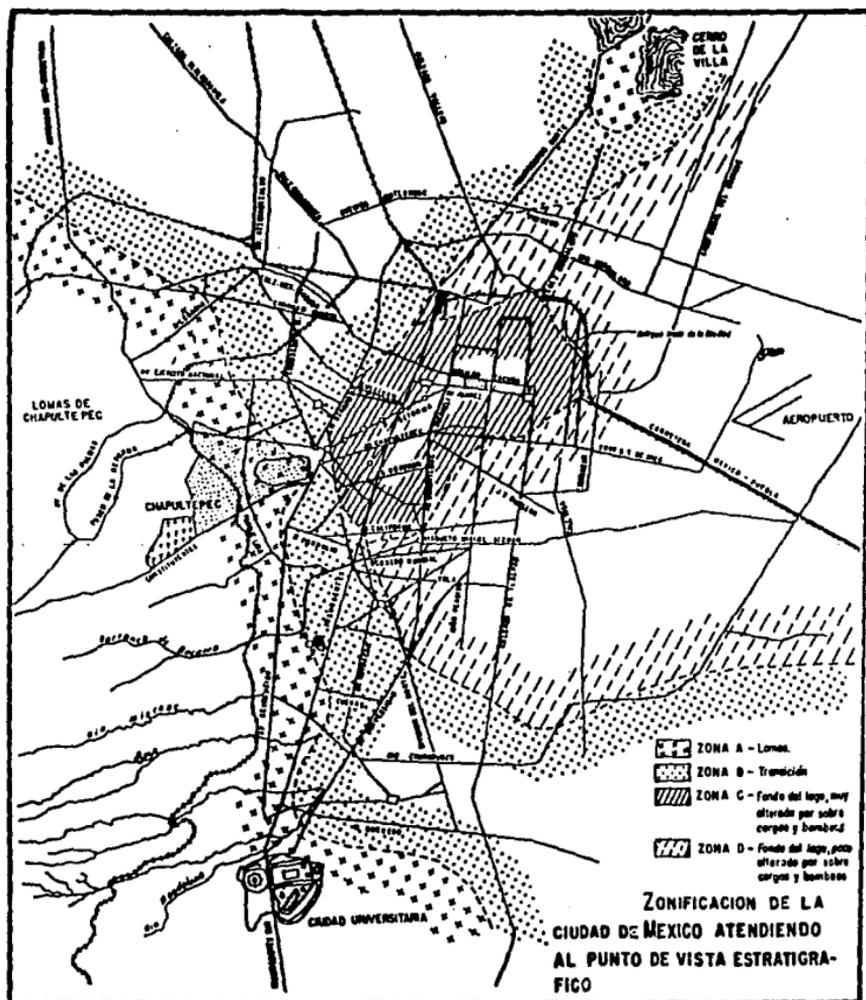


Figura 2.4

2.4) EXPLORACION DEL SUBSUELO

En una obra de Ingeniería Civil, tanto en la etapa de proyecto, como durante la ejecución de la misma, se tiene la necesidad de contar con datos firmes, seguros y abundantes, respecto al suelo con el que se está tratando. El conjunto de estos datos debe llevar al proyectista a adquirir una concepción razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo que hayan de ser consideradas en sus análisis. En realidad es en el Laboratorio de Mecánica de Suelos en donde el proyectista ha de obtener los datos definitivos para su trabajo; primero, al realizar las pruebas de clasificación ubicará en forma correcta la naturaleza del problema que se le presenta y de esta ubicación podrá decidir, como una segunda fase, definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo con que haya de laborar. Pero para obtener en el laboratorio resultados razonables y precisos es necesario la obtención de muestras del suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas.

Uno de los aspectos más importantes en esta etapa, es una correcta evaluación de la importancia de la obra por ejecutar, en relación con el costo de su correspondiente programa de exploración y muestreo. Una obra de importancia grande ameritará un programa de una envergadura totalmente inadecuada para una obra menor, y que la magnitud, tanto en tiempo como en costo, del programa de exploración y muestreo esté acorde con el tipo de obra por ejecutar.

Otro aspecto de fundamental importancia es buscar la colaboración de ciencias que, como la Geología, pueden dar en ocasiones información de carácter general muy importante. Un reconocimiento serio y eficaz, desde un punto de vista geológico, resultan útiles, tales como existencia de fallas, configuraciones geológicas, tipo de sedimentos, tipos y carácter de rocas, etcétera.

Los tipos principales de sondeos que se usan en Mecánica de Suelos para fines de muestreo y conocimiento del subsuelo, en general son los siguientes:

1.- Métodos de exploración de carácter preliminar.

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
- c) Métodos de lavado.
- d) Método de penetración estándar.
- e) Método de penetración cónica.
- f) Perforaciones en boleos y gravas.

2.- Métodos de sondeo definitivo.

- a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.
- b) Métodos con tubo de pared delgada.
- c) Métodos rotatorios para roca.

3.- Métodos geofísicos.

- a) Sísmico.
- b) De resistencia eléctrica.
- c) Magnético y gravimétrico.

2.4.1) Clasificación de suelos

Cualquier sistema de clasificación de suelos en la actualidad, debe agruparlos de acuerdo con sus propiedades mecánicas básicas, por ser éstos lo que interesa para las aplicaciones ingenieriles.

La granulometría ofrece un medio sencillo y evidente para clasificar los suelos, basta dividir dicho suelo en sus fracciones granulométricas para tenerlo clasificado, de acuerdo a las distintas fracciones según queden comprendidos por sus tamaños de partículas; a pesar de su sencillez, los criterios de clasificación granulométricos resultan actualmente poco apropiados, porque la correlación de la distribución granulométrica con las propiedades fundamentales (resistencia, compresibilidad, relaciones esfuerzo-deformación, permeabilidad, etc.) resulta demasiado insegura, sin embargo podemos aprovechar datos de la granulometría para complementar la correcta clasificación de suelos.

Uno de los sistemas de clasificación de suelos más efectivo y completo es el propuesto por A. Casagrande conocido como Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). El Sistema Unificado nació como medio para clasificar suelos finos únicamente (menores que la malla # 200 con 0.075 mm. de abertura) y después fue ampliado hasta incluir gravas y arenas.

a) Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) versión SOP.

La base de este sistema es la carta de plasticidad, resultado de una -- investigación realizada por A. Casagrande en el Laboratorio. Es un sistema coordinado en que se sitúan los suelos, en el eje de las abscisas se localiza el límite líquido y en el de las ordenadas al índice plástico. Se -- agrupan de tal manera que en cada zona de la carta se sitúan suelos con -- características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas. A. Casagrande pudo establecer en la gráfica fronteras que separan a los materiales finos en diferentes grupos de propiedades afines la cual está subdividida por las líneas A y B de la carta de plasticidad, en la forma en que se usa en la Secretaría de Obras Públicas de México, hoy Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

El Sistema Unificado abarca tanto a suelos gruesos como a suelos finos, distinguiéndolos por el cribado a través de la malla # 200. Un suelo se -- considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas y fino, si -- más del 50% de sus partículas en peso son finas. En las siguientes tablas se da una idea general de este sistema.

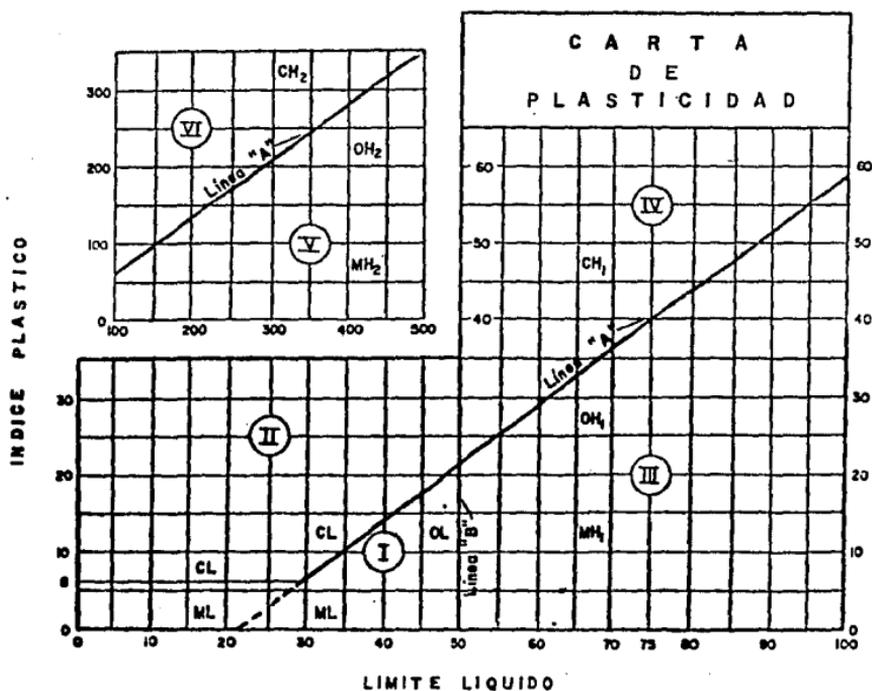
SISTEMA DE MALLAS

TABLA I

DESIGNACION DE LA MALLA

NOMINAL (1)	ALTERNATIVA	Variación permi- sible de la aber- tura promedio con respecto a la denominación de la malla, mm (±)	Abertura máxi- ma permisible para no más del cinco por ciento (5%) de las ab- erturas de la malla, mm	Abertura máxi- ma individual permisible, mm	Diámetro nomi- nal del alambre, mm (2)
Núm. 75.0	Malla 3"	2.2	78.1	78.7	5.80
Núm. 63.0	Malla 2 1/2 "	1.9	65.6	66.2	5.50
Núm. 50.0	Malla 2"	1.5	52.1	52.6	5.05
Núm. 37.5	Malla 1 1/2 "	1.1	39.1	39.5	4.59
Núm. 31.5	Malla 1 1/4 "	1.0	32.9	33.2	4.23
Núm. 25.0	Malla 1"	0.8	26.1	26.4	3.80
Núm. 19.0	Malla 3/4 "	0.6	19.9	20.1	3.30
Núm. 16.0	Malla 5/8 "	0.5	16.7	17.0	3.00
Núm. 12.5	Malla 1/2 "	0.39	13.10	13.31	2.67
Núm. 9.5	Malla 3/8 "	0.30	9.97	10.16	2.27
Núm. 8.0	Malla 5/16 "	0.25	8.41	8.58	2.07
Núm. 6.3	Malla 1/4 "	0.20	6.64	6.78	1.82
Núm. 4.75	Malla Núm. 4	0.15	5.02	5.14	1.54
Núm. 2.36	Malla Núm. 8	0.080	2.515	2.60	1.00
Núm. 2.0	Malla Núm. 10	0.070	2.135	2.215	0.900
Núm. 1.70	Malla Núm. 12	0.060	1.820	1.890	0.810
Núm. 1.40	Malla Núm. 14	0.050	1.505	1.565	0.725
Núm. 1.18	Malla Núm. 16	0.045	1.270	1.330	0.650
Núm. 1.00	Malla Núm. 18	0.040	1.080	1.135	0.580
Núm. 0.850	Malla Núm. 20	0.035	0.925	0.970	0.510
Núm. 0.600	Malla Núm. 30	0.025	0.660	0.695	0.390
Núm. 0.425	Malla Núm. 40	0.019	0.471	0.502	0.290
Núm. 0.300	Malla Núm. 50	0.014	0.337	0.363	0.215
Núm. 0.250	Malla Núm. 60	0.012	0.283	0.306	0.180
Núm. 0.180	Malla Núm. 80	0.009	0.207	0.227	0.131
Núm. 0.150	Malla Núm. 100	0.008	0.174	0.192	0.110
Núm. 0.106	Malla Núm. 140	0.006	0.126	0.141	0.076
Núm. 0.075	Malla Núm. 200	0.005	0.091	0.103	0.053
Núm. 0.045	Malla Núm. 325	0.003	0.057	0.066	0.030

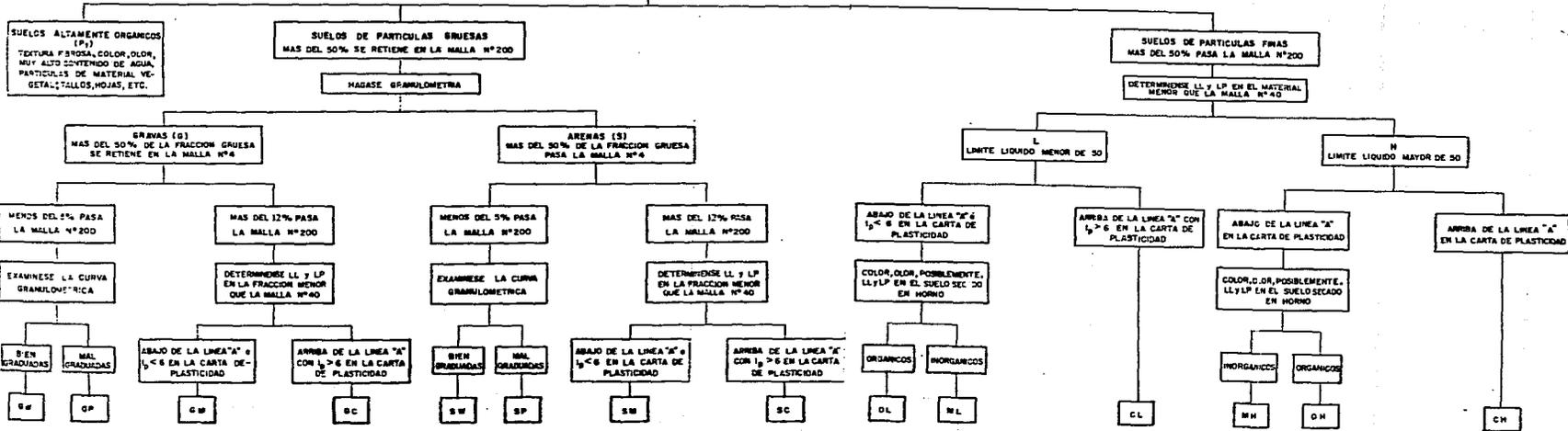
DIVISIONES	SUB-DIVISIONES	GRUPO	SIMBOLO	DIMENSIONES DE LAS PARTICULAS o FRAGMENTOS
SUELOS	ALTAMENTE ORGANICOS	TURBA	P_t	-----
		ORGANICOS	O	< MALLA # 200
	FINOS	LIMOS	M	< MALLA # 200
		ARCILLAS	C	< MALLA # 200
		ARENAS	S	> # 200 Y < # 4
	GRUESOS	GRAVAS	G	> # 4 Y < 7.6 cm (3")
CHICOS		F_c	> 7.6 cm (3") Y < 30 cm	
FRAGMENTOS DE ROCA	MEDIANOS	F_m	> 30 cm Y < 1 m	
	GRANDES	F_g	> 1 m	
	IGNEAS	EXTRUSIVAS	R_{10}	-----
ROCAS	IGNEAS	INTRUSIVAS	R_{11}	-----
		CLASTICAS	R_{12}	-----
	SEDIMENTARIAS	QUIMICAS	R_{20}	-----
		ORGANICAS	R_{21}	-----
		NO FOLIADAS	R_{m1}	-----
	METAMORFICAS	FOLIADAS	R_{m2}	-----



Carta de plasticidad tal como se usa en la Secretaría de Obras Públicas de México

TABLA II-:
PROCEDIMIENTO AUXILIAR PARA IDENTIFICACION DE SUELOS
EN EL LABORATORIO
S. U. C. S. (versión S.O.P.)

HAGASE UN EXAMEN VISUAL DEL SUELO PARA DETERMINAR
 SI ES ALTAMENTE ORGANICO, DE PARTICULAS GRUESAS O
 DE PARTICULAS FINAS, EN LOS CASOS DE FRONTERA DETE-
 MINESE LA CANTIDAD QUE PASA POR LA MALLA N°200.



NOTA: Los tamaños de los mallas son de la U.S. Standard
 Si los fines interfieren con las propiedades de desar-
 rollo, use un símbolo doble tal como GW-GM, etc.

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (VERSION S.O.P.)

CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO		PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO		SUELOS DE PARTICULAS GROSERAS		SUELOS DE PARTICULAS FINAS	
<p>ARENAS</p> <p>BASE DE LA CANTIDAD DE LA FRACCION ARENOSA EN RELACION A LA MASA SECA DE LA MUESTRA. SE DETERMINA POR EL METODO DE TAMBIEN POR EL METODO DE LA MUESTRA DE 100 GRAMOS (METODO DE LA MUESTRA DE 100 GRAMOS).</p>	GW	COEF DE IMPERMEABILIDAD (C_u) COEF DE CAPILARIDAD (C_c)	APUNTA SOBRE UN LINDO TAMBOR DE LAS PARTICULAS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GRANES	GRANES	ML	GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES
	GP	NO SATURACION TRAZO LOS RESULTADOS DE DENSIDAD PARA GW	PRELIMINAR DE UN TAMBOR O UN TPO DE TAMBOR CON ANCHURA DE ALGUNOS TAMBOR INTERMEDIOS	ARENAS	ARENAS	CL	GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES
	GM	LIMITES DE PLASTICIDAD ABajo DE LA LINEA "A" CON I_p MAYOR QUE 6	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VERSE DENTRO DEL ABJALO)	ARENAS	ARENAS	OL	GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES
	GC	LIMITES DE PLASTICIDAD ABajo DE LA LINEA "A" CON I_p MAYOR QUE 6	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VERSE DENTRO DEL ABJALO)	ARENAS	ARENAS	MH	GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES
	SW	NO SATURACION TRAZO LOS RESULTADOS DE DENSIDAD PARA SW	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VERSE DENTRO DEL ABJALO)	ARENAS	ARENAS	CH	GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES
SP	LIMITES DE PLASTICIDAD ABajo DE LA LINEA "A" CON I_p MAYOR QUE 6	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VERSE DENTRO DEL ABJALO)	ARENAS	ARENAS	OH	GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES	
SM	LIMITES DE PLASTICIDAD ABajo DE LA LINEA "A" CON I_p MAYOR QUE 6	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VERSE DENTRO DEL ABJALO)	ARENAS	ARENAS	Pt	GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES	
SC	LIMITES DE PLASTICIDAD ABajo DE LA LINEA "A" CON I_p MAYOR QUE 6	FRACCION FINA POCO O NADA PLASTICA (PARA IDENTIFICACION VERSE DENTRO DEL ABJALO)	ARENAS	ARENAS		GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES	

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO		SUELOS DE PARTICULAS GROSERAS		SUELOS DE PARTICULAS FINAS	
GW	GRANES MUY GRANES, MEZCLA DE GRASA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS	GRANES	GRANES	ML	GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES
GP	GRANES MUY GRANES, MEZCLA DE GRASA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS	ARENAS	ARENAS	CL	GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES
GM	GRANES MUY GRANES, MEZCLA DE GRASA Y ARENA	ARENAS	ARENAS	OL	GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES
GC	GRANES MUY GRANES, MEZCLA DE GRASA Y ARENA	ARENAS	ARENAS	MH	GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES
SW	GRANES MUY GRANES, MEZCLA DE GRASA Y ARENA CON POCO O NADA DE FINOS	ARENAS	ARENAS	CH	GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES
SP	GRANES MUY GRANES, MEZCLA DE GRASA Y ARENA	ARENAS	ARENAS	OH	GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES
SM	GRANES MUY GRANES, MEZCLA DE GRASA Y ARENA	ARENAS	ARENAS	Pt	GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES
SC	GRANES MUY GRANES, MEZCLA DE GRASA Y ARENA	ARENAS	ARENAS		GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES

PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO	
<p>Este procedimiento se ejecuta con la fraccion que pase por la malla N° 40 (aproximadamente 0.5 mm).</p> <p>Para fines de clasificacion en el campo si no se usa la muestra, simplemente se quitan a mano las particulas gruesas que muestran o dificultan la practica.</p>	<p>DILATANCIA (Reaccion al agrietar)</p> <p>Después de quitar las particulas mayores que la malla N° 10, preparar una pastilla de suelo húmedo de aproximadamente 10 cm³; si es necesario añadir suficiente agua para dejar el suelo suave, pero no pegajoso.</p> <p>Coloque la pastilla en la palma de la mano y agítelo horizontalmente golpeando vigorosamente varias veces contra la otra mano. Una reaccion positiva consiste en la aparicion de agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia adquiriendo una apariencia de bigudo y se vuelve lustroso. Cuando la pastilla se oprime entre los dedos, el agua y el lustre desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve tersa y finalmente se agrieta o se desmorona. La prueba de la aparicion del agua durante el agrietar o de su desaparicion durante la oprimacion se para identificar el caracter de los finos en un suelo.</p> <p>RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Caracteristica al rompedor)</p> <p>Después de eliminar las particulas mayores que la malla N° 10, molde un cilindro de suelo de 2.5 cm de diametro por 2.5 cm de altura hasta alcanzar una consistencia de masa, ablandando agua si es necesario. Deje secar completamente la pastilla en un horno, al sol o al aire y pruebe su resistencia rompiéndola y desmenuándola entre los dedos. Esta resistencia es un medida del caracter y la cantidad de la fraccion coloidal que contiene suelo. La resistencia en estado seco aumenta con la plasticidad.</p> <p>TENACIDAD (Consistencia cerca del limite plastico)</p> <p>Después de eliminar las particulas mayores que la malla N° 10, molde un espécimen de aproximadamente 10 cm³ hasta alcanzar la consistencia de masa. Si el suelo está muy húmedo "pegajoso" agua, pero si está seco, debe extenderse el espécimen formando una capa delgada que permita la perdida de humedad por evaporacion. Posteriormente el espécimen se oprime a mano sobre una superficie lisa o entre las palmas, hasta hacer un rollo aproximadamente 3 mm de diametro; se amasa y se vuelve a rollo varias veces. Durante esta operacion el contenido de agua se reduce gradualmente y el espécimen llega a ponerse terso, siendo finalmente su plasticidad y se dobla cuando se alcanza el limite plastico. Después que el rollo se ha doblado, los pedales deben juntarse y compactar al amasado entre los dedos forma ligera, hasta que la masa se desmorona nuevamente.</p>

VERSE LOS TAMAÑOS DE LAS MALLAS EN ESTA CARTA CON LOS P.T. ESTANDAR

CLASIFICACIONES DE FRACCIONES - Las curvas que indican las relaciones de las fracciones de los suelos. Ejemplo SW-GRANES MUY GRANES O GRANES MUY GRANES CON ALGUNOS FINOS

2.5) IMPLICACIONES DE LA ESTRATIGRAFIA

2.5.1) En zona de Lomas

La exploración con pozos a cielo abierto, complementada por barrenos con extracción de muestras, en caso necesario, es la usual en esta zona. -- Generalmente la compresibilidad es despreciable y la capacidad de carga -- alta. La cimentación de zapatas aisladas es en general la solución obvia.

2.5.2) En zona de Transición

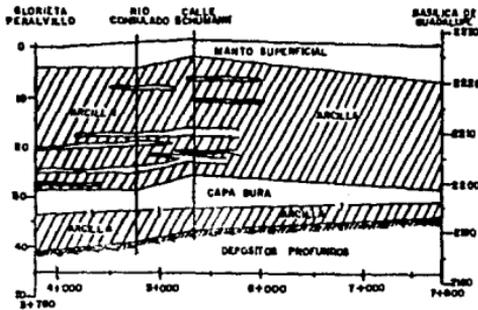
La variedad de condiciones que pueden encontrarse en zonas de transición entre las formaciones de lomas y del lago, hacen difícil la elección anticipada del tipo de exploración y muestreo requerido. Los equipos a usar deben ser versátiles, en cuanto a herramienta y capacidad propulsora; el pozo a cielo abierto es la alternativa viable hasta una profundidad de - 10 mts. extendida con barrenación rotatoria. La observación de campo con - fines de localizar grietas y el asentamiento diferencial en transiciones -- abruptas, pueden ser aspectos determinantes del diseño de la cimentación.

2.5.3) En zona del Lago

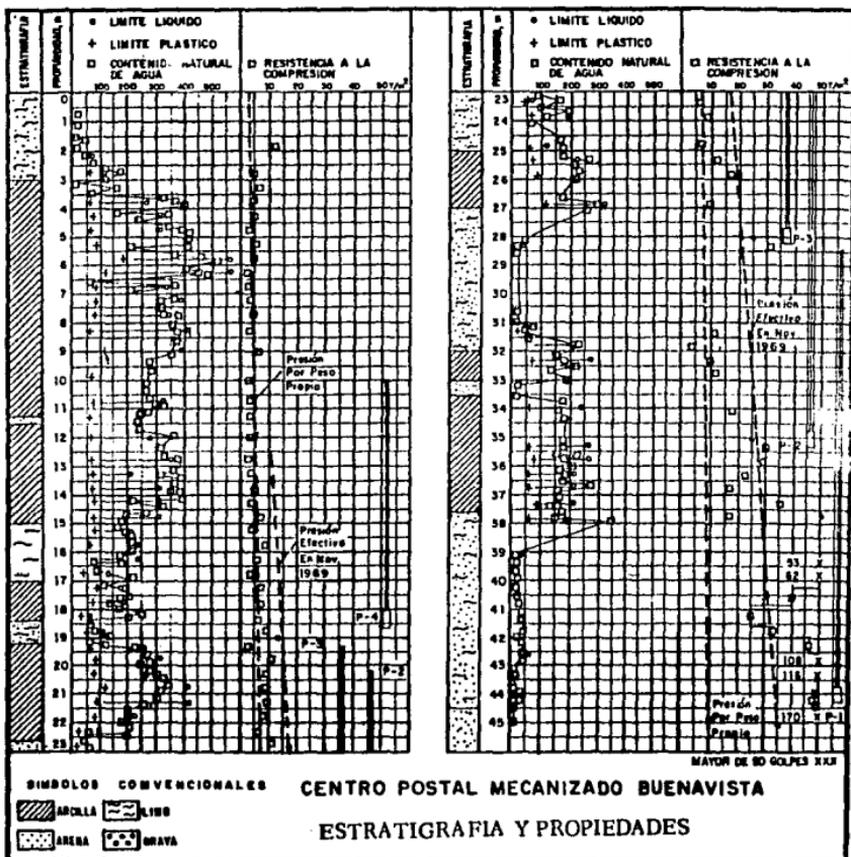
Los mantos arcillosos que se encuentran en el área urbana de la ciudad de México, la región estudiada por la comisión del lago de Texcoco y el fondo de los lagos de Chalco y Xochimilco, no presentan dificultad mayor -- para muestrearlos y determinar propiedades mecánicas. El sondeo de pene-- tración estándar resulta valioso, no tanto por la estimación de la resis-- tencia a partir del número de golpes, sino por la identificación de campo, - del material en cuestión, en húmedo y en seco y por la determinación siste-- mática del contenido de agua natural.

Deben esperarse en esta zona los siguientes puntos:

- a) Asentamientos importantes por consolidación cuando se aplican sobrecargas que exceden de la carga de preconsolidación.
- b) Hundimientos regionales inducidos por el abatimiento de la presión piezométrica en los acuíferos. Por tratarse de formaciones blandas, la capacidad de carga puede ser determinante del diseño de cimentaciones superficiales.
- c) La ubicación de capas duras y la composición de la formación subyacente es vital para proyectar cimentaciones piloteadas.
- d) El análisis de estabilidad de taludes permanentes (canales y excavaciones), requiere la determinación de la resistencia por cortante a largo plazo.



Perfil estratigráfico; tramo Glorieta Peralvillo-La Villa a lo largo de la Calzada Guadalupe.



Sondeos y clasificación estratigráfica efectuados en la zona urbana de la Cd. de México. (SMNS Marzo 1978)

SON- DEO	LOCALIZACION	Z.P.	LON- GEO- TUD	AL- TUD.	ESTRATIGRAFIA CONDENSADA												
					PERIODO I						PERIODO II						
					Gr	Ar	Ca	Co	Ms	Ms	Gr	Ar	Ca	Co	Ms	Ms	
181	Av. 20 de Sep	9	80	0.5	Gr	75	17	Ar	Ca	200	75	Ms	Lote de terreno de 10 a 15m				
182	Talavera Insurgencias y Ejea. Insurgencia	11	15	3.0	Gr	60	75	Ar	Ca	200	60	Ms	5	10	20	250	15
183	Alameda 237 No 33	9	30	3.0	Gr	60	75	Ar	Ca	200	75	Ms	Lote de terreno de 10 a 15m				
184	Alameda Central 20	12	30	—	Gr	60	75	Ar	Ca	200	75	Ms	Lote de terreno de 10 a 15m				
185	Edificio Marconi 7	9	30	—	Gr	60	75	Ar	Ca	200	75	Ms	Lote de terreno de 10 a 15m				
186	Av. L. Compañía	9	30	12.0	Gr	60	75	Ar	Ca	200	75	Ms	15	10	20	—	10
187	Barrío Anacleto y S. García	11	25	2.0	Gr	60	75	Ar	Ca	175	17	Ms	30	25	—	—	—
188	Av. Francisco Ibañez	11	30	—	Gr	60	75	Ar	Ca	200	75	Ms	Lote de terreno de 10 a 15m				
189	Alameda y S. San Juan	11	25	1.5	Gr	100	30	Ar	Ca	200	4	Ms	50	250	15	10	10
190	Alameda y S. San Juan	9	25	0.5	Gr	60	75	Ar	Ca	200	4	Ms	50	15	20	—	—
191	Alameda y S. San Juan	11	25	1.5	Gr	100	30	Ar	Ca	200	4	Ms	50	250	15	10	10
192	Alameda y S. San Juan	9	25	0.5	Gr	60	75	Ar	Ca	200	4	Ms	50	15	20	—	—
193	Alameda y S. San Juan	11	25	1.5	Gr	100	30	Ar	Ca	200	4	Ms	50	250	15	10	10
194	Alameda y S. San Juan	9	25	0.5	Gr	60	75	Ar	Ca	200	4	Ms	50	15	20	—	—
195	Alameda y S. San Juan	11	25	1.5	Gr	100	30	Ar	Ca	200	4	Ms	50	250	15	10	10
196	Alameda y S. San Juan	9	25	0.5	Gr	60	75	Ar	Ca	200	4	Ms	50	15	20	—	—
197	Alameda y S. San Juan	11	25	1.5	Gr	100	30	Ar	Ca	200	4	Ms	50	250	15	10	10
198	Alameda y S. San Juan	9	25	0.5	Gr	60	75	Ar	Ca	200	4	Ms	50	15	20	—	—
199	Alameda y S. San Juan	11	25	1.5	Gr	100	30	Ar	Ca	200	4	Ms	50	250	15	10	10
200	Alameda y S. San Juan	9	25	0.5	Gr	60	75	Ar	Ca	200	4	Ms	50	15	20	—	—

Sondeos y clasificación estratigráfica efectuados en la zona urbana de la Cd. de México (SMMS Marzo 1978).

SONDEO	LOCALIZACION	Z.P.	ALTO-GRUPO	S.F.	ESTRATIGRAFIA COMPLETADA													
					SUELO		SUELO		SUELO		SUELO		SUELO		SUELO			
					cm	%	cm	%	cm	%	cm	%	cm	%	cm	%		
201	Av. Gaylan y F. Garcia 62	10	24.00	0.20	100	--	0.00	00	100	00	100	00	100	00	100	00	100	00
202	Calle Bellinctor Nacional y Ancones	14	25.00	--	00	00	--	2.00	00	000	--	00.00	00	100	00	00.0		
203	Av. 400 mts. y Jolitor	14	26.00	--	01	00	0	2.00	00	20	00	05.0	00	00	00	00.0		
204	Calle. Velasco y Jolitor	10	28.00	00.0	00	00	--	2.00	00	100	--	00.00	00	20	00.0			
205	Calle Guitey y Av. Los Reyes 04																	
206	Calle de grande entre Jolitor y Av. 400 mts.	14	27.00	--	00	00	0	1.00	00	100	00	25.0	00	20	00	00.00		
207	Av. Montañón y Salto	14	25.00	--	00	00	--	1.00	00	100	00	00.0	00	100	00	00.00		
208	Montañas 144 y Av. Reyes																	
209	Calle Velasco y Perdomo y Marzan	14	10.00	--	00	00	0	0.00	00	100	0	00.00	00	100	00	00.00		
210	Fray Juan de Encarnación y Matamoros	14	30.0	--	00	00	--	0.00	00	100	--	22.00	00	00	--	00.00	00	00
211	Salto Villanueva y Av. El Sombrero	14	30.00	0.00	00	00	0	0.00	00	100	0	00.0	00	100	00	00.0		
212	Capitan y Cerro del Agua	24	21.00	--	00	00	100	0.00	00	00	00	00.00	00	00	00	00.00		
213	E. y de Reyes, Quetzal y Calle	13	23.00	--	00	00	00	0.0	00	0	00.00	00	00	00	00	00.00		
214	E. y de Reyes, Quetzal y Calle	13	20.00	--	00	00	00	0.00	00	0	00.00	00	00	00	00	00.00		
215	Calle. Ignacio Zaragoza y Av. Niños Héroes	13	20.00	0.00	00	00	0	0.00	00	000	00	00.00	00	00	00	00.00		
216	Alameda de Oriente	13	19.00	0.00	00	00	20	0.00	00	00	00	00.00	00	00	00	00.00		
217	Unidad Educativa de Oriente	13	19.00	1.00	00	00	00	0.00	00	000	00	00.00						

CAPITULO III
EXCAVACIONES EN ZONA DE LOMAS

3.1) TIPO Y CARACTERISTICAS DEL SUELO

Muy cambiante por los diferentes tipos de rocas que pueden identificarse en las partes altas del valle (tobas, lavas, tezontles, etc.), se caracteriza por --- presentar problemas mejor definidos en cuanto a la ingeniería de cimentaciones, -- excepto en los terrenos afectados por la explotación de minas de arena y grava.

En las zonas altas del valle, se encuentran domos dacíticos, lavas pórfitoandesíticas, grandes emisiones basálticas como las del sur, todas ellas competentes por su resistencia y baja compresibilidad, salvo la presencia de cavernas naturales en los basaltos del Xitle conformados por la emisión efusiva de gases y -- las zonas minadas que se han formado por la extracción de materiales de construcción.

La exploración con pozos a cielo abierto, complementada por barrenos con -- extracción de muestras, en caso necesario, es la usual en esta zona. Generalmente la compresibilidad es despreciable y la capacidad de carga alta. La cimentación - de zapatas es en general la solución obvia.

Al sur encontramos tobas (que están formadas por suelos arenolimosos com--- pactos) de alta capacidad de carga y baja deformabilidad y los derrames de basalto del Pedregal.

En esta zona se han detectado varios tipos de suelos que se pueden clasificar en seis grupos atendiendo a los problemas de cimentación y se describen a continuación:

a) Tobas estables aún bajo la acción erosiva del agua.

Compuestas por mezclas de arena y grava en proporciones variables, cementadas por suelos finos con alta capacidad de carga. Estos suelos aparecen con mayor frecuencia al norte de la zona poniente, especialmente en la zona alta de Las Lomas de Chapultepec en que aparecen conglomerados de gran capacidad de carga.

En estas zonas se localizan las cavernas que una vez se explotaron para obtener materiales de construcción y que actualmente constituyen un peligro para construcciones de todo tipo.

b) Tobas inestables bajo la acción erosiva del agua.

Estos suelos están compuestos en gran proporción por arcilla de plasticidad media a alta con cementación pobre. Es muy probable que en estas zonas hayan existido árboles (bosques) que mantenían cierto equilibrio contra la erosión, el cual fue alterado por la remoción de árboles creando zonas inestables.

c) Suelos Pumíticos.

Dentro de las formaciones características de esta zona se encuentran espesores variables entre 1 y 3 mts. de arena pumítica limpia. Estos materiales sufren rotura de granos si se someten a presiones de contacto alta (entre 25 kg/cm²). Los estratos en que aparecen son sensiblemente horizontales y con gran frecuencia se ubican entre capas de mucho mayor dureza, por lo que es importante tenerlos presentes en el diseño de cimentaciones profundas que transmitan presiones de contacto altas. En algunas ocasiones se encuentran mezclas de arena pumítica con suelos finos que disminuyen en cierto grado su compresibilidad por rotura.

d) Rellenos.

Debido al intenso crecimiento que tiene la ciudad hacia las zonas pétreas

Los proyectistas y constructores cada vez se encuentran con terrenos más accidentados. En algunos casos se ha tratado de aprovechar las barrancas rellenandolas con material mal compactado. Los problemas de hundimientos que ocurren después de la primera saturación son críticos.

e) Suelos de origen eólico.

Se tienen informaciones que al pie de la sierra de Guadalupe se encuentran eventualmente depósitos de arena suelta que sufren hundimientos bruscos bajo cargas dinámicas. Los espesores que tienen estos suelos son del orden de 4 mts.

f) Roca basáltica.

En una gran parte de la zona Sur se tienen derrames de lava con distintos grados de fracturamiento y oquedad, en los cuales se pueden observar los distintos tipos de basalto columnar y vesicular. Las partes sanas del basalto pueden llegar a tener las mayores resistencias encontradas en el valle de México.

La zona pétreo incluye las faldas de la sierra de Guadalupe, la sierra de las Cruces y se le adicionan las partes altas de los cerros del Peñón de los Baños, Peñón del Márques y el cerro de la Estrella.

En forma general, la zona de las lomas presenta buenas condiciones para la cimentación de estructuras; la capacidad de carga del terreno es alta y no hay formaciones compresibles capaces de asentarse dentro de un rango importante desde el punto de vista ingenieril. Sin embargo, se debe tener mucho cuidado debido a la explotación de minas de arena y grava que predominan en esta zona. Análogamente en la zona del Pedregal en la que aparece una fuerte costra de derrames basálticos, en el contacto entre los diferentes derrames pueden aparecer cuevas o aglomeraciones de material suelto o fragmentado que pueden ser causa de fallas bajo columnas pesadas.

3.2) PREPARACION DEL LUGAR EN ZONAS EDIFICADAS

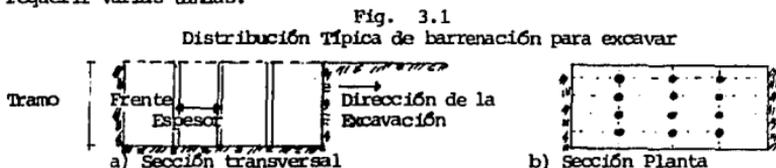
La preparación del lugar de construcción en áreas edificadas debe incluir -- la localización y clara identificación de interferencias de la obra como son: Ductos de cables eléctricos y telefónicos, tuberías de gas y agua, y alcantarillas existentes bajo la superficie del terreno. Se deben de realizar detalladas investigaciones en unión con los propietarios para determinar todo tipo de problemas -- referenciados con las obras ya existentes y tomar las precauciones de seguridad -- necesarias. En algunos casos en la construcción de una obra civil se pueden afectar estructuras vecinas provocando grietas o asentamientos. Si existen grietas en dichas estructuras deberán fotografiarse y señalarse con dispositivos de aviso, a medida que prosigue el trabajo, deberán medirse periódicamente los niveles de los edificios cercanos, realizandose medidas de la anchura de las grietas en los sitios en que se han colocado dispositivos de aviso, controlando así los posibles -- movimientos.

Otro aspecto importante debe darse al drenaje del lugar de trabajo para poder mantenerlo seco y evitar bombeos innecesarios, el agua de lluvia puede provocar rápidas corrientes o erosionar gravemente el lugar de las obras parcialmente -- construidas e inundarse el nivel de cimentación; la forma de evitar esto es des-- viando las zanjas que concurren a la excavación canalizandolas a las alcantarillas o protegiendo la periferia del lugar conduciendo a través de un desague transver-- sal el agua que pueda llegar a la excavación. Es una pérdida de tiempo bombear el agua superficial en las excavaciones cuyo acceso a las mismas podría impedirse con unas cuantas zanjas bien distribuidas.

3.3) EXCAVACIONES EN ROCA

La extracción de la roca de las áreas en el espacio que van a ocupar las cimentaciones, requiere generalmente que primero se fragmente la roca con explosivos, con la correspondiente posibilidad de afectar o dañar las propiedades vecinas o las construcciones ya terminadas. El daño puede producirse por dislocación de la roca que debía quedar en el lugar, por vibración o por el impacto de fragmentos.

Donde el espacio lo permite, se extrae la roca hasta una profundidad predeterminada, barrenando, cargando los barrenos y haciendo explotar una o más filas de barrenación, para fragmentar la roca al frente de una carga vertical que después se excava (Figura 3.1). La distancia de la roca entre el frente y la primera línea de barrenos se conoce como espesor. La operación se repite hasta que ha sido excavada toda el área a la profundidad predeterminada. Si la excavación tiene poca profundidad, la operación se hace en una sola tanda de barrenos, si es profunda pueden requerir varias tandas.



En algunas localidades, o bajo algunas circunstancias, no se permiten las voladuras. Pueden ser necesarios métodos más costosos en los que hayan que utilizar cuñas. Se perforan barrenos a una distancia aproximada de 60 cms. entre centros y se producen grietas entre los agujeros por medio de gatos hidráulicos de expansión que se introducen en dos agujeros vecinos, o por medio de cuñas que se introducen en los mismos con un martillo neumático. Algunas veces pueden resultar convenientes las perforadoras neumáticas o rompedores de roca montados en retroexcavadoras o en tractores.

Por lo antes expuesto, el uso de explosivos supone grandes ruidos y vibraciones y el riesgo de posibles molestias al público y daños a la propiedad, conducen a que lo que corresponde dentro de la ciudad de México se prohíban y se busque otro procedimiento adaptable a la escala de excavaciones.

Uno de los procedimientos más usados es la formación de gradas y es aplicable a la mayoría de las excavaciones para cimentación, formando una serie de gradas o bancadas. Los barrenos se efectúan a mano por medio de martillos neumáticos.

Si la proximidad de edificios prohíbe el uso de explosivos, entonces no hay otra alternativa más que romper la roca mediante unos rompedores neumáticos manejados a mano o accionados por diesel y montados sobre camiones, aunque la introducción del "Cardox" (dioxido de carbono solidificado en forma de cartuchos) ha proporcionado un nuevo método de voladura con un mínimo de ruido y vibración. Los rompedores diesel ocasionan ruidos y vibraciones de forma inevitable, y si éstos han de evitarse a toda costa, será necesario acudir a métodos especiales para romper la roca. Estos comprenden la congelación de agua en una serie de agujeros inyectando oxígeno líquido, o bien, utilizando cartuchos rompedores hidráulicos.

Los agujeros para estos procedimientos pueden hacerse sin demasiado ruido o vibración por medio de barrenas de núcleo de diamante rotatorio, o si no se permite ningún ruido en absoluto, por el método de penetración a base de oxígeno. Con éste último se han obtenido velocidades de perforación de 9 m. por hora. El agujero suele tener un diámetro de 15 a 22.5 cm. Sin embargo, todos estos métodos especiales son necesariamente costosos y deberán considerarse únicamente en circunstancias especiales.

3.4) EXCAVACIONES EN ARENA

La arena que se encuentra arriba del nivel freático, comúnmente está húmeda y posee suficiente cohesión para facilitar la excavación. En los cortes grandes — correctamente apuntalados, el asentamiento de la superficie del terreno colindante, usualmente no excede de 0.5% de la profundidad de desplante y la influencia del — asentamiento no se extiende lateralmente a una distancia mayor que dicha profundidad.

Cuando se hacen excavaciones profundas en arena, abajo del nivel freático, — es aconsejable abatirlo antes de la construcción. Después es posible proceder a la excavación, sin que se produzcan más asentamientos que los correspondientes a la — misma excavación hecha en arena húmeda. Sin embargo, el proceso de abatir el nivel freático puede por sí mismo producir asentamientos en ciertas condiciones.

Un sistema de excavación en arenas para desplantar pilas de cimentación — abajo del nivel freático, es hincando un cajón con sus cuchillas y drenando el suelo desde su interior. Si el nivel del agua dentro del cajón se abate por abajo de la subpresión actuante al nivel de las cuchillas, es posible que la arena penetre — al interior del cajón y el volumen de arena extraído puede ser mucho mayor que del cajón.

Este procedimiento puede dar por resultado asentamientos en la vecindad de la excavación. En algunos casos esto puede evitarse manteniendo el nivel del agua — dentro del cajón más arriba que el del exterior. Si no resulta práctica la extracción de la arena con dragas, puede ser necesario equilibrar la presión del agua por medio de un lodo de arcilla llamado lodo bentonítico para evitar que la arena entre al cajón.

3.5) EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO CON TALUDES SIN APUNALAR EN ZONA DE LOMAS

Las cimentaciones de la mayor parte de las estructuras se desplantan abajo - de la superficie del terreno. Por lo tanto, no pueden construirse hasta que se ha excavado el suelo o roca que está arriba del nivel de la base de las cimentaciones.

Las excavaciones poco profundas pueden realizarse sin sostener el material - circunvecino, siempre y cuando se tenga el espacio necesario para construir taludes que puedan soportar al material.

La inclinación de los taludes es función de:

- 1) Tipo y características del suelo o roca.
- 2) Las condiciones climáticas.
- 3) La profundidad de la excavación.
- 4) Tiempo que la excavación vaya a permanecer abierta.

Generalmente los taludes se hacen tan inclinados como lo permita el material porque la ocurrencia de pequeños derrumbes en su frontera comunmente no tiene im-- portancia. En relación al costo de extraer el material afectado por los derrumbes superficiales es menor, que el de la excavación adicional necesaria para tener ta-- ludes menos inclinados comparativamente en su volumen.

Para excavar siempre es necesario extraer el material y, en consecuencia se produce un cambio en el estado de esfuerzo en la roca o suelo, debajo y a los la-- dos del espacio excavado. Este cambio ocurre se entiben o no los frentes del corte.

Los taludes menos inclinados que pueden usarse en una localidad dada se de-- terminan por experiencia.

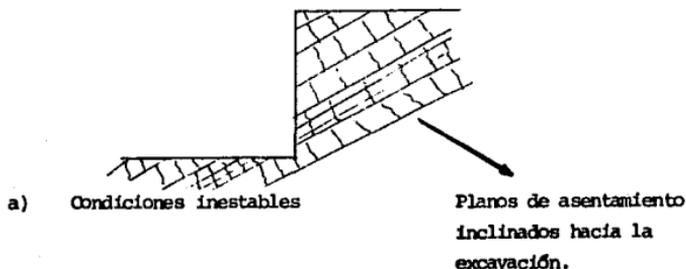
En los suelos o rocas permeables, para hacer excavaciones abajo del nivel - de aguas freáticas, usualmente se requiere desaguar el lugar antes o durante la -- construcción, por lo que siempre trataremos cuando así sea conveniente abatir di-- cho nivel y trabajar en una zona seca.

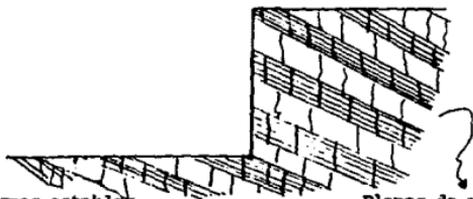
3.5.1) Estabilidad de taludes sin apuntalar en mantos rocosos

No debe suponerse de antemano que las excavaciones en roca permanecerán con pendientes verticales sin la menor dificultad. Su estabilidad depende del ángulo de los planos de estratificación y del grado de agrietamiento de una roca de escasa solidez.

Por ejemplo, si los planos de estratificación se inclinan demasiado hacia la excavación, como se muestra en la figura a), las condiciones de inestabilidad pueden ser peligrosas, sobre todo si existe agua intersticial que lubrique los planos de estratificación.

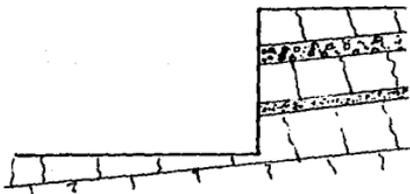
Sólo pueden conseguirse unas condiciones estables cuando los planos de estratificación estén casi horizontales o se inclinen en sentido opuesto al de la excavación mostrados en la figura b). Las rocas agrietadas consistentes en una gran masa de fragmentos sueltos tienen tendencia a desmoronarse en los frentes empinados socavando y provocando el colapso de la roca sólida que existe sobre ellas mostrado en la figura c).





b) Condiciones estables

Planos de asentamiento
inclinándose al contrario
de la excavación.



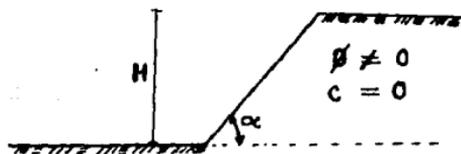
c) Condiciones inestables

3.5.2) Estabilidad de taludes sin apuntalar en gravas y arenas limpias
($C = 0$; $\beta \neq 0$).

En un suelo puramente friccionante como son las arenas limpias se desarrolla entre sus partículas una fricción tal que es la que condiciona que la estabilidad de un talud en este tipo de material el ángulo de dicho talud sea menor o igual al ángulo de fricción interna.

Las gravas y arenas secas pueden permanecer estables con pendientes iguales a su ángulo de fricción interna sin importar la profundidad. Los valores del ángulo de reposo para arenas secas señalados por Terzaghi y Peck son los siguientes; la cual nos dan una idea aproximada del ángulo de un talud y por lo tanto la condición necesaria para la estabilidad sea $\alpha \leq \beta$; donde; β es el ángulo de fricción interna del material α es el ángulo del talud analizado.

En la práctica es aconsejable utilizar un factor de seguridad entre 1.1 o 1.2 para garantizar la erosión superficial del viento o agua en el talud, por lo tanto se recomienda que α sea algo menor que β .



$$F_s = \frac{\tan \beta}{\tan \alpha}$$

Las arenas mojadas y las gravas arenosas poseen cierta cohesión y pueden permanecer verticalmente durante poco tiempo. Es frecuente excavar estos materiales con taludes muy pronunciados si los periodos de construcción son de una a dos semanas; sin embargo, conviene entibar los frentes de la excavación si se construye una obra dentro de áreas urbanas por la peligrosidad de un colapso. Otro problema que podemos enunciar es el N.A.F., la filtración de agua desde el frente de una excavación provocará la erosión de la base seguida del hundimiento de la parte superior del frente, por esto es necesario abatir dicho nivel por debajo del fondo de la excavación.

Los suelos de arenas acuíferos son muy perjudiciales cuando se hallan intercalaciones de capas de limo o arcilla. Este tipo de terreno es común en ciertas regiones de la Cd. de México y en especial en la zona de transición. Es muy probable que el limo o la arena limosa fluya del frente de la excavación provocando la socavación y colapso de las capas más estables. Debido a las capas impermeables no es posible utilizar un sistema de abatimiento del agua del terreno; en este tipo de suelo la única solución para eliminar el agua suele ser el empleo de tablestacas.

El limo seco sin consolidar es propenso a fluir como un líquido cuando se le somete a vibraciones, y el limo húmedo es uno de los peores materiales que pueden encontrarse en las excavaciones. La filtración de agua en el limo desde un frente de pendiente muy pronunciada hace que éste fluya hacia el exterior desde la base de la excavación; además se produce un hundimiento de la parte superior y todo el frente va cediendo en una forma progresiva hasta que finalmente alcanza un ángulo de reposo estable. Insistimos que en este tipo de materiales críticos siempre es preferible diseñar un sistema de entibación para asegurar su estabilidad.

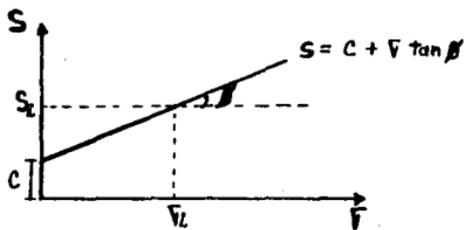
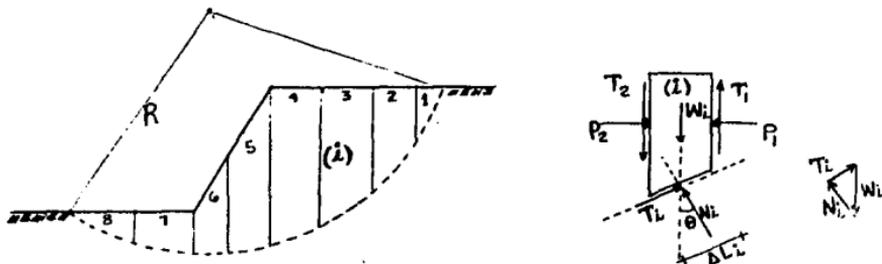
3.5.2.a) Análisis de Estabilidad de talud a un suelo cohesivo-friccionante.

($C \neq 0$; $\phi \neq 0$).

La ley de la resistencia al esfuerzo cortante es $S = C + V \tan \phi$ con esfuerzos totales para suelos en seco. Parámetros obtenidos en una prueba de laboratorio triaxial rápida (sin consolidación y sin drenaje).

Un procedimiento de aplicación del Método Sueco para la estabilidad de un talud en este tipo de suelos, se debe a Fellenius (1927) llamado procedimiento de "dovelas", aplicable a círculos de falla de base y por el pie del talud.

Se propone un círculo de falla a elección y la parte deslizante se divide en dovelas, entre mayor sea el número de dovelas los resultados del análisis son más confiables; se analiza el equilibrio de cada dovela con un espesor unitario normal al papel y se ilustra en la figura.



donde; W_i ; es el peso de una dovela cualquiera

N_i y T_i ; son las reacciones normal y tangencial

P_1, P_2, T_1, T_2 ; representan las fuerzas normales y tangenciales a las dovelas adyacentes a la i -ésima, la cual se hace la hipótesis en este procedimiento de Fellenius. No causan efectos y se consideran despreciables.

ΔL_i ; es el largo de la superficie de deslizamiento de la dovela

Estas hipótesis equivalen a considerar que cada dovela actúa en forma independiente de las demás y que N_i y T_i equilibran a W_i ; la aproximación al valor de la presión normal actuante en el arco ΔL_i se da como $\bar{v}_i = \frac{N_i}{\Delta L_i}$ con este valor de \bar{v}_i en la gráfica (3) puede entrarse a la ley de resistencia al esfuerzo cortante obtenido y obtener el valor de S_i "resistencia al esfuerzo cortante" que se supone constante en todo el arco ΔL_i .

El momento motor debido al peso de las dovelas será:

$$M_m = R \sum |T_i| \quad - (1)$$

La componente normal N_i no produce momento debido a que pasa por O que es el centro del círculo de falla su línea de acción.

Si en la corona del talud existiesen sobrecargas, su momento deberá calcularse añadiendo a la expresión (1).

El momento resistente es debido a la resistencia al esfuerzo cortante en cada dovela, por lo tanto es:

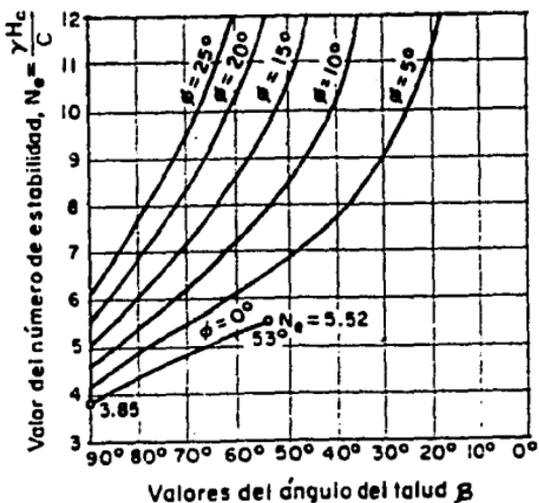
$$M_R = R \sum S_i \Delta L_i$$

Definiendo un factor de seguridad como:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{\sum |T_i|}$$

El método de análisis considera que se deben de hacer tanteos con diferentes círculos de falla calculando el F_s ligado a cada uno y llegar a la condición que el $F_{s\text{mín}}$ no sea menor que $F_s = 1.5$

Taylor estudió el análisis para los materiales cohesivos-friccionantes llegando al siguiente procedimiento graficando unas curvas en la cual se relaciona el ángulo de talud β con el número de estabilidad de un talud N_e , en función del ángulo de fricción interna del suelo; proporcionando una aproximación al problema de la estabilidad en círculos por el pie del talud.



Gráfica de Taylor para determinar el número de estabilidad de un talud, $\phi \neq 0, c \neq 0$

Se entra a la gráfica con un valor de β de proyecto, que se desea verificar y el valor del ángulo de fricción interna del suelo ϕ obtenido en pruebas de laboratorio, obteniéndose un valor de N_e correspondiente a estos datos. Entonces el factor de seguridad del talud analizado será:

$$F_s = \frac{N_e c}{\gamma H}$$

c : es la cohesión que presenta el suelo.

3.6) PROCEDIMIENTOS PARA EL CONTROL DE AGUA HACIA LAS EXCAVACIONES.

En la construcción de una obra de Ingeniería Civil por su tamaño se requiera desplantar a una profundidad superior a la que se encuentra al nivel de aguas freáticas, por lo tanto la presencia del agua dificulta e imposibilita la ejecución de la excavación para alojar la cimentación y por consiguiente resulta conveniente -- abatir dicho nivel para trabajar en seco.

El agua existente en el terreno suele ser uno de los problemas de mayor dificultad en los trabajos de excavación. Un bombeo continuo resulta un procedimiento bastante costoso y la entrada de agua del suelo circundante puede provocar el asentamiento de las estructuras adyacentes. Un flujo fuerte puede causar la erosión o colapso de los lados de excavaciones abiertas. En ciertos casos puede producirse inestabilidad en la base, debido a la filtración ascendente hacia el pozo de bombeo.

Sin embargo, con un conocimiento del suelo y de las condiciones de agua del suelo y el estudio de las leyes del flujo hidráulico, es posible adoptar métodos -- del control del agua del suelo que garantizan un procedimiento de construcción -- económico y seguro para cualquier condición.

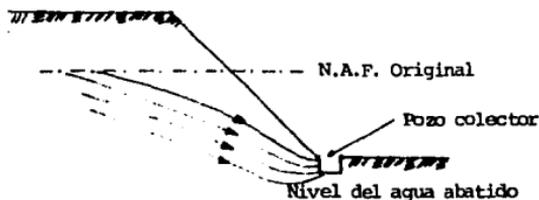
Lo importante es obtener la mayor información necesaria antes de realizar la excavación. Sucede con mucha frecuencia que después de haber iniciado la excavación se encuentra más cantidad de agua de la prevista; el constructor se ve obligado a utilizar más equipo de bombeo, y con un gran esfuerzo se logra profundizar -- más la excavación hasta que la entrada de agua es tan grande que los lados de la -- excavación comienzan a fallar con peligro inminente para los edificios próximos o las calles adyacentes. Todos los problemas ocasionados por desconocer la importancia para controlar la filtración de agua hacia la excavación, como pueden ser costoso excesivo en el bombeo infructuoso, de la excavación suplementaria del material

desprendido, de la reparación de daños y del tiempo empleado por el equipo y mano de obra, será mucho más elevado que si el sistema de control de agua adecuado se hubiese empleado desde el principio.

3.6.1) Filtración de agua en las excavaciones.

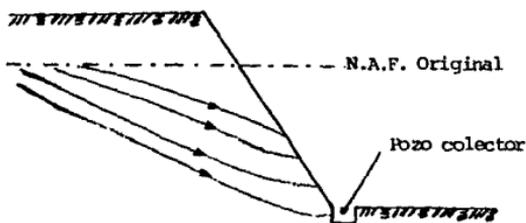
En excavaciones a cielo abierto con taludes sin apuntalar, podemos mencionar los siguientes casos:

a) Las líneas de flujo del agua del terreno, con una altura de caída relativamente pequeña en una excavación abierta en suelo permeable como se indica en la siguiente figura. La superficie del agua se inclina hacia el pozo de bombeo y debido al pequeño desnivel y a la escasa inclinación, las líneas de filtración no emergen en los taludes de la excavación y las condiciones son perfectamente estables, recolectando el agua en un pozo colector y conduciéndola a un cárcamo de bombeo, para de ahí expulsarla.



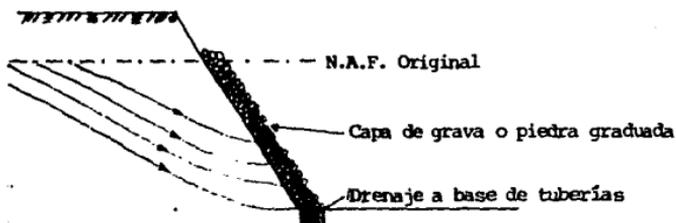
a) Condiciones estables.

b) Si la pendiente de un talud en una excavación es muy inclinada, el agua fluye desde el frente y si la velocidad es suficientemente elevada provocará el movimiento de partículas del suelo y la erosión de la superficie del talud conduciendo al socavamiento y colapso del mismo.



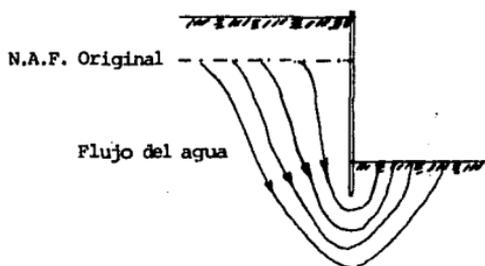
b) Condiciones Inestables.

c) Una solución al problema presentado en b) es cubrir el frente excavado con un material filtrante de grava bien graduado que permita el paso del agua pero retenga las partículas finas del suelo. Este tipo de inestabilidad es muy fácil que ocurra en arenas finas o con granulometría uniforme. El riesgo es mucho menor en gravas arenosas bien graduadas ya que estos materiales actúan por sí mismos como filtros.



c) Estabilidad de la pendiente por medio de un recubrimiento.

d) En el caso de excavaciones con tablestacas, piloteadas o vigas H, las líneas de flujo se dirigen verticalmente hacia abajo por detrás del tablestaca do emergiendo después en el interior de la excavación. Esta filtración ascendente puede causar muy fácilmente la inestabilidad de la base y del fondo de la excavación debido a la ebullición que se produce cuando la velocidad del flujo de agua ascendente es suficientemente alta para mantener la suspensión de partículas de suelo. Un método para su estabilidad es aumentar la longitud de la vía de filtración o sea hincando una longitud considerable la tablestaca.



d) Filtración en una excavación tablestacada.

Los casos mencionados anteriormente son aplicables principalmente a la filtración de agua del terreno en suelos permeables tales como arenas o gravas y materiales similares que contengan proporciones bajas de limo y/o arcilla.

En suelos rocosos el agua del terreno suele filtrarse por el frente en forma de chorros o goteras procedentes de fisuras o capas más permeables y generalmente no hay riesgo de inestabilidad, excepto en los casos en que se produce un flujo considerable a través de una roca débil.

El procedimiento usual para construir el pozo colector para el bombeo es en el punto más bajo de la excavación y proseguir dicho bombeo hasta que la cimentación quede ya construída.

3.6.2) Cálculo del caudal de filtrado en las excavaciones.

En las excavaciones profundas es necesario calcular la cantidad de -- agua que debe bombearse para abatir el nivel de aguas freáticas por debajo -- del nivel de desplante de una cimentación. Esta cantidad debe conocerse para que se pueda disponer del número y capacidad requerido del bombeo. Un -- método de cálculo normalmente utilizado es el que emplea la fórmula de -- Du Puit-Forchheimeri :

$$Q = \pi k \frac{h_e^2 - h_w^2}{\log_e \frac{r_e}{r_w}}$$

en donde:

Q = .descarga del pozo por unidad de tiempo.

K = constante de permeabilidad del suelo.

h_e = valor de h cuando $r = r_e$ (de acuerdo a la siguiente figura).

h_w = altura del agua en el pozo por encima del estrato impermeable durante el bombeo.

r_e = radio externo del sistema de desagüe supuesto.

r_w = radio del pozo.

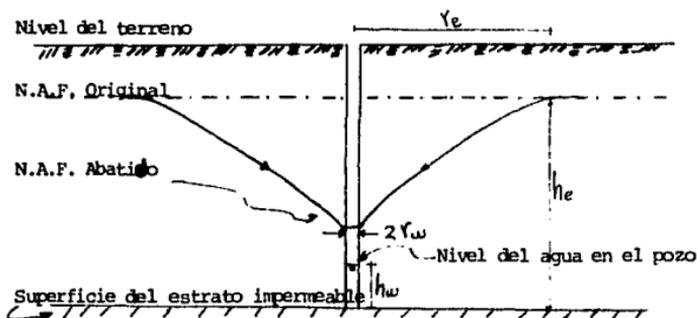
El coeficiente de permeabilidad k puede calcularse a partir de la -- granulometría media:

$$k = C D_{10} \text{ (cm/seg)}$$

C = factor que varía entre 100 y 150

D_{10} = tamaño efectivo de la partícula en cm.

En obras de gran importancia puede estar justificado el uso de ensayos de laboratorio de permeabilidad del suelo.



En el caso de cortinas de tubos de extracción, suele suceder que las empresas especializadas de los distintos sistemas patentados de tubos de extracción debido a sus conocimientos y experiencias dan una idea bastante --- aproximada sobre el número y capacidad de bombeo, suponiendo que se les suministre informaciones de sondeos y curvas granulométricas de los estratos - del suelo.

Cuando la profundidad de la excavación proyectada sea mayor que la profundidad a la que se localice el nivel de aguas freáticas (N.A.F) en un suelo permeable que tenga un coeficiente de permeabilidad mayor que 10^{-3} cm/seg, el suelo deberá desaguar para que permita la construcción de las cimentaciones en seco. Si el coeficiente de permeabilidad del suelo está comprendido entre 10^{-3} y 10^{-5} cm/seg, la cantidad de agua que fluye hacia dentro de la excavación puede ser pequeña, sin embargo puede requerirse drenaje para mantener la estabilidad de los frentes y el fondo de la excavación. Si el coeficiente de permeabilidad es menor que 10^{-7} cm/seg, es probable que el suelo posea suficiente cohesión para vencer la influencia de las fuerzas de filtración y es probable no ser necesario el drenaje, aunque la excavación se extienda a considerable profundidad abajo del nivel de aguas freáticas.

Otros autores consideran que si el coeficiente de permeabilidad del suelo está comprendido entre 10^{-4} y 10^{-6} cm/seg, no resulta satisfactorio ningún procedimiento de inyección, en estos casos la estabilización del suelo puede efectuarse por electro-ósmosis que es uno de los métodos que se han utilizado en la Cd. de México, lo cual es un método eléctrico para crear presiones de filtración y producir consolidación en los suelos finos.

Uno de los factores importante en la magnitud de las expansiones debido a las descargas lo son las fuerzas de filtración que se establecen cuando comienza el flujo hacia el fondo de las excavaciones. En la Cd. de México se han medido gradientes de 2m. lo que corresponde a fuerzas de volumen de 2 ton/m³ magnitud suficiente para producir agrietamientos en el fondo y el cuerpo del talud.

Para reducir a un mínimo los efectos de la descarga se han usado en la Cd. de México los siguientes procedimientos:

- 1.- Construcción de las cimentaciones con excavación parcial en el área, -- formando zanjas y celdas de superficie reducida. (recomendable en excavaciones de menos de 7 m. de profundidad y con menos de 300 m³ de volumen de excavación).
- 2.- Bombeo bajo el fondo de la excavación (recomendable en excavaciones mayores de 300 m³ de volumen de excavación).
- 3.- Bombeo electro-osmótico (recomendable en excavaciones mayores de 300 m³ de excavación).

3.6.3) Métodos para abatir el nivel de aguas freáticas.

En los trabajos de excavación así como en los procesos geotécnicos -- asociados pueden utilizarse los siguientes métodos para el control del agua del terreno:

- 1.- Bombeo desde pozos abiertos.
- 2.- Bombeo con tubos de achique.
- 3.- Bombeo desde pozos perforados.
- 4.- Bombeo desde pozos horizontales.
- 5.- Electro-ósmosis.

La elección del método a utilizar depende de las características del suelo y de las condiciones del lugar. Por ejemplo, el bombeo desde pozos -- abiertos puede utilizarse en la mayoría de suelos suponiendo que la superficie del lugar es suficientemente grande para permitir que los frentes de la excavación tengan pendientes estables y que en las proximidades de la excavación no existan estructuras importantes que podrían ser dañadas por el -- asentamiento producido debido a la extracción del agua. Los tubos de achique o los pozos perforados pueden usarse en condiciones más restringidas.

La variedad de tipos de suelo que son aplicables los distintos métodos ha sido clasificada por Glossop y Skempton y se indica en las curvas de distribución del tamaño en los diagramas 1 y 2.

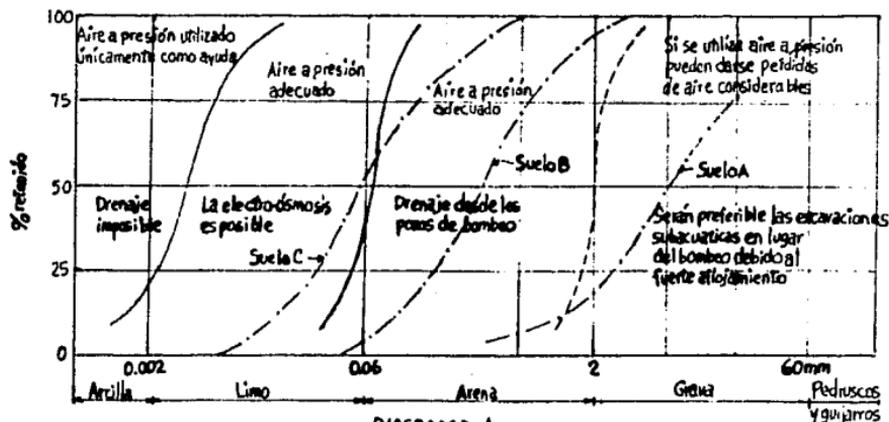


DIAGRAMA 1.

VARIACIÓN DEL TAMAÑO DE LAS PARTÍCULAS PARA DISTINTOS PROCESOS DE ACHIQUE DEL AGUA DEL TERRENO (GLOSSOP Y SKEMPTON)

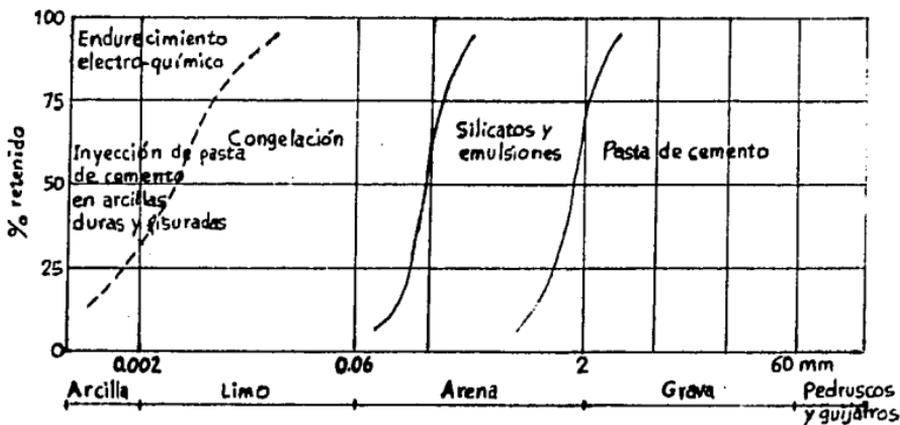


DIAGRAMA 2

VARIACION DEL TAMAÑO DE LAS PARTICULAS PARA DISTINTOS PROCESOS GEOTECNICOS (GLOSSOP Y SKEMPTON)

Para hacer uso de estas curvas, la distribución del tamaño de las partículas del suelo se obtiene por ensayos de tamizado, y la curva granulométrica obtenida se dibuja en uno u otro de los dos diagramas o bien en ambos a la vez. Por ejemplo, la grava gruesa (suelo A) en el diagrama 1 puede resultar inadecuada para el empleo de tubos de achique debido a la gran circulación de agua a través del terreno altamente permeable. Sin embargo, observando el diagrama 2, se observa que la grava puede tratarse con una inyección de pasta de cemento para eliminar o reducir en gran parte el flujo de agua hacia el interior de la excavación. La arena gruesa a fina (suelo B) es adecuado para bombeo con tubos de achique pero si existe algún riesgo de daño en las estructuras vecinas debido al descenso del nivel de la capa freática, el diagrama 2 nos muestra que puede emplearse la consolidación química para solidificar el suelo y reducir la entrada de agua. El limo arenoso (Suelo C) resulta demasiado fino para el empleo de tubos de achique, pero se puede utilizar la electro-ósmosis para abatir dicho nivel, todos estos procedimientos se detallan a continuación.

1.- Bombeo desde pozos abiertos.

Puede aplicarse a la mayoría de suelos y rocas, los costos de instalación y mantenimiento de la planta de bombeo son comparativamente bajos. Este método resulta esencial en donde no pueden utilizarse los tubos de achique o pozos perforados debido a los grandes guijarros. Es el único método práctico para excavaciones en roca como sería algún sitio de la zona de lomas.

La característica esencial de este método es la construcción de un pozo colector por debajo del nivel general de excavación en uno o varios lados o esquinas. Para mantener el suelo de excavación limpio de agua estancada se efectúa una zanja alrededor del fondo de la excavación, dirigiendola hacia el pozo colector.

Las medidas a tomar son la estabilidad de los frentes de una excavación, debido a la posible erosión que ocasiona el agua que fluye dentro de la excavación. Otra característica de este sistema es que el agua fluye hacia la excavación y por consecuencia las pendientes deben ser de 1:1 ó 1:3 para asegurar la estabilidad en excavaciones a cielo abierto con taludes sin apuntalar.

Tipos de Bombas adecuadas para pozos abiertos.

- a) De diafragma levantado a mano: Son adecuados para bombeos intermitentes en pequeñas cantidades.
- b) De diafragma accionado por un motor: Pueden extraer limo y arena fina en cantidades limitadas.
- c) Bombas Neumáticas: Son útiles para bombeo -- intermitente en lugares en los que puede --- utilizarse aire a presión.
- d) Bombas centrifugas de cebado autónomo: Utilizadas para un bombeo uniforme de agua limpia, es necesario colocar un buen filtro alrededor de la bomba para que evite que bombe agua con material porque se causa un desgaste excesivo en el motor.
- e) Bombas de desplazamiento Rotatorio (monobombas). Pueden evacuar cantidades considerables de arena fina y limo.
- f) Bombas descendibles: Adecuadas para trabajar en pozos profundos o en espacios reducidos - en donde las bombas han de bajarse a medida que disminuye el nivel de la capa freática.

2.- Bombeo con tubos de achique (Wellpoints).

El sistema de tubos de achique para abatir el nivel del agua freática -- comprende la instalación de un cierto número de pozos de filtración, aproximadamente de 0.90 m. de longitud alrededor de la excavación. Estos se conectan por medio de unas tuberías verticales de elevación a una tubería principal al nivel del terreno, que está sometida al vacío por una unidad de bombeo.

El agua fluye por gravedad hasta el pozo filtrador y es absorbida por el vacío hacia la tubería principal, siendo descargada a través de la bomba. El sistema de tubos de achique tiene la ventaja de que el agua es extraída de las pendientes de la excavación, estabilizándose así los frentes y permitiendo unas pendientes más inclinadas; las pendientes generalmente empleadas tienen una inclinación de 1: 1/2 cuando se usa este sistema en arenas finas, y por este motivo se proporciona un ahorro considerable en la excavación total en comparación con el método de bombeo desde pozos abiertos. Otra de las ventajas en comparación con los pozos colectores es de que el agua es filtrada a medida que se elimina del terreno y lleva por lo tanto muy pocas partículas en suspensión, por consecuencia el peligro de hundimiento del terreno circunvecino es muchísimo menos que el método citado en 1).

Una desventaja de este sistema es su limitada altura de succión. Un desague de unos 4.8 m. a 5.4 m. bajo el nivel de bombeo suele considerarse como el límite práctico, si se intenta aumentar la profundidad lo que se consigue es que penetre en el sistema a través de las juntas de tuberías, válvulas, etc., una cantidad excesiva de aire, con la consiguiente pérdida de eficacia del bombeo. Para excavaciones de mayor profundidad los tubos de achique deben ser instalados en dos o más niveles. Otra de las desventajas que podemos citar es que en terrenos a base de grandes cantidades de grava -

gruesa, rocas alteradas, o arcillas muy duras, es imposible introducir los tubos de achique y tienen que ser colocados en unos agujeros previamente perforados por lo que se supone un incremento en los costos de instalación.

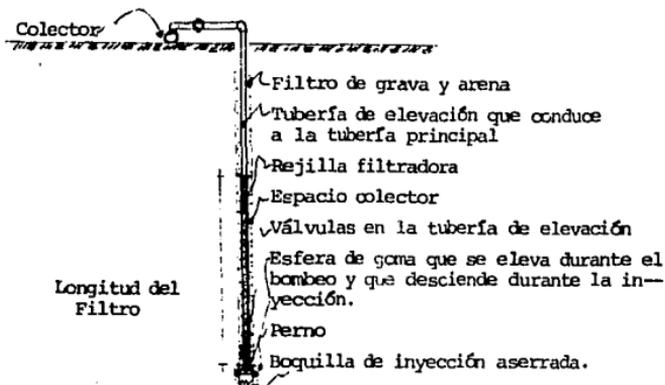
Los pozos filtradores o tubos de achique consisten generalmente en un filtro de malla, de unos 0.90 m. de longitud y de 6.25 a 7.5 cm. de diámetro que rodea a una tubería central de elevación. El agua extraída a través del filtro cae en el espacio comprendido entre la malla y el exterior de la tubería de elevación hasta unos agujeros taladrados en el fondo de esta tubería y de allí se expulsa a la superficie. El fondo de la tubería de elevación termina en una válvula de retención.

La capacidad de un tubo de achique sencillo con un tubo elevador de 5 cm. de diámetro suele ser de unos 227 lts/min.

La separación entre los tubos alrededor de la excavación depende de la permeabilidad del suelo y del tiempo aprovechable para efectuar la extracción.

En arenas finas o gruesas y en gravas arenosas suele ser satisfactoria una separación de 75 a 90 cm. En arenas limosas con una permeabilidad relativamente baja, es suficiente con una separación de 1.50 m.

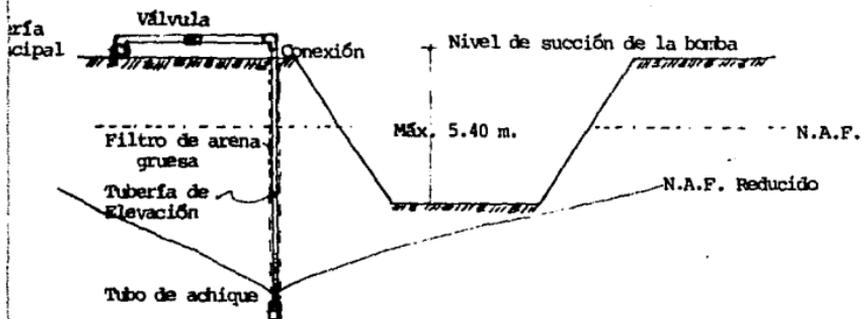
Disposición en forma de diagrama de un tubo de achique



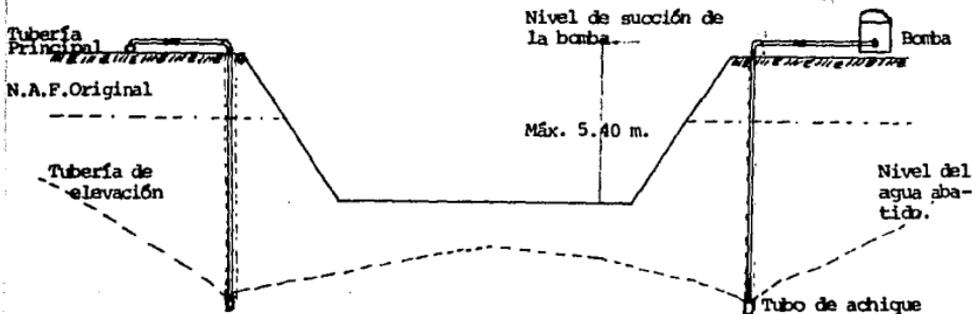
Instalación de tubos de achique de fase sencilla por el método Progresivo.

Para colocar los tubos de achique suele requerirse agua a una presión de hasta 14 kg/cm² o perforar a través del suelo con una barrena de mano según sea el caso y por el espacio anular se alimenta con arena gruesa para formar un filtro suplementario alrededor del tubo de achique, para proteger contra el arrastre del material fino del terreno que podría obstaculizar el sistema o provocar algún hundimiento local.

Los tubos de achique resultan muy eficaces en arenas y gravas arenosas de moderada permeabilidad. En arenas limosas es lenta aunque se llegan a drenar eficazmente.



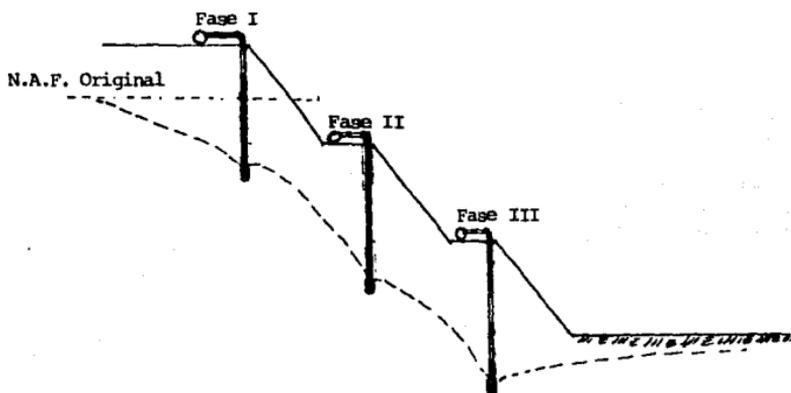
a) Tubos de achique en un lado de la excavación.



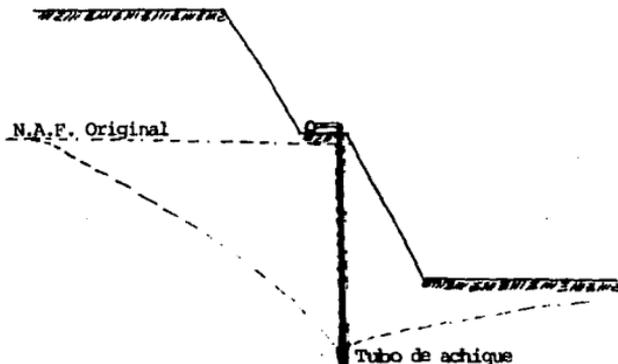
b) Tubos de achique a ambos lados de una excavación ancha.

Instalación de tubos de achique en fases.

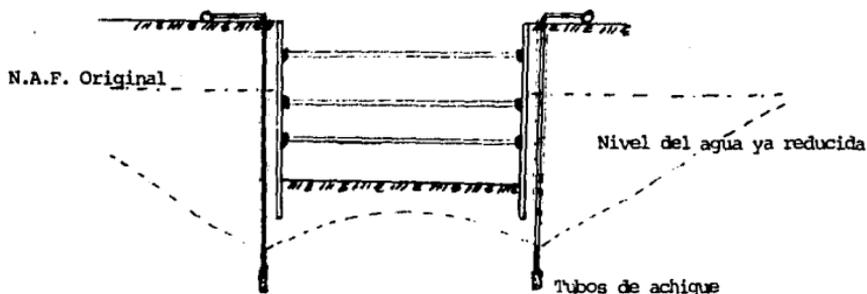
Cuando es necesario profundizar la excavación en más de 5.40 m. y abatir el nivel abajo del nivel de desplante existen otros sistemas como se ilustra en (1), (2) y (3).



1) Instalación de tubos de achique en 3 fases.



2) Reducción del nivel del terreno antes de la instalación del tubo de achique.



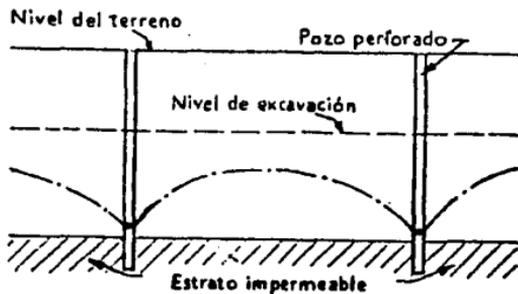
3) Tubos de achique en excavaciones tablestacadas.

3.- Bombeo desde pozos perforados.

Este procedimiento puede efectuarse mediante unas bombas de superficie con las tuberías de succión instaladas en pozos perforados; generalmente la profundidad de extracción suele ser a 7.5 m. como máximo.

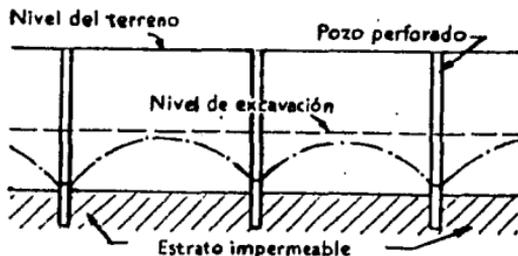
Para instalar un pozo perforado consiste en efectuar primeramente un agujero entubado con un diámetro de 20 a 30 cm. dependiendo del diámetro del tamaño de las bombas sumergibles.

Este otro método es aplicable en suelos correspondientes a gravas y arenas, y no deben instalarse pozos perforados de gran diámetro en las proximidades de alguna estructura porque provocaría hundimientos. Una vez instalado el revestimiento del pozo, se coloca un filtro de grava entre el revestimiento interior y del pozo en toda la longitud en la que se pretende hacer descender el nivel de agua.



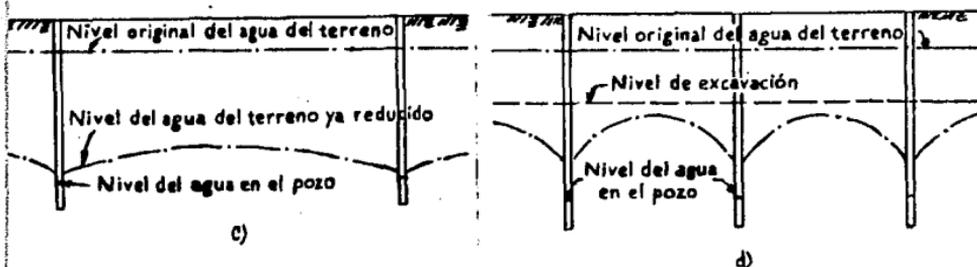
a)

La profundidad del pozo depende de la distancia a un estrato impermeable, — así en la figura a) el estrato impermeable se encuentra a gran profundidad, las — bombas pueden colocarse holgadamente bajo el nivel de excavación y es posible por — lo tanto, adoptar una separación más bien amplia.



b)

En la figura b) el estrato impermeable se encuentra relativamente cerca de — la parte inferior del nivel de excavación y no tiene objeto colocar la rejilla de — filtración por debajo del estrato impermeable. Esto limita la profundidad de ex — tracción por lo que se adopta una separación reducida. La forma de la curva de — extracción depende de la permeabilidad del suelo.



c) Descenso del nivel en grava arenosa
Suelo de permeabilidad alta, induce a una separación amplia porque su curva de extracción es plana.

d) Descenso del nivel en arena limosa
Suelo de permeabilidad relativamente baja, por lo tanto induce a una separación menor entre los pozos, siendo la curva de extracción reducida.

4.- Bombeo desde pozos horizontales.

Este procedimiento es solo aplicable en aquellos casos en que no puede hacerse uso de los pozos perforados, tubos de achique, pozos abiertos, siendo típico en los lugares en que se han de efectuar excavaciones profundas a través de un terreno que contenga gran cantidad de agua hasta alcanzar un estrato impermeable, debido a estos casos especiales es poco usual este método en las zonas comprendidas de la Cd. de México, por lo cual nada más se comenta.

5.- Electro-ósmosis.

Los suelos con un tamaño de partículas finas, como son los limos y las arcillas, son más difíciles de drenar debido a que las fuerzas capilares que actúan sobre el agua intersticial impiden su libre circulación bajo las fuerzas de gravedad de un pozo colector o filtrador, por lo tanto este método se utiliza en suelos finos y ha dado buenos resultados.

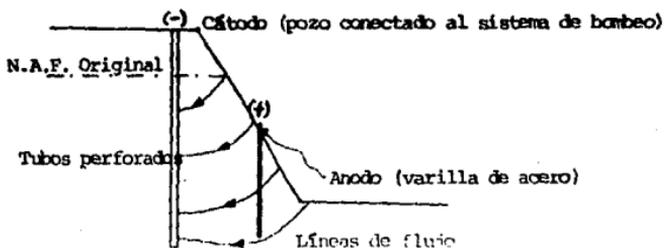
Se ha desarrollado principalmente para remediar situaciones en donde otros métodos han fracasado en su utilización. El principal inconveniente es su elevado costo de instalación y mantenimiento.

En el sistema de electro-ósmosis, se hace circular una corriente continua desde unos ánodos que consisten en unas varillas de acero hincadas en el suelo, hasta los pozos filtradores que actúan de cátodos. Las partículas de agua cargadas positivamente fluyen a través de los poros del suelo y son recogidas en los cátodos desde donde son bombeadas hasta la superficie.

Casagrande, ha probado que la ecuación de flujo similar a la ley de D'Arcy dependiendo de la velocidad de flujo de la porosidad del suelo y el potencial eléctrico, en algunas pruebas de este proceso que han sido recopiladas se ha utilizado una corriente de 100 amperios con una energía de 0.5 a 1.4 kw. por metro cúbico de suelo drenado para excavaciones grandes y un máximo de 14 kw. por metro cúbico para excavaciones pequeñas.

Instalación de electro-ósmosis.

Los ánodos se colocan lo más cerca posible de la excavación haciendo que el agua del suelo se aleje de los pendientes, lo cual estabiliza eficazmente y permite que se empleen inclinaciones mayores, incluso en limos blandos y arcillas blandas. Los ánodos se corroen fácilmente y es preciso renovarlos constantemente, pero los cátodos permanecen en servicio durante períodos largos.



Finalmente mencionaré otros procesos de eliminación o reducción del flujo de agua hacia las excavaciones por su poca utilización, mediante:

- a) Inyección de pasta de cemento, suspensiones de arcilla o betún.
- b) Consolidación química.
- c) Aire a presión.
- d) Congelación.

Generalmente estos procesos son muy costosos, se llegan a utilizar en obras de mucha importancia y en donde la permeabilidad es tan elevada que - los métodos anteriormente desarrollados requieren una capacidad de bombeo - muy elevada, son comúnmente suelos rocosos con agua intersticial, suelos -- que no se presentan dentro de las zonas estudiadas en este trabajo.

3.7) EQUIPO MECANICO UTILIZADO PARA EXCAVACIONES EN LA CD. DE MEXICO.

La elección del equipo para excavaciones de gran volumen está determinado principalmente por la cantidad de material de desperdicio y la distancia al tira dero.

Las excavadoras mecánicas pueden cavar en gravas, arenas, limos y arcillas o alguna mezcla de estos suelos, también en rocas laminadas como las margas las calizas y esquistos, sin necesidad de utilizar explosivos. Las excavadoras mecánicas del tipo de pala frontal pueden convertirse en explanadoras, dragalinas o retroexcavadoras, por consiguiente puede efectuarse la excavación en forma distinta empleando en todas ellas la misma máquina. Como los muros y columnas de una edificación o en una excavadora de pala frontal para excavaciones de gran volumen. La explanadora puede efectuar excavaciones superficiales al nivel de cajones para alojar la cimentación de edificios, etc.

Si la distancia de tiro del material de desecho es próxima a la excavación, suponiendo unos 100 m., se utilizaría un Bulldozer (explanadora de empuje) o un angledozer (explanadora angular). Para distancias mayores, es decir, de 100 a 500 m. trabaja con eficiencia las excavadoras de orugas o neumáticos. Para distancias aún mayores de unos 600 a 800 m., será necesario emplear los tractores o trascavos y así la distancia es aún mayor se necesitarían excavadoras para cargar en camiones para su acarreo.

Por lo anteriormente explicado, el tamaño y la profundidad de la excavación, las condiciones del suelo y el suficiente lugar para maniobrar con holgura una máquina son factores que determinan que tipo de equipo mecánico utilizar.

- Las explanadoras y las palas de carga son solo adecuadas para cortes superficiales hasta 2 o 3 m. de profundidad, ya que con la primera instalación de algún adernado, el método del cucharón no es tan eficiente como el de otros tipos y la carga en camiones requiere que el brazo sea elevado, con lo que el ciclo de carga resulta demasiado lento.

- La pala frontal es el tipo de excavadora más eficaz para excavaciones vo luminosas. La altura del frente está condicionada por el tamaño de la máquina, - porque resultaría antieconómico utilizarla para profundidades de 1 a 1.50 m.

La principal característica de una pala frontal desde el punto de vista de excavación de cimentaciones es que debe permanecer al nivel de la excavación y descargar sobre camiones situados al mismo nivel, esto nos obliga a construir una rampa para que la máquina pueda entrar y salir con facilidad de la excavación, -- por lo cual resulta inadecuada para excavaciones profundas en áreas limitadas en las que no hay espacio suficiente para la formación de la rampa.

- Las retroexcavadoras son menos eficaces que las palas frontales en lo -- que a excavación se refiere, estando limitada su profundidad de excavación por la longitud del brazo giratorio y el brazo del cucharón. Sin embargo son máquinas -- muy adecuadas para excavaciones profundas en zonas pequeñas tales como bases de -- columnas o excavaciones de zanjas. Con la ventaja de funcionar desde el nivel -- del terreno evitando la construcción de rampas.

- Las dragalinas poseen la ventaja de trabajar desde el nivel del terreno y su profundidad de excavación solo está limitado por la cantidad de cable que -- puede enrollarse sobre el tambor. Tienen la desventaja de no poder excavar con frentes verticales en todos los lados de la excavación y, debido al cucharón oscilante, el tiempo de carga a camiones es mayor que con los tipos de cucharón -- fijo.

- Las excavadoras de quijadas, suspendidas de grúas fijas o móviles o --- grúas tipo excavadoras son lentas en su funcionamiento debido al tiempo empleado para cerrar el cucharón de quijadas y meterlo y sacarlo de la excavación. Sin embargo, son las máquinas más adecuadas para excavaciones profundas en zonas reducidas, siendo el único tipo de excavadora que puede trabajar en pozos o zanjas entibadas. Para cada tipo de suelo existen distintos tipos de excavadoras de -- quijadas.

- Las palas de arrastre, son máquinas utilizadas esencialmente para excavar en grandes zonas en terreno blando (lodos) o en el agua, en donde otro equipo son incapaces de funcionar, este tipo de máquina no debe emplearse en excavaciones de un suelo normal. Constan de un cucharón excavador que se mueve a lo largo de un cable proveniente de la máquina, suspendido de una torre.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

CAPITULO IV

EXCAVACION EN ZONA DE TRANSICION

4.1) TIPO Y CARACTERISTICAS DEL SUELO

Al pie de las sierras y por el cambio brusco de la pendiente en los ríos, - se localizan grandes depósitos aluviales de composición muy variable y estratificación cruzada o lenticular, manifestación de una dinámica erosiva muy prominente en los diferentes períodos de lluvia intensa alternados con otros muy secos.

Las partes bajas, entre las sierras y la región central de la cuenca, predominan las formaciones lacustres constituidas por ceniza volcánica, intercaladas con pónex, arenas finas y línos.

Estos depósitos cubren o aparecen intercalados con estratos de origen aluvial, o bien, se encuentran en contacto de las formaciones pétreas típicas de las zonas altas. En general estas formaciones lacustres son altamente comprensibles y de baja resistencia al corte.

Se han reconocido tres condiciones típicas:

- 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.
- 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, general---- mente duros y más resistentes.

3) Abrupta.- Que se distingue porque los depósitos lacustres están en contacto con la formación rocosa, tapizada por derrubios o suelo residual. Puede clasificarse también dentro de la condición - 2). el caso de derrames de lava sobre arcillas o suelos aluviales, cubiertos por otras capas más recientes de la formación lacustre o acarreo fluviales; esta disposición se ha encontrado en algunos lugares circundantes.

Es importante señalar que la delimitación de las zonas lacustre, aluvial, pétreo y sus respectivas transiciones (Figura 4L) es aproximada, dado que la información recabada sobre estratigrafía y propiedades es reducida y dispersa; casi sin excepción, los sondeos realizados corresponden a estudios de predios en que se proyectaron obras de importancia.

ZONA ALUVIAL.- La característica destacada de los depósitos en esta zona es la heterogeneidad de los suelos, que pueden estar dispuestos en estratos o en forma lenticular. Dependiendo del espesor de la cubierta superficial y la dureza de los suelos, será aconsejable el pozo a cielo abierto para explorar y muestrear, o bien, el uso de equipo rotatorio con mostreador tipo denison.

ZONA DE TRANSICION.- La variedad de condiciones que pueden encontrarse en estas zonas de transición entre las formaciones lacustres, aluvial y pétreo, hacen poco menos imposible la elección anticipada del tipo de explotación y muestreo requerido. Los equipos a usar deben ser versátiles en cuanto a herramienta y capacidad propulsora; el pozo a cielo abierto es la alternativa viable hasta la profundidad de 10 mts., extendida con barrenación rotatoria.

La observación de campo con fines de localizar grietas y el asentamiento diferencial en transiciones abruptas, pueden ser aspectos determinantes del diseño de la cimentación.

En la zona de transición se tienen depósitos de tipo lacustre que recibieron posteriormente depósitos aluviales.

ZONA PONIENTE.- La sierra de las cruces está formada por toba limosa y arcillosa impermeable cuya pendiente hacia la zona lacustre es relativamente suave en comparación con la pendiente del cerro de los peñones y el cerro de Tepeyac. La presencia de los ríos del poniente que se presentan en la figura 4.2, corroboran lo anterior. En estas condiciones los depósitos aluviales se sedimentan suavemente sobre la arcilla del lago de la ciudad de México generando estratigrafías como la siguiente: capas superficiales de suelos arcillosos o limosos con contenido de agua bajo, en estado suelto o consistencia blanda. Bajo estos suelos y hacia la zona de lago principia a encontrarse una capa de arcilla lacustre de alta compresibilidad, cuyo espesor aumenta hacia el centro del lago. Finalmente a continuación de estos suelos se tiene la toba característica de la zona pétreo. Esto ocurre en todo el límite Poniente del Lago, desde Chapultepec hasta unos kilómetros al sur del río Churubusco. Esta situación se refleja en el comportamiento de las cimentaciones graduando las variaciones estratigráficas y haciendo relativamente benignos los problemas de cimentación de esta zona que es la conocida tradicionalmente como zona de transición.

ZONA NORPONIENTE.- Comprende la zona de depósitos aluviales de los ríos Tlalnepan-tla, de los Remedios y San Javier (zona Vallejo). En esta zona, según se describe más adelante, la erraticidad es mucho mayor que en el poniente, en vista de que los cauces corren sobre los suelos arcillosos, durante la alternativa de épocas de lluvia y sequía erosionándolos y dejando bolsas de arena a distintas elevaciones (figura 4.3). Se observa después de lo que pudiera llamarse la capa dura, que es la zona a partir de la cual principia a aparecer arena compacta, estratificaciones de arena y arcilla lacustre de espesor variable hasta 60 m. de profundidad. En esta zona el espesor neto de los estratos compresibles de un punto a otro suaviza el problema de hundimientos regionales dando asentamientos relativamente uniformes, a pesar de tener variaciones estratigráficas muy importantes.

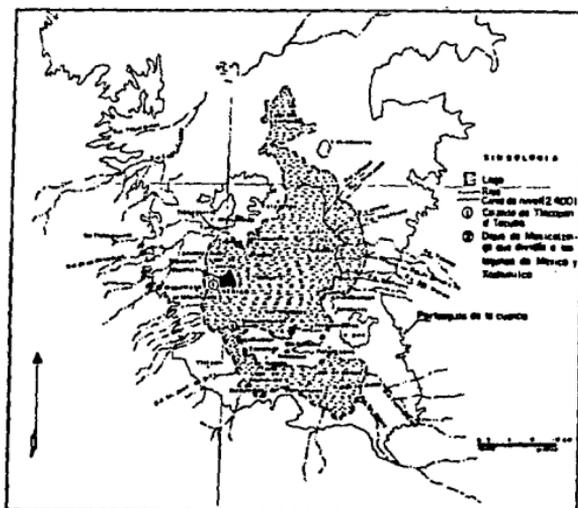


Fig.4.2) Afluencia de los ríos por la zona poniente del Valle de México.

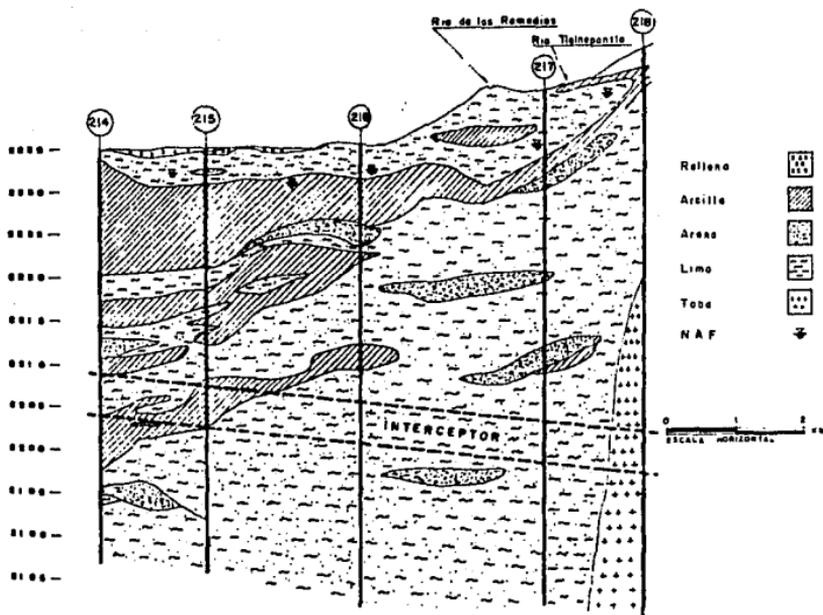


Fig. 4.3) Perfil estratigráfico a lo largo del interceptor central de la Cd. de México.

4.2) EXCAVACION EN DEPOSITOS ESTRATIFICADOS

En algunos sitios, depósitos de arcilla o de otros suelos impermeables se encuentran intercaladas en suelos permeables como son las gravas y arenas. La excavación a cielo abierto pueden efectuarse sin dificultad a través de dichos suelos. Sin embargo, si existen huecos ocupados por agua o bolsas de aire en los suelos permeables éstos tenderán a romperse, por lo tanto provocarán que los estratos de arcilla puedan socavarse debido a la remoción de la arena y esto puede producir asentamientos aún a distancias considerable del punto en el que se hace la excavación. Los casos más frecuentes de estratificación en la práctica son aquellos en que un estrato de arcilla firme se presente sobre otro de arcilla suave o que un estrato de suelo friccionante sobreyace a otro estrato cohesivo poco resistente.

En estos casos, el efecto de estratificación es una distorsión en la superficie de falla, que tiende a crecer en el estrato débil y a tener desarrollos mínimos en el más fuerte. Obviamente para que lo anterior suceda es preciso que la frontera del estrato débil no esté muy lejana del nivel del desplante; en caso contrario, no se sabe muy bien cual sea el efecto de la presencia del estrato débil, pero su efecto va haciéndose de menor importancia, según aumenta la separación, al grado que cuando la separación es del orden de dos veces el ancho de la excavación el efecto de su presencia es prácticamente despreciable.

Se han calculado ademas en el subsuelo del Valle de México con base en los criterios empíricos de Terzaghi, Peck y Tomlinson correspondiente a suelos arenosos y cohesivos, obteniendo resultados positivos siempre y cuando el ademado esté cuidadosamente acañado, bien construído y conservado, utilizados en la construcción del Ferrocarril Metropolitano de la Cd. de México a partir de 1967.

La reducción de la resistencia del suelo arcilloso en la Cd. de México con respecto al tiempo, probablemente se deba a los cambios de contenido de agua propiciados por la descarga en la excavación, por tal motivo sea conveniente utilizar factores de seguridad como a continuación se mencionan.

Corte	Factor de seguridad recomendable
para taludes por largo tiempo	3
para taludes temporales	2

La falla de los taludes en la Cd. de México, se asemeja a una forma de superficie de falla cilíndrica, por lo cual el método más recomendable es el método sueco.

4.2.1) Análisis de la estabilidad de taludes sin apuntalar en suelos estratificados por el método sueco.

En la práctica es muy común encontrarnos con suelos estratificados de diferentes características como el mostrado en la figura donde se muestran tres estratos:

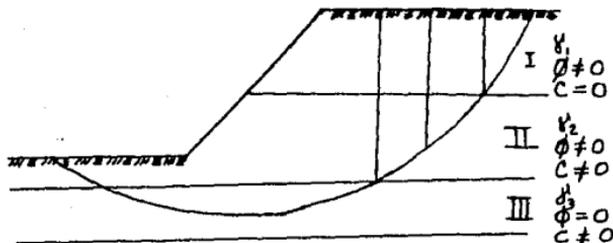


Figura 4.4) Taludes en suelos estratificados

Estrato I : Suelo puramente friccionante

Estrato II : Suelo cohesivo-friccionante

Estrato III : Suelo puramente cohesivo

Se considera un círculo de falla supuesto, dividida por dovelas, de manera que ninguna base de dovela trazarla entre dos estratos, con el fin de facilitar los cálculos.

Para obtener el peso de cada dovela, se multiplica la parte del área de la dovela que esté en cada estrato por su correspondiente peso volumétrico.

En el caso de que la base de las dovelas se encuentren por ejemplo en los estratos como el I y II de la figura deberán de calcularse por separado de acuerdo a su ley de resistencia al esfuerzo cortante del tipo de suelo de que se trate, aplicando el método de Fellenius expuesto en este trabajo, obteniendo momentos motores $M_m = R \sum \Delta L_i$ y momentos resistentes $M_R = R \sum \Delta L_i$, como resultados parciales.

Para el caso del estrato III de la figura debe aplicarse el análisis para un suelo cohesivo aplicando las fórmulas $M_m = Wd$ de momento motor y $M_R = CLR$ de momento resistente, obteniendo resultados parciales.

La suma de los momentos parciales motor y resistentes nos conducen a obtener los momentos totales y con ellos calcular el factor de seguridad F_s correspondiente al círculo de falla elegido; calculando con otros círculos de falla se puede llegar al $F_{s \min}$ que no debe ser menor de 1.5.

$$\therefore F_s = \frac{\sum M_R}{\sum M_m}$$

De acuerdo a este método se utilizan las siguientes hipótesis:

- 1) Se considera una falla circular.
- 2) El análisis es bidimensional, de acuerdo a un estado de deformación plana.
- 3) Es válida la ley de resistencia de Mohr - Coulomb.
- 4) La resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en toda la superficie de deslizamiento.
- 5) Entre las dovelas no existe interacción entre ellas.
- 6) El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia promedio al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla y los esfuerzos cortantes actuantes medios en dicha superficie de falla.

cortes en arena sobre el nivel freático pueden evitarse proyectando correctamente los diferentes miembros para soportar las presiones de tierra a que quedarán sometidos.

Las excavaciones que se prolongan abajo del nivel freático en arena, es recomendable abatir dicho nivel antes de empezar la excavación y una vez hecho este proceso se excava y se apuntala. Los muros de tablestacas pueden ser relativamente impermeables en comparación con la arena; si el nivel del agua permanece más arriba fuera de la tablestaca que dentro de la excavación, se establece un flujo por la parte del fondo hacia arriba y se puede producir una inestabilidad en el suelo que se supone que esta parte proporcionará apoyo lateral a la porción hincada abajo del nivel de desplante, y por lo tanto se producen grandes movimientos hacia adentro de las porciones inferiores de las tablestacas con la consecuencia de sufrir un colapso el sistema de apuntalamiento.

4.3) ENTIBAMIENTO Y APUNTALAMIENTO EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO EN ZONA DE TRANSICION.

4.3.1) Excavaciones poco profundas en zona de transición.

Es muy común encontrarnos dentro de una ciudad, estructuras o edificios adyacentes a una obra civil por construir y se prolonga su área de construcción — hasta los linderos de las ya construídas, ésto nos conduce a realizar los frentes de las excavaciones verticales y usualmente requieren ademe. En la práctica, se usan varios métodos para ademar.

Si la profundidad de la excavación no es mayor de 4 m., comúnmente se acostumbra hincar tablones verticales alrededor del límite de la excavación propuesta, a los que se le denomina forro. La profundidad a la que se hínca el forro se mantiene cerca del fondo al avanzar la excavación. El forro se fija en su lugar por medio de vigas horizontales llamadas largueros, que a su vez están soportadas por puntales horizontales que se extienden de costado a costado de la excavación. Si la excavación es demasiada ancha para poder usar puntales que se extiendan a lo largo de todo el ancho, los largueros pueden apoyarse en puntales inclinados llamados rastrillos o rastras. Para su uso se requiere que el suelo en la base de la excavación sea lo suficientemente firme para que dé el soporte adecuado al ademado. Los métodos comunes antes descritos se ilustran de la siguiente manera:

Figura (4.5) .

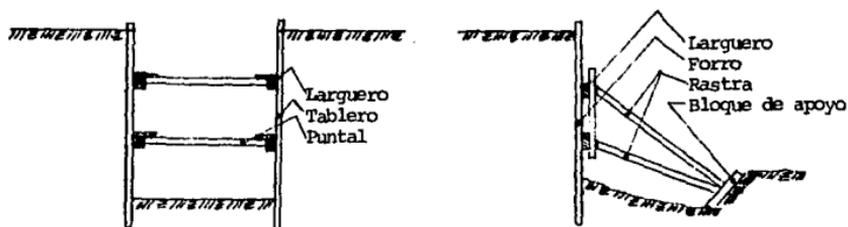


Figura 4.5) Apuntalamiento de excavaciones poco profundas

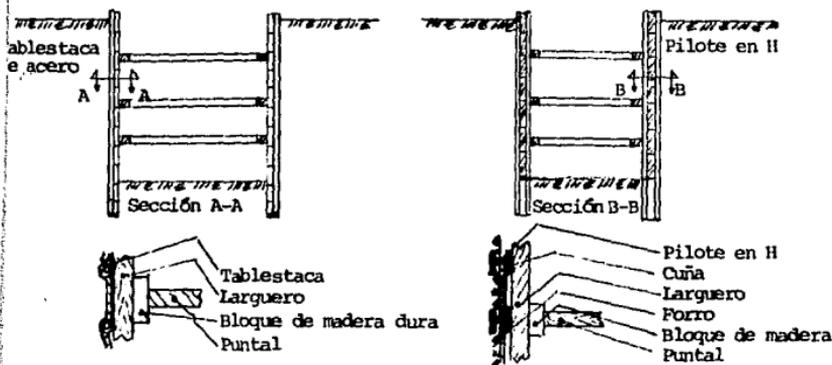
4.3.2) Excavaciones profundas en zona de transición.

Un sistema de apuntalamiento típico para excavaciones profundas en esta zona es la mostrada en la siguiente figura, con secciones transversales

Figura 4.6 Secciones transversales para excavaciones profundas.

a) Entibamiento con tablestaca de acero.

b) Entibación con pilotes H y forro de madera.



Cuando parte del estrato de arena se encuentra arriba del nivel del agua freática, las fallas han ocurrido comúnmente por flexión transversal en los puntales, en forma sucesiva y progresiva; con frecuencia precede a la flexión transversal la torcedura local de los largueros si se han reforzado de manera inadecuada para soportar las cargas concentradas de los puntales. Las fallas por flexión de las tablestacas o de los pilotes verticales son difícil de predecir. Además, cuando la arena está arriba del nivel del agua freática no existe peligro de que se produzca una falla de fondo de la excavación siempre y cuando el hincado de las tablestacas o los pilotes verticales a suficiente profundidad para desarrollar la resistencia vertical adecuada; las fallas en los sistemas de apuntalamiento de los

4.4) CALCULO DE LAS PRESIONES LATERALES EN LOS SOPORTES DE LAS EXCAVACIONES

1) Excavaciones hasta de 6m. de profundidad

En excavaciones de menos de 6m. de profundidad del desplante es innecesario calcular las presiones laterales en los soportes, a excepción de tomar en cuenta la presión hidrostática. En un tipo de suelo dado, las presiones laterales a profundidades relativamente pequeñas pueden ser muy variables. Por ejemplo, en un suelo cohesivo la arcilla se contraerá detrás del entibado en tiempo seco, formando huecos por el cual pueden desprenderse trozos de arcilla seca. La llegada del tiempo de lluvia hará que la arcilla adquiera agua y se expanda, las fuerzas de hinchamiento sobre la entibación pueden ser suficientemente altas para provocar el acriecamiento o pandeo de los codales. En suelo firme o compacto pueden producirse tensiones fuertes en los codales que por el empuje de tierras. Otra de las causas es que si se emplea madera seca para entibar una excavación en suelos acuíferos, la filtración a través de las tablas corridas hasta los largueros y codales y los efectos de la lluvia sobre esta madera, pueden provocar tensiones altas por el hinchamiento de la madera seca.

Por consiguiente, el procedimiento usual de proyectar entibaciones por métodos empíricos para excavaciones superficiales está plenamente justificada. Los tamaños de las maderas según tales métodos se basan en la experiencia de tiempos anteriores y tienen en cuenta la conveniencia de utilizar la madera tantas veces como sea posible para impedir el aflojamiento de los frentes de excavación.

Esto guarda poca o ninguna relación con los esfuerzos que origina el empuje de tierras.

Los tamaños de las maderas utilizadas en las excavaciones son usualmente los mismos para cualquier trabajo sin importar el tipo de suelo o la profundidad de la excavación. Sin embargo, es común utilizar los codales o puntales para transmitir al terreno la presión por medio de las calzas o gatos hidráulicos en vez de permitir que la presión del suelo actúe sobre los soportes. Las fuerzas de presión y acuíñamiento dependen de lo que se desee presionar al suelo para evitar el aflojamiento.

2) Excavaciones de más de 6 m. de profundidad

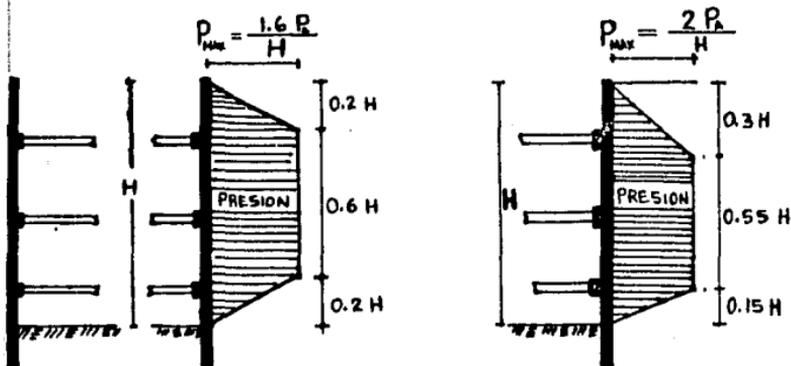
Si la profundidad de las excavaciones es superior a 6 m. pueden lograrse algunas economías en el material de entibación calculando el empuje de tierras. Esto no es necesario hacerlo en todos los casos, una amplia experiencia en entibaciones de suelos de condiciones conocidas es con frecuencia la mejor guía.

Ahora bien, si se han de efectuar excavaciones profundas en suelos con características de las que el ingeniero no tiene experiencia alguna o si en un lugar determinado se piensa construir una entibación con un sistema diferente utilizado en esta zona, será aconsejable calcular el empuje de tierras basándose en la información obtenida en las muestras de suelo obtenidos y los ensayos del laboratorio de la zona en estudio.

Los cálculos del empuje de tierras hacen posible una separación más económica en la utilización del material para entibar, permitiendo el desarrollo de toda la resistencia a flexión de los distintos componentes.

El método de cálculo del empuje de tierras que más suele emplearse para soportes de excavaciones ha sido desarrollada por Terzaghi basándose en observaciones sobre las cargas que actúan en los puntales de unas excavaciones en arena y en arcilla blanda.

Para calcular la distribución de presión en arenas y arcillas blandas en suelos secos o con drenaje muestran sus diagramas como lo indica la figura 4.7



a) Diagrama de la distribución de presión en excavaciones apuntaladas en arenas.

b) Diagrama de la distribución de presión en excavaciones apuntaladas en arcillas blandas.

Figura 4.7) Diagrama de presiones en arenas y arcillas.

Es importante reconocer la diferencia entre la distribución de presión en un muro de retención y en una excavación apuntalada. Un muro de retención actúa como una unidad estructural y de producirse el colapso, éste es total. Una excavación apuntalada posee cierta flexibilidad y las concentraciones locales del empuje de tierras pueden dar lugar a cargas muy grandes en distintas piezas de la entibación; si fallara algún puntal, las cargas que sobre él actuaban se transmitirán instantáneamente y aumentadas a las piezas adyacentes, iniciándose así un colapso general del sistema. De ahí que la distribución trapezoidal de Terzaghi y Peck está destinada a ser una envoltura que cubriera las cargas máximas probables sobre los puntales en lugar de representar las cargas medias.

- Para el inciso a) la $P_{MAX} = \frac{1.6 P_A}{H}$

en donde:

P_A ; es la presión total calculada como para un muro de retención con rozamiento nulo

$$P_A = \frac{H^2}{2} \gamma_m K_A = \frac{1}{2} K_A \gamma_m H^2 \quad ; \quad K_A = \frac{1}{N\beta} = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

K_A ; es el coeficiente del empuje de tierras

γ_m ; es el peso volumétrico del suelo

H ; profundidad de la excavación.

El valor de K_A varía con el ángulo de resistencia del suelo quedando finalmente como: $P_{MAX} = 0.8 K_A \gamma_m H$

- Para el inciso b) la $P_{MAX} = \frac{2 P_A}{H}$

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma_m H^2 - 2 C_u H$$

donde:

C_u ; es la resistencia en prueba no drenada

H ; es la profundidad de la excavación

γ_m ; es el peso volumétrico del suelo

$$\underline{P_{MAX} = \gamma_m H - 4 C_u}$$

4.4.1) Cargas en los puntales de excavaciones en arena.

Como la mayor parte de los cortes abiertos se excavan en etapas dentro de los confines de los muros de tablestacas o de muros formados por pilotes verticales y forros, al profundizarse la excavación se van insertando puntales progresivamente es probable que los muros se deformen y puedan ocurrir pequeños movimientos hacia adentro de la excavación en la parte superior del corte después que se instala el primer puntal (figura 4.8). Entonces aquí estriba la diferencia que la distribución de presiones de tierra en muros de contención es diferente al análisis de un sostenimiento del corte de excavación

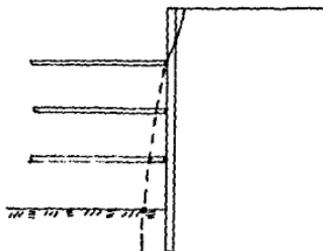


Figura (4.8) Ademe apuntalado

Para comparar los resultados de diferentes cortes y para el proyecto de puntales en cortes nuevos, se ha encontrado conveniente convertir las cargas en los puntales a presiones equivalentes. Esto puede hacerse por un procedimiento sencillo aproximado, dividiendo la carga del puntal entre el área de la porción de la tablestaca o del ademe que se extiende hasta la mitad de la distancia a los puntales vecinos, tanto vertical como horizontalmente.

Se ha encontrado en la práctica que un diseño de apuntalamiento y adernado - bien ejecutado, los puntales separados a un nivel dado, aplicados a un sitio próximo para una nueva excavación difieren entre sí los diagramas de presiones en los puntales. Como no es posible predecir cual de los puntales idénticamente situados soportará las mayores cargas, el uso conservador de diagramas de presión obtenidos empíricamente para el proyecto, requieren que las dimensiones que se den a cada puntal sean las correspondientes a la carga máxima indicada por cualquiera de los diagramas de presión. Por lo tanto, para el proyecto de puntales resulta adecuado usar una envolvente de presiones que tome en cuenta todos los diagramas de presión deducidos. A esta envolvente se le llama "envolvente de presión aparente", la cual representa una distribución ficticia de presiones para estimar las cargas máximas por puntal en un sistema de apuntalamiento.

La "envolvente de presión aparente" se utiliza para calcular las cargas de proyecto para los puntales, las elevaciones de los diferentes puntales en un corte se eligen tentativamente por comodidad para evitar interferencias con la estructura que se va a construir dentro de la excavación y para evitar deformaciones excesivas durante el proceso de excavación.

La siguiente figura (4.9) se ilustra este procedimiento descrito por Peck, en su libro Ingeniería de Cimentaciones.

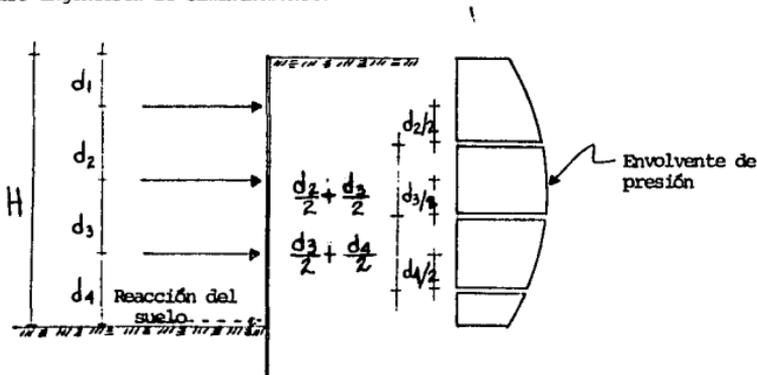


Figura (4.9) Diagrama de presión aparente y áreas tributarias de cada puntal.

En los cortes en arena seca o húmeda puede considerarse la envolvente de presión aparente como un rectángulo sencillo en la que la magnitud de la presión es : $0.65 \gamma' H \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$ Figura 4.10 propuesta por Peck.

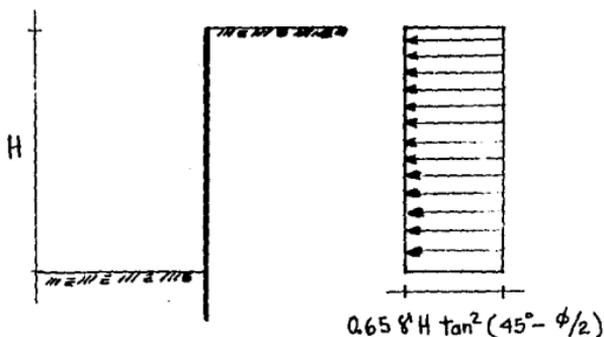


Figura 4.10) Diagrama de presión aparente para calcular cargas en los puntales de cortes entibados en arena seca o húmeda.

Este diagrama también es aplicable para determinar las cargas en los puntales en un suelo arenoso drenado previamente, si el nivel del agua freática ha bajado cuando menos al nivel de desplante de la excavación.

CAPITULO V
EXCAVACIONES EN ZONA DEL LAGO

5.1) TIPO Y CARACTERISTICAS DEL SUELO

En esta zona predominan las formaciones lacustres constituidas por ceniza volcánica, intercaladas con pomez, arenas finas y limos. Estos depósitos cubren o aparecen entre estratos de origen aluvial, o bien, se encuentran en contacto de las formaciones pétreas típicas de la zona de lomas. En general estas formaciones lacustres son altamente compresibles y de baja resistencia al corte.

Podemos asegurar que gran parte de la Cd. de México se encuentra asentada en una zona perteneciente al ex-lago de Texcoco, y el material que predomina son arcillas entre alta y baja compresibilidad con intervalaciones de arena y limo, -- tal y como se explica en el punto 2.3.c. de este trabajo, como consecuencia los problemas en esta área urbana son diversos y considerables.

Las arcillas más firmes usualmente contienen juntas, grietas o superficies de deslizamiento que reducen mucho su resistencia con relación a las muestras -- inalterables tomadas del estrato y por consecuencia su estabilidad es difícil de -- estimar en forma confiable. Las arcillas que contienen bolsas de material sin cohesión con agua, pueden sostenerse razonablemente bien cuando quedan expuestas por la excavación, pero su estabilidad se deteriora progresivamente.

Como se mencionó en el Capítulo II, el corte estratigráfico típico de la zona de lago dentro de la Cd. de México exhibe los estratos siguientes:

- 1) Depósitos arcilla-arenosa o limosas o bien rellenos artificiales de -- hasta 10 m. de espesor.

- 2) Arcillas de origen volcánico, altamente compresibles con intercalaciones de arena en pequeñas capas o en lentes.
- 3) La primera capa dura, de unos 3 m. de espesor, constituida por materiales arcillo-arenosos o limo-arcillosos muy compactos. Esta capa suele localizarse a una profundidad del orden de 33 m.
- 4) Arcillas volcánicas de características semejantes a las del punto 2) - - aunque de estructuración más cerrada. El espesor de este manto oscila entre 4 y 14 m.
- 5) Estratos alternados de arena con grava y limo o arcilla arenosa.

En algunos lugares, a partir de los 65 m., se ha encontrado un tercer manto arcilloso compresible.

Es lógico que en la zona urbanizada pueden encontrarse variaciones importantes respecto a la anterior clasificación. Una causa importante de diferente comportamiento mecánico en los suelos radica en los antiguos monumentos aztecos o coloniales, hoy desaparecidos, pero que han inducido fuerte preconsolidación en zonas determinadas; hay lugares en que por estos efectos la capa arcillosa superior no pasa de 20 m. de espesor (Palacio Nacional); otra causa de problemas es la explotación de pozos en distintos puntos de la ciudad.

Marsal y Mazari han subdividido la zona del lago en dos áreas, una abarca la ciudad antigua donde son frecuentes las preconsolidaciones, notorias aún dentro de los límites de un predio; la segunda, cubriendo aquella parte de la ciudad que no fue antes cargada con construcciones antiguas hoy inexistentes y que por lo tanto, presenta mayor homogeneidad en propiedades mecánicas.

5.2) EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO CON TALUDES SIN APUNTALAR
EN ZONA DE LAGO

Se comprende bajo el nombre genérico de talud cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar los frentes en una excavación, en nuestro caso.

La falla por movimiento del cuerpo del talud es el más viable de producirse en las excavaciones, son movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo, con superficies de falla que penetran en dicho cuerpo. Existen dos tipos de movimientos de la masa del suelo. En primer lugar se tiene un caso en el cual se define una superficie de falla curva a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud, asemejándose a una circunferencia analizado confiablemente, llamadas fallas por rotación. Como segundo caso se tienen las fallas que ocurren a lo largo de superficies débiles, asimilables a un plano de falla en el cuerpo del talud o en el terreno de cimentación.

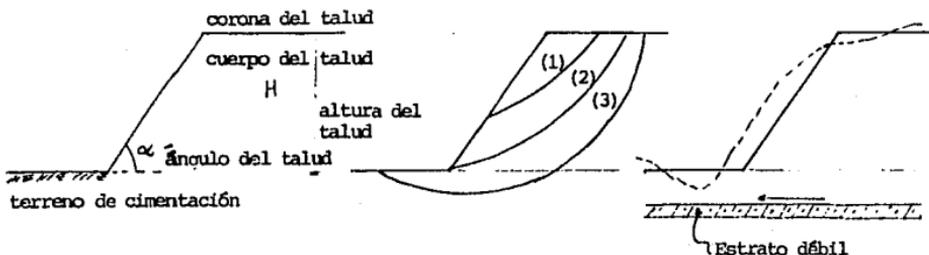
Las fallas por rotación y traslación en el cuerpo de taludes se presentan de la siguiente manera:

a) Nomenclatura.

b) Falla por rotación.

c) Falla por traslación sobre un estrato débil.

- 1) Falla local.
- 2) Falla por el pie del talud.
- 3) Falla de base.



Estas fallas pueden ocurrir en cualquier formación no cementada, desde fragmentos de roca hasta arcillas francas, materiales secos o húmedos, etcétera.

En excavaciones practicadas en arcillas blandas saturadas, la condición crítica se presenta a largo plazo, cuando las presiones de poro se han adaptado o bien a una condición estática o a una de flujo establecido. Debe hacerse un análisis basado en los parámetros de resistencia de una prueba lenta con consolidación y drenaje, y en términos de esfuerzo efectivos.

Para excavaciones temporales como en el caso de alojar cimentaciones cabe realizar un análisis considerando el momento al fin de la excavación como el crítico, efectuando el análisis de estabilidad con una prueba rápida, considerando los esfuerzos totales.

5.2.1) Excavaciones en Arcilla.

5.2.1.a) Factores que afectan la estabilidad de los cortes en arcilla.

La estabilidad de taludes temporales en arcilla dependen de:

- a) La resistencia del material al esfuerzo cortante.
- b) Del talud del corte.
- c) La profundidad de la excavación.
- d) De la profundidad a que aparezca un estrato firme, si existe no muy lejos, abajo del fondo de la excavación.

A menos que un depósito de arcilla contenga o esté sobre capas o lentes de suelos permeables con agua, el agua subterránea no produce dificultades para hacer excavaciones temporales.

La estabilidad de un talud durante el período de construcción puede estimarse con mucha confiabilidad por métodos teóricos y con los resultados de pruebas de laboratorio en el suelo, si la arcilla está saturada, si es de consistencia media a blanda, y si está protegida contra el secado y la formación de grietas de desecación en y más allá de la cresta del talud.

Si la excavación permanece abierta y sin protección por largo tiempo la estabilidad puede reducirse por las grietas que se desarrollan por desecación y después se llenan de agua.

El flujo de agua puede producir también deterioro progresivo mientras el corte está abierto, especialmente si la arcilla contiene capas o bolsas de limos sin cohesión y arenas finas bajo el nivel freático. Como estos factores no están bajo el completo control del constructor, se requiere gran discernimiento para elegir taludes en el cual se obtenga el equilibrio adecuado entre la seguridad y la economía.

5.2.2) Taludes en arcillas homogéneas, blandas y medias.

De acuerdo a estudios realizados y experiencias recabadas, la falla de un talud en una arcilla uniforme se produce por deslizamiento a lo largo de una superficie de sección transversal casi circular. Considerando - ésto, se pueden hacer estimaciones suficientemente precisas de la estabilidad de estos taludes.

Dicho procedimiento lo podemos ilustrar como sigue:

Como es de suponerse que el período de construcción es corto en --- comparación con el tiempo necesario para que cambie el contenido de agua - de la arcilla, se satisfacen aproximadamente las condiciones para el análisis que $\phi = 0$ (ángulo de fricción interna). Entonces el análisis puede basarse en los esfuerzos totales más que en los esfuerzos efectivos, y en la resistencia al esfuerzo cortante no drenada (valor de "C" cohesión) determinadas en las pruebas de laboratorio.

Para investigar la estabilidad de una talud, se dibuja un arco circular con un centro arbitrario "O" y un radio arbitrario "r". El peso --- "W" de la masa de suelo limitado por el arco se determina gráfica o analíticamente. El momento Wl_w de este peso con respecto a "O" tiende a producir deslizamiento a lo largo del arco. Los esfuerzos cortantes correspondientes, a t a lo largo del arco se determinan por el requisito de --- que el momento de estos esfuerzos con respecto al centro "O" debe ser igual al peso, si existe equilibrio.

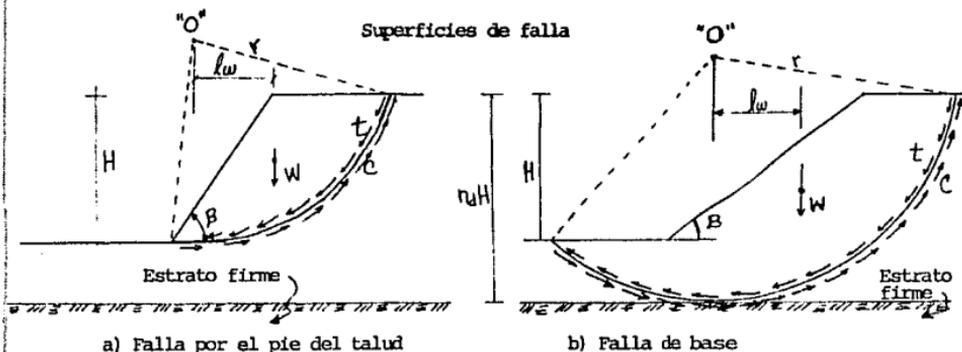
$$t \int r = W l_w \quad \text{donde: } \int \text{ es la longitud del arco.}$$

El esfuerzo cortante necesario para el equilibrio es:

$$t = \frac{W l_w}{r \int}$$

El factor de seguridad contra la falla por esfuerzo cortante a lo largo del arco circular elegido arbitrariamente es la relación de la resistencia de la cohesión disponible a la resistencia necesaria.

$$F_s = \frac{c}{t} = \frac{cr\hat{k}}{Wlw}$$



Por supuesto no es preciso que la falla se produzca en el arco arbitrariamente elegido, sino que ocurrirá a lo largo del arco en el que el factor de seguridad sea mínima. Por lo tanto, deben elegirse varias posiciones del centro y varios radios hasta encontrar el factor de seguridad mínimo.

Se ha establecido que si el ángulo del talud es de 53° o mayor, el círculo crítico pasa por el pie de éste. En los taludes más tendidos, el círculo crítico es generalmente tangente a la base firme y su centro así mismo queda en una línea vertical que pase por el punto medio del talud. Sin embargo, si el estrato firme tiene su lecho superior a poca profundidad abajo del pie del talud, la falla puede ocurrir a lo largo de un círculo de talud, que corta a éste arriba de su pie.

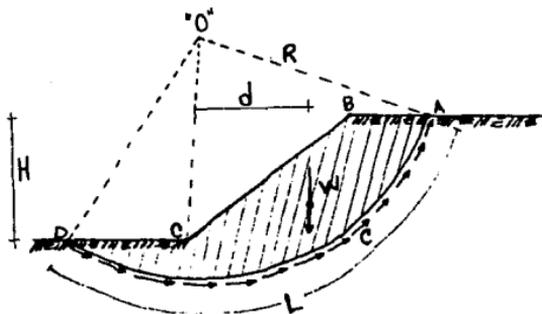
2) Falla de base.

El procedimiento de cálculo que se propone para este caso fue establecido primeramente por A. Casagrande y en principio se puede utilizar para estudiar tanto fallas por el pie del talud como fallas de base.

El método sueco aplicado a taludes cuya ley de resistencia se expresa como $S = C$, se trata de analizar los casos en que la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se expresa con base a los resultados de una prueba sin consolidación y sin drenaje (prueba rápida), — utilizando esfuerzos totales.

Se analizará en primer lugar, el caso de un talud de altura h , excavado en arcilla, en que existe homogeneidad completa del material en el talud y en el terreno de cimentación hasta una profundidad ilimitada.

El procedimiento se describe de acuerdo a la siguiente figura:



Considerese el arco de circunferencia de radio R y centro O como la traza de una superficie hipotética de falla, en la que se movilizaría la zona rayada de la figura.

Las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento serán el peso W del área ABCDA, más cualquiera sobrecargas que pudieran actuar en la corona del talud.

El peso W se calcula considerando un espesor de la sección unitario en la dirección normal al papel

El momento de las fuerzas motoras es: $M_m = \sum Wd$ que incluye el peso del suelo más la sobrecargas que pudieran existir.

Las fuerzas resistentes las generará la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de toda la superficie de falla supuesta y su momento en relación al centro es: $M_r = CLR$

En el instante de la falla incipiente; $M_m = M_r$ y por lo tanto, se podrá escribir: $\sum Wd = CLR$

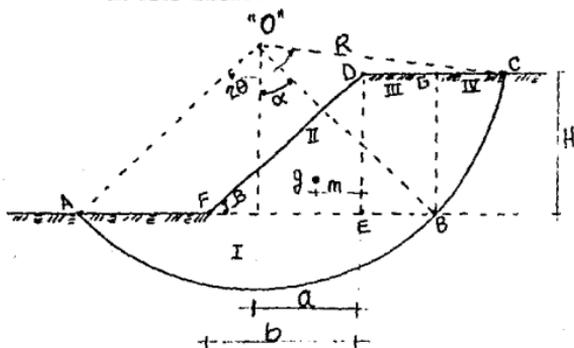
Si se define un factor de seguridad, F_s como:

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{CLR}{\sum Wd}$$

La experiencia permite considerar a 1.5 como un valor de factor de seguridad confiable para la estabilidad práctica. Debe cumplirse que para la superficie hipotética seleccionada que $F_s \geq 1.5$

Para encontrar el círculo más crítico posible es preciso buscar aquel que dé un factor de seguridad F_s mínimo.

a) Analizando en primer lugar lo que sucede cuando el centro del arco seleccionado se mueve sobre una trayectoria horizontal; b) después fijando el ángulo central 2θ y variando el radio R , y por último, manteniendo constante el radio y variando el ángulo central 2θ , implícito - en este inciso.



a) Si el punto "O" se mueve sobre una horizontal, la longitud del arco - no varía y por lo tanto el momento resistente es constante:

$$M_r = cte = CLR$$

F_3 mínimo se tendrá cuando el momento motor sea máximo.

$$M_n = M_I + M_{II} + M_{III} + M_{IV}$$

M_I ; es el momento de la sección I y vale 0, pues el centroide del - área está siempre en la vertical que pasa por el polo.

M_{II} ; es el momento de la sección II y vale; $M_{II} = \frac{1}{2} b H \gamma_m (a - m)$

M_{III} ; es el momento de la sección III y vale; $M_{III} = (R \sin \alpha - a) H \gamma_m \frac{(R \sin \alpha - a)}{2}$

M_{IV} ; es el momento de la sección IV y es constante; $M_{IV} = \frac{1}{2} H \gamma_m \bar{C} \bar{G} = K$

$$M_m = \frac{1}{2} b H \gamma_m (a-m) + \frac{H \gamma_m}{2} (R^2 \text{sen}^2 \alpha - a^2) + K$$

Interesa el valor máximo de esta función cuando 0 se mueve horizontalmente y este movimiento puede referirse a la variación de "a" de donde derivando con respecto a "a", obtenemos:

$$\frac{1}{2} b H \gamma_m + \frac{H \gamma_m}{2} (-2a) = 0$$

$$\frac{b}{2} - a = 0 \quad \therefore a = \frac{b}{2}$$

Como resultado podemos decir que el círculo de falla más crítico respecto a falla de base será aquel cuyo centro esté en la vertical que pase por el centro del talud.

b) Fijando el ángulo central 2θ y variando R, obtenemos:

Moviendo el centro sobre la vertical que pasa por el mismo, y el valor del radio R, también variarán los momentos motor y resistencia.

De dicho análisis resulta que el radio del círculo más crítico resulta ser infinito; para que el círculo más crítico posible quede definido y así poder calcular la cohesión necesaria para el equilibrio será preciso encontrar el ángulo central 2θ que hace mínimo el factor de seguridad. Se proporcionará aquí el resultado final de dicho análisis, al lector interesado en el proceso del análisis viene explícito en el Capítulo V del tomo II de Mecánica de Suelos de Juárez Padillo y Rico Rodríguez.

Se obtuvo que: $\theta = \frac{\tan \theta}{2}$

Lo cual de esta fórmula se deduce de para $\theta = 66^\circ 45' \rightarrow 2\theta = 133^\circ 30'$ corresponde al círculo más crítico posible y la cohesión necesaria es:

$$C = \frac{\gamma_m H}{4} \cdot \frac{\text{Sen}^2 66^\circ 45'}{\frac{2\pi}{360} (66^\circ 45')} \rightarrow \underline{C = 0.181 \gamma_m H}$$

Para lo cual como se explicó en el inciso de falla por el pie del talud

$N_e = 0.181$ para todo talud con ángulo $\beta \geq 53^\circ$

5.2.3) Análisis para la estabilidad de un talud en material cohesivo homogéneo.

1) Falla por el pie de talud.

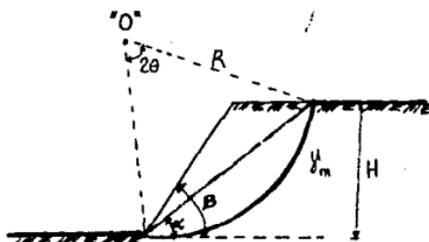
Para suelos puramente cohesivos ($\varphi = 0$; $c \neq 0$), la ley de resistencia al esfuerzo cortante se expresa como: $S = C$
 C ; cohesión del material.

Taylor ha demostrado que la "cohesión" necesaria para garantizar la estabilidad de un talud de inclinación dada sigue la ley de proporcionalidad. $c \sim \gamma_m H$

donde; γ_m es el peso del suelo que forma el talud y el terreno de cimentación.

H es la altura del talud.

La relación anterior puede expresarse como: $C_u = N_e \gamma_m H$



$$F_s = \frac{C \text{ (disponible del material)}}{C_u \text{ (necesaria)}}$$

$$F_s = \frac{C}{N_e \gamma_m H}$$

N_e ; se denomina número de estabilidad del talud de que se trate y es función de la inclinación β del talud, cuando el círculo crítico posible pase por el pie del talud.

Para $\beta = 53^\circ$ es una frontera de mucho interés.

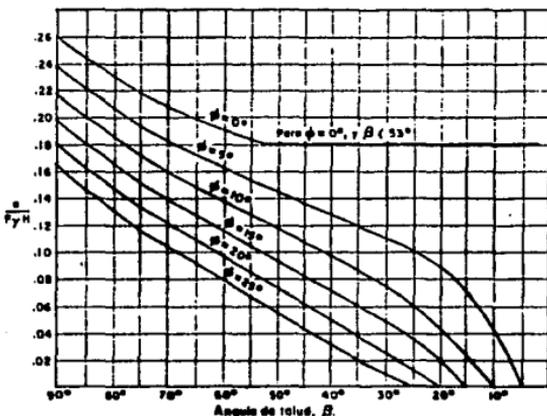
Para $\beta \geq 53^\circ$ la superficie de falla más crítica pasa siempre por el pie del talud

Para $\beta < 53^\circ$ el círculo más crítico se presenta adelante del pie del talud, produciéndose una falla de base.

Ejemplo: Para la inclinación de $\beta = 53^\circ$ $N_e = 0.181$

Para un corte vertical de $\beta = 90^\circ$ $N_e = 0.260$

(El mismo valor de N_e para todo talud para $\beta < 53^\circ$)



Gráficas de Taylor para determinar los valores de estabilidad en taludes en materiales "cohesivos", homogéneos con el terreno de cimentación

Un procedimiento sencillo para calcular la máxima altura a que puede llegarse a un corte vertical en un material cohesivo como es la arcilla, sin soporte y sin derrumbe viene del análisis de la Teoría de Rankine para presión de tierras es el empuje total activo horizontal:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma_m H^2 - 2CH \quad \longrightarrow \quad \text{haciendo } E_A = 0$$

$$\frac{1}{2} \gamma_m H^2 - 2CH = 0 \quad \longrightarrow \quad H_c = \frac{4C}{\gamma_m}$$

H_c ; altura crítica del material cohesivo.

Puesto que las arcillas varían con el tiempo frecuentemente en sus parámetros de la cohesión dependiendo de las condiciones en el lugar al adquirir o perder humedad, esta fórmula se utiliza conservadoramente utilizando factores de seguridad de 2 a 3.

5.2.4) Taludes en suelos cohesivos limitado por un estrato resistente horizontal.

a) Para fines prácticos, cuando el estrato resistente se encuentra al nivel del desplante de las cimentaciones, la superficie de deslizamiento crítica es tangente al estrato resistente para una inclinación de talud $\beta < 60^\circ$ en consecuencia le corresponde un número de estabilidad de acuerdo a la gráfica.

$$F_s = \frac{C \text{ (disponible del material)}}{C_u \text{ (necesaria)}}$$

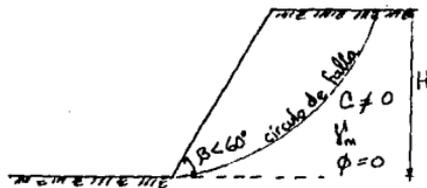
$$C_u = N_e \gamma_m H$$

$$F_s = \frac{C}{N_e \gamma_m H}$$

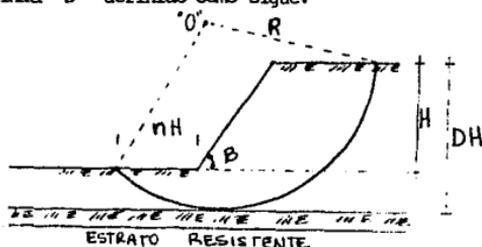
$$N_e \gamma_m H = C$$

$$N_e = \frac{C}{\gamma_m H}$$

Gráfica de Taylor



b) Para analizar las condiciones de estabilidad de un talud comprendido entre 0 a 3H a partir del terreno, se utiliza el factor de profundidad "D" definido como sigue.



Taylor grafica curvas en la cual se consideran ángulos de talud desde 53° hasta 7.5° .

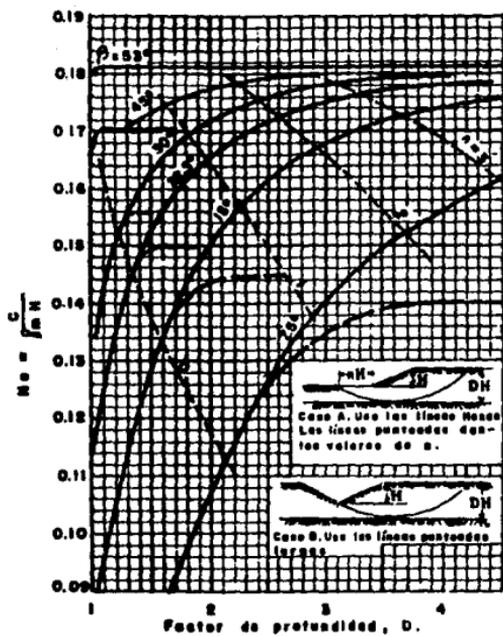
Entrando con el valor "D" e interceptando la curva B , se obtiene el valor de N_e y n .

N_e ; es el número de estabilidad.

n ; es el factor de alejamiento en donde aflora la falla.

$$F_s = \frac{C}{N_e \gamma_m H}$$

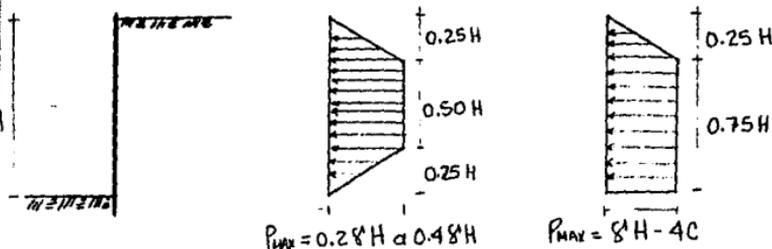
Con un factor de seguridad de 1.5 como mínimo se considera aceptable para la estabilidad.



Gráficos de Taylor para determinar el número de estabilidad y el factor de abajamiento en círculos fungentes o un estrato resistente

5.3) CARGAS EN LOS PUNTALES DE EXCAVACIONES EN ARCILLAS

En el libro Ingeniería de Cimentaciones Ralph B. Peck propone un diagrama de presión aparente para calcular las cargas en los puntales de una excavación abierta en arcillas que aplicadas a los suelos arcillosos en la ciudad de México resulta:



caso (1) aplicable cuando $\frac{8'H}{C} \leq 4$

caso (2) aplicable cuando $\frac{8'H}{C} > 4$ siempre y cuando $\frac{8'H}{C_b} \leq 4 \text{ a } 6$

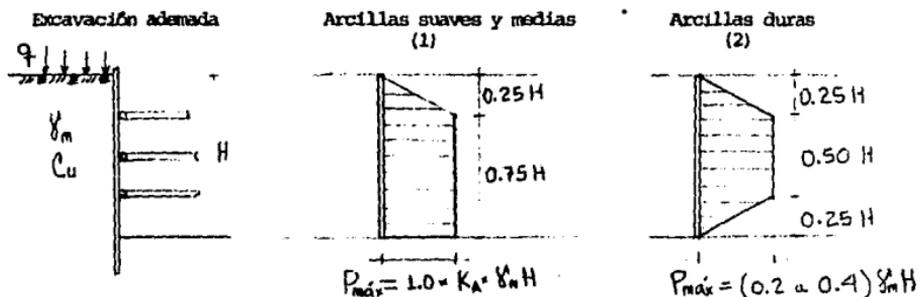
donde: C ; es la resistencia al esfuerzo cortante media no drenada.

C_b ; es la resistencia o cohesión no drenada de la arcilla abajo del nivel de la excavación.

La condición $\frac{8'H}{C_b} \leq 4 \text{ a } 6$ es para evitar la falla de fondo de la excavación. Generalmente las excavaciones dentro de los cortes apuntalados en una arcilla se realizan rápidamente con respecto a la velocidad con la que la humedad de la arcilla pueda ajustarse a las nuevas condiciones del esfuerzo. Por lo tanto prevalecen las condiciones de resistencia no drenada, en que $\beta = 0$.

Si cuidamos la posibilidad de que no tenga una falla de fondo en la excavación, el tipo principal de falla que habrá de considerarse primordial es la flexión transversal de los puntales o la cedencia de los largueros donde ocurren las reacciones de los puntales. Por consecuencia, la estabilidad del fondo debe siempre analizarse antes de hacer una estimación de las cargas en los puntales.

Otros diagramas de presiones expuestos en el Vol. I de la Ingeniería de Suelos de A. Rico y H. del Castillo, para suelos arcillosos es el que se muestra a continuación:



$$(1) P_{\max} = 1.0 \cdot K_A \cdot \gamma_m H$$

H ; profundidad de la excavación

γ_m ; peso volumétrico del suelo

$$K_A = \left(1 - m \frac{4 C_u}{\gamma_m H}\right)$$

C_u ; resistencia (cohesión) de la arcilla en prueba no drenada

m ; factor de reducción y es < 1.0

aplicar este procedimiento cuando sea $N > 3$ o 4 y $N = \frac{\gamma_m H}{C_u}$

$$(2) P_{\max} = (0.2 \text{ a } 0.4) \gamma_m H$$

La presión máxima de diseño varía de $0.2\% H$ a $0.4\% H$

El valor mínimo se usa cuando el movimiento del ademe es mínimo y el periodo de construcción es corto.

5.4) FALLA DE FONDO DE EXCAVACIONES EN ARCILLA

Cuando se construyen excavaciones para fines de cimentación se plantea una gran cantidad de problemas prácticos, algunos de los cuales constituye una de las causas de falla más frecuentes y peligrosas en excavaciones abiertas en arcillas - llamada falla del fondo de la excavación.

En este tipo de falla ocurre un asentamiento del terreno vecino, acompañado por el levantamiento generalmente rápido del fondo de la excavación; lo que sucede es que el material vecino fluye hacia el centro de la excavación levantándose dicho fondo. Este tipo de falla ha sucedido en zanjas para tubos y drenajes y en excavaciones relativamente profundas.

Las excavaciones para fines de cimentación se realizan suficientemente rápidas como para que sean despreciables los cambios en presión neutral dentro de la arcilla, por lo que todos los análisis de estabilidad pueden hacerse con datos de pruebas triaxiales rápidas.

Se presentan 3 métodos para calcular la seguridad de una excavación contra falla de fondo:

- a) Por la teoría de Skempton.
 - b) Por Terzaghi y Peck.
 - c) Por Bjerrum y Eide.
- 5.4.1) Por la teoría de Skempton.

La capacidad de carga de una arcilla, a la profundidad D_f está dada, por ejemplo según la fórmula de Skempton por:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f \quad \text{--- (1)}$$

Si sobre el suelo existe una sobrecarga de magnitud q , entonces el valor de $q_c = C N_c + \gamma D_f + q \quad \text{--- (2)}$

CN_c : representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla.

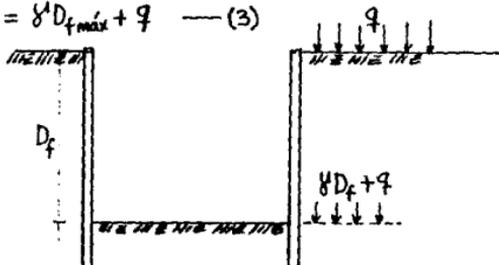
γD_f : representa el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo suprayacente.

q : representa a todas las sobrecargas que hubiera.

En el caso de una excavación, en el instante de falla de fondo, la resistencia a lo largo de la superficie de falla CN_c se opone al flujo del material del talud hacia el fondo de la excavación, a donde tiene que moverse por efecto de la presión; $\gamma D_f + q$

Es evidente que, en el instante de falla de fondo incipiente se tiene:

$$CN_c = \gamma D_{f\text{máx}} + q \quad \text{--- (3)}$$



Mecanismo de falla de fondo de excavaciones en arcilla.

La fórmula (3) da la profundidad máxima a que puede llevarse la excavación sin que falle por fondo, adoptando una precaución adicional por medio de un factor de seguridad.

$$\gamma D_f + q = \frac{CN_c}{F_s}$$

$$\therefore F_s = \frac{CN_c}{\gamma D_f + q} \quad \text{--- (4)}$$

La expresión (4) permite calcular la seguridad de la excavación contra falla de fondo.

En la práctica un valor de $F_s = 1.5$ a 2.0 resulta confiable en todos los casos.

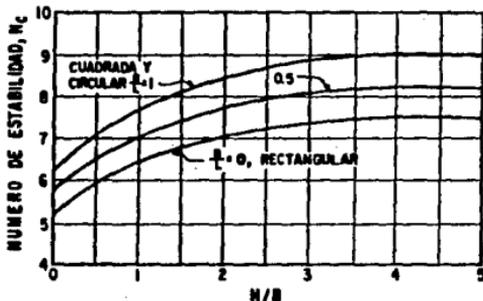
Una observación importante es que la falla de fondo es independiente de la falla del talud como tal, puesto que no es causada por un inadecuado adernado del mismo. De hecho en una excavación no adernada la falla del talud ocurre antes que la falla de fondo pues:

el número de estabilidad (N_c) de un talud es:

Mínimo = 4.0 Máximo = 5.3

Según Skempton, para una excavación cuadrada $N_c = 6.2$ valor mínimo.

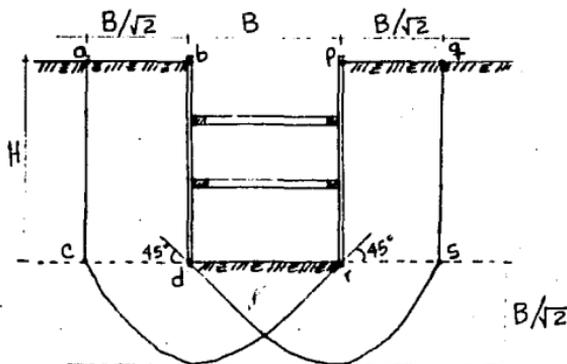
Así, teóricamente, la falla de fondo sólo puede ocurrir en excavaciones adernadas, en que la falla de los taludes está restringida; sin embargo, la distorsión que la falla de fondo implica, puede llevar a la excavación a un colapso general.



Gráfica según Skempton para determinar el número de estabilidad en un suelo cohesivo.

5.4.2) Por Terzaghi y Peck.

Terzaghi y Peck han analizado la mecánica del levantamiento del fondo en una arcilla blanda, como se muestra en la figura:



Las dos líneas "cd" y "rs" al nivel del fondo de la excavación soportan una sobrecarga igual al peso de la masa de arcilla encerrada por los rectángulos abod y pqrs. Por consiguiente, si las presiones de apoyo impuestas por estas masas de suelo exceden la capacidad de carga del suelo al nivel de "cd" y "rs", éste fallará como en las excavaciones continuas a lo largo de una superficie curva de deslizamiento, como el mostrado en la fig.

Terzaghi y Peck demuestran por medio de cálculos que las anchuras "cd" y "rs", son iguales a $B/\sqrt{2}$, y si se desprecia la cohesión entre el suelo y la entibación, el movimiento descendente de los rectángulos es resistido únicamente por la cohesión cf a lo largo de los lados "ac" y "qs". Por lo tanto, la carga total en los niveles "cd" y "rs" está expresada por:

$$P = \frac{\sqrt{2}}{2} B \gamma H - cH$$

Si dicha carga total se divide a lo largo del ancho $B/\sqrt{2}$ obtenemos la presión en dichos niveles como:

$$P = \gamma H - \frac{\sqrt{2} CH}{B}$$

Como se dijo anteriormente, que la falla de fondo es peligrosa para la estabilidad de la excavación, el factor de seguridad contra este posible caso debe ser 1.5 como valor mínimo.

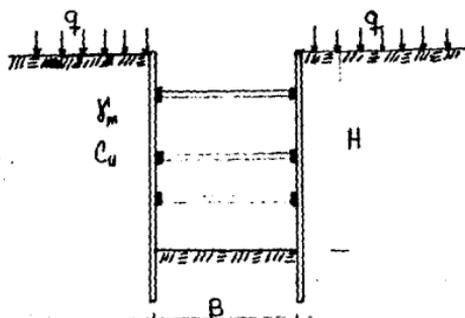
Según Terzaghi y Peck la capacidad final de carga para este tipo de suelo que es puramente cohesivo, con $N_c = 5.7$ y un factor $F_s = 1.5$ en la línea "cd" y "rs"

$$P = \frac{5.7 C}{1.5} = 3.8 C \quad 3.8 C < \gamma H - \frac{\sqrt{2} CH}{B}$$

Por lo tanto, la intensidad de la presión en la línea "cd" y "rs" no será menor que $3.8 C$ para que exista estabilidad por falla de fondo, notese que se analizó un sistema con sobrecarga debida a su peso únicamente.

5.4.3) Por Bjerrum y Eide

Otro análisis a la falla de fondo de una excavación es la analizada (4) por Bjerrum y Eide, que estudiaron el problema de la falla de fondo de la siguiente manera, con sobrecarga en material arcilloso.



L = Longitud de la excavación.

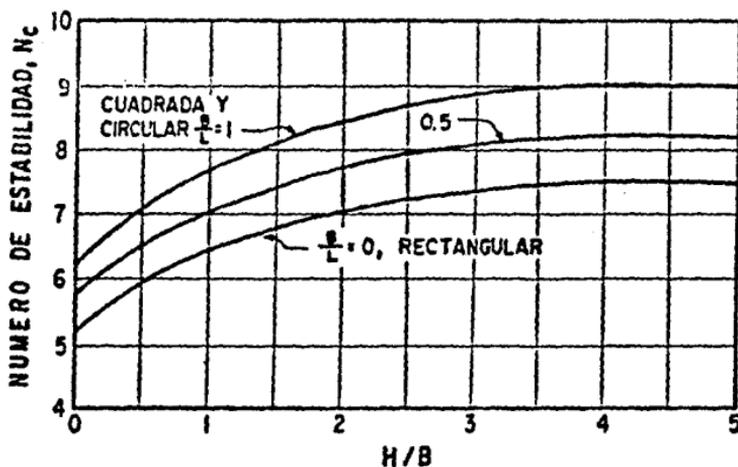
C_u = Resistencia del suelo en prueba no drenada.

q = Sobrecarga.

Factor de seguridad contra falla de

fondo
$$F_s = \frac{N_c C_u}{\gamma_m H + q}$$

N_c ; es el número de estabilidad.



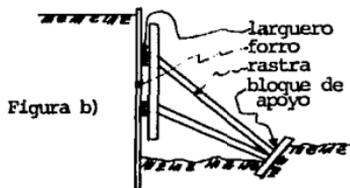
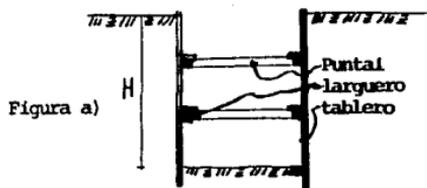
Gráfica según Skempton para determinar el número de estabilidad en un suelo cohesivo.

5.5) ENTIBAMIENTO Y APUNTALAMIENTO DE EXCAVACIONES POCO PROFUNDAS.

Muchas áreas de los edificios por construir se prolongan hasta los linderos de la propiedad o son adyacentes a otras en los que ya existen estructuras. Pajo - estas circunstancias, los frentes de las excavaciones deben hacerse verticales y -- usualmente requieren ademe. En la práctica, se usan varios métodos para ademar.

Si la profundidad de la excavación no es mayor de 4 m., comunmente se acostumbra hincar tablones verticales alrededor del límite de la excavación propuesta, a los que se llama forro. La profundidad a la que se hince el forro se mantiene -- cerca del fondo al avanzar la excavación. El forro se mantiene en su lugar por -- medio de vigas horizontales llamados largueros, que a su vez están soportados oenralmente por puntales horizontales que se extienden de costado a costado de la ex-- cavación. Los puntales son usualmente de madera o de tubos metálicos. (mostrado en figura a).

Si la excavación es demasiado archa para poder usar puntales que se extien-- den a lo largo de todo el ancho, los largueros pueden apoyarse en puntales inclina-- nados llamados rastras. Para su uso se requiere que el suelo en la base de la ex-- cavación sea lo suficientemente firme para que dé el soporte adecuado a los miem-- bros inclinados. (mostrado en figura b).



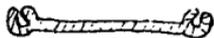
Métodos comunes para apuntalar los frentes de las excavaciones poco profundas.

5.6) ENTIBAMIENTO Y APUNTALAMIENTO DE EXCAVACIONES PROFUNDAS

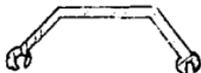
Cuando la profundidad de la excavación es mayor que 6 m. el uso de forros de madera se hace antieconómico y se emplean comúnmente otros métodos para entibar y apuntalar. De acuerdo con uno de los procedimientos, se hincan tablestacas de acero alrededor del límite de la excavación. Al ir extrayendo el suelo del recinto formado por las tablestacas, se insertan largueros y puntales.

Los tipos de tablestacas que comúnmente se usan para estos métodos son los que se muestran a continuación:

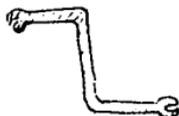
Tipos de tablestacas comúnmente usadas para apuntalar los frentes de las excavaciones profundas.



a) De alma plana



b) De alma curva



c) Con forma de Z

Los tipos a) y b) se usan con mayor frecuencia en excavaciones poco profundas siendo el tipo b) la que tiene mayor resistencia y rigidez. La del tipo c) se utiliza para las excavaciones más profundas, o para aquellas en que se espera tener presiones muy grandes.

Cuando la excavación se ha profundizado unos cuantos metros, se insertan largueros y puntales; los largueros y puntales pueden ser de madera o de acero. Prosiguiendo la excavación a un nivel inferior, se instala otro juego de largueros y puntales, continuando el proceso hasta terminar o llegar al nivel de desplante para la cimentación. En la mayor parte de los suelos es aconsejable hincar las tablestacas abajo del fondo de la excavación para evitar los bufamientos locales. En algunos casos, con la porción hincada se elimina la necesidad de instalar un puntal en el fondo del corte.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

En todo proceso de excavación principalmente dentro de una zona urbana, y aún más en la Cd. de México, por las características del tipo de suelo existente para cimentar una estructura, dicho proceso está asociado a un cambio del estado de esfuerzo en el suelo. Este cambio está acompañado por deformaciones que generalmente se detecta por hundimiento del área que rodea la excavación, de movimiento hacia dentro del suelo localizado abajo del fondo.

Se han analizado profundamente por diferentes especialistas de la mecánica del suelo las propiedades, características y comportamientos del subsuelo del valle de México, en el cual está asentada la ciudad de México, llegando a la conclusión de que la mayor parte del área corresponden a suelos lacustres; material deformable de mucha importancia.

Como no puede hacerse ninguna excavación sin alterar el estado de esfuerzo en cierto grado, puede considerarse como inevitable que no se produzcan movimiento alguno en las estructuras vecinas, si a estos movimientos podemos decir dentro de una tolerancia, para no perjudicar estructuras vecinas, se le añaden otros movimientos debido a una mala técnica de construcción, ésto nos puede llevar a un total fracaso en el aprovechamiento de los recursos.

Si el apuntalamiento de los frentes de una excavación se hacen descuidadamente, pueden ocurrir grandes desplazamientos y una obra pasaría a ser costosa y peligrosa.

Los distintos métodos de construcción traen consigo valores también distintos de movimiento inevitable. En algunos casos no puede usarse un procedimiento dado, debido al daño demasiado grande que se le inducirían a las estructuras vecinas, aún cuando la técnica fuera excelente. Por lo tanto, el ingeniero deberá tener mucha atención de las consecuencias que trae consigo el uso de diferentes procedimientos de construcción y bastante cuidado de no especificar métodos de excavación y de apuntalamiento que no puedan efectuarse y así evitar el daño que se le causarían a propiedades adyacentes.

El ingeniero necesita estar familiarizado con los diferentes procedimientos de excavación y de apuntalamiento de los frentes y el fondo de una excavación; es aconsejable utilizar las recomendaciones que sean necesarias para determinar si los movimientos son mayores que los que deben considerarse como tolerables y determinar la mejor solución de reducir cualquier movimiento que pueda evitarse.

Es muy importante recabar todo tipo de información necesaria para decidir el procedimiento adecuado que se va a utilizar de acuerdo al tipo de suelo y tener el éxito esperado.

6.1) Recomendaciones

En una excavación siempre se tiene la probabilidad de que ocurran desplomes y fallas en los apuntalamientos ya sea por el erróneo diseño del sistema o la falta de adiestramiento de la mano de obra para acuñar o reforzar bien un entibamiento, por lo tanto es de vital importancia estar supervisando continuamente la realización de acuerdo al proyecto propuesto. Los apuntalamientos flojos, permiten amplios movimientos de masas de suelo hacia la excavación lo que provocaría hundimientos cerca del sistema de apuntalamiento, agrietamientos en el terreno, y fracturas en el sistema, peligrando además las propiedades circunvecinas. El sistema de apuntalamiento debe ser -- una labor de conjunta cooperación entre el constructor y el diseñador, para culminar con un buen trabajo.

Otro de los aspectos es la importancia de la veracidad de los datos y características de los suelos en que se vaya a trabajar, principalmente en la resistencia al corte de un suelo, puesto que es el factor primordial para el cálculo y diseño de un sistema de excavación. Como se explica se debe tener una certeza en los factores de cohesión y fricción o ambas contenidas en un suelo.

Por antecedentes de experiencias tratadas, la mayoría de desplomes en una excavación a cielo abierto se debe a la falta de apuntalamiento, lo inadecuado de los mismos y el exceso de carga en el hombro del talud. Por lo que recomiendo tratar con mucho cuidado estos problemas para no lamentar al ocurrir un colapso del sistema y provocar pérdidas de vidas, económicas y un atraso al programa general de obra.